CONSORZIO DI BONIFICA 5 TOSCANA COSTA

SISTEMAZIONI IDRAULICO FORESTALI SUL CANALE TRECINA E FOSSO VALMITERA IN LOCALITÀ PIAN DEL LAGO IN COMUNE DI MASSA MARITTIMA (GR)

PSR 2014 – 2020 REGIONE TOSCANA – SOTTOMISURA 8.3. ANNUALITÀ 2015

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

Elaborato 2 – Relazione idrologica e idraulica

Gruppo di Lavoro

Dott. Ing. Simone Galardini
Dott. Ing. Chiara Chiostrini
Dott. Ing. Federico Orlandini
Dott. For. Katuscia Begliomini

Codice 09506	**Emesso** Galardini	**D.R.E.AM. Italia** Via Garibaldi, 3 Pratovecchio Stia (Ar) - Tel. 0575 52.95.14 Via Enrico Bindi n.14, Pistoia – Tel 0573 36.59.67 http://www.dream-italia.it AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE QUALITÀ CERTIFICATO DA DNV = ISO 9001 =
Rev. 00	**Controllato** Chiostrini	
Data Dicembre 2020	**Approvato D.T.** Miozzo	

D.R.E.AM. ITALIA

Sommario

Premessa 2
1. Caratteristiche del bacino idrografico 2
2. Analisi idrologica 3
2.1 Pluviometria 4
2.2 Perdite idrologiche 4
2.3 Trasformazione afflussi-deflussi 9
2.4 Risultati della modellazione afflussi-deflussi 9
3. Verifiche idrauliche 12
3.1 Verifiche idrauliche in stato attuale 15
3.2 Considerazioni sul trasporto solido 18
3.3 Verifiche idrauliche in stato di progetto 19
4. Dimensionamento scogliere 22

Premessa

La presente relazione descrive il lavoro di analisi idrologica ed idraulica svolto su due corsi d'acqua denominati Canale Trecina e Fosso Valmitera che scorrono nel territorio del Comune di Massa Marittima, in loc. Pian del Lago.

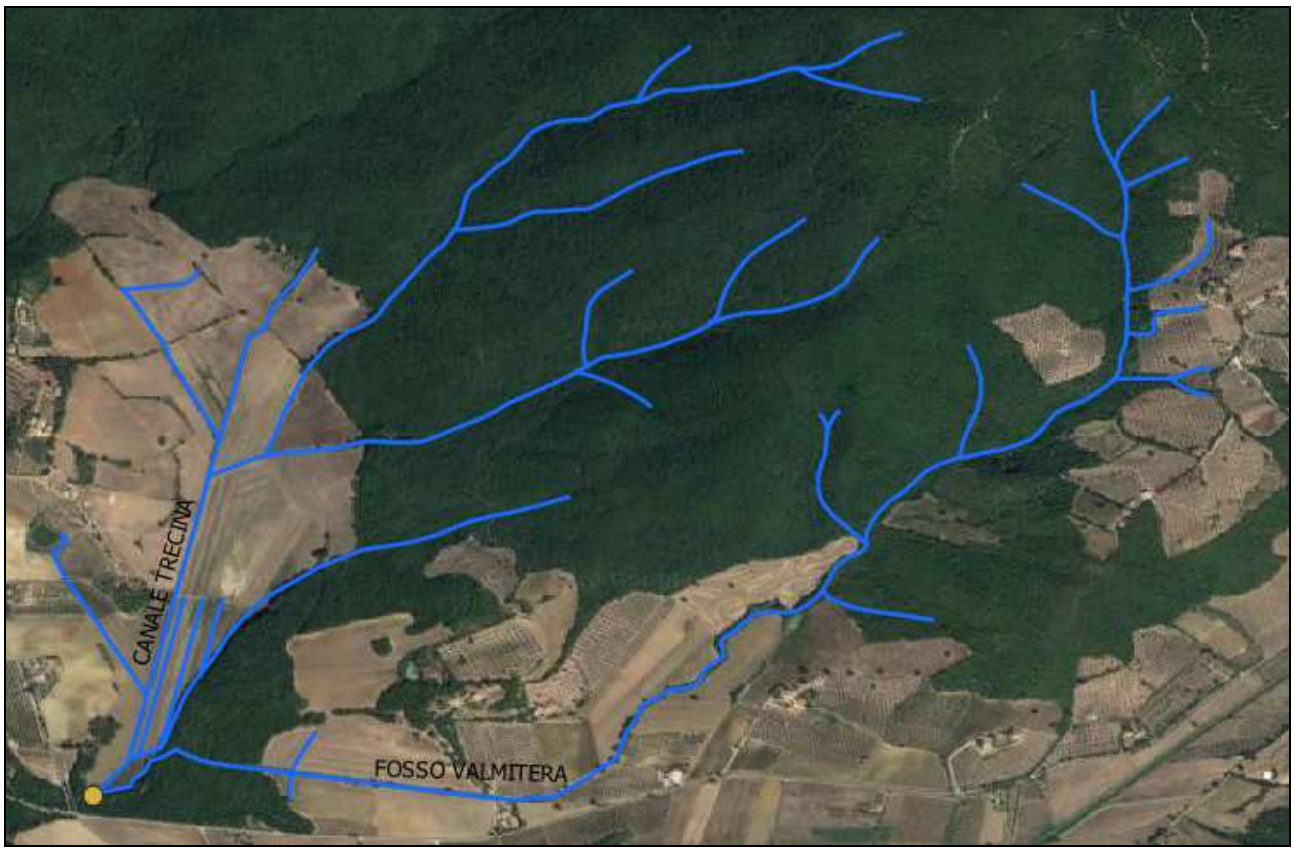

Figura 1 - Reticolo idrografico dei due corsi d'acqua analizzati, fino alla loro confluenza

1. Caratteristiche del bacino idrografico

I corsi d'acqua in esame hanno un andamento prevalente nord-est sud-ovest. Il loro bacino idrografico complessivo alla confluenza è di circa 4 km^2, costituito da una parte boscata a monte che lascia spazio più a valle a terreni agricoli seminativi.

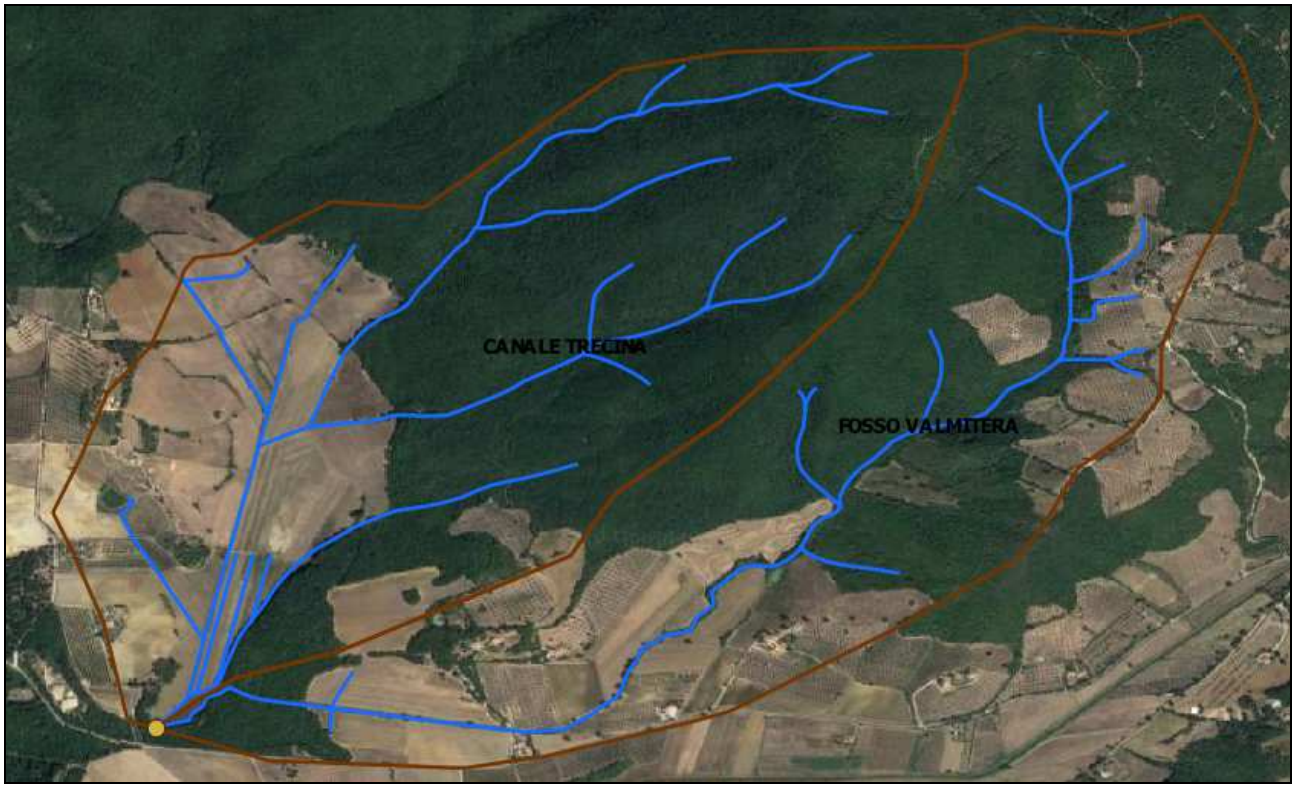

Figura 2 - Canale Trecina e Fosso Valmitera con i relativi sottobacini

La tabella seguente riporta le principali caratteristiche dei corsi d'acqua studiati e dei relativi bacini, per la sezione di chiusura considerata.

Bacino	**A (km^2)**	**L (km)**	**H_{max} (m s.l.m.)**	**H_{min} (m s.l.m.)**	**i (%)**	**i_B (%)**
Canale Trecina	2.12	2.76	365	130	0.04	0.09
Fosso Valmitera	1.89	3.19	365	130	0.04	0.07

Tabella 1 – Caratteristiche morfologiche dei corsi d'acqua

I parametri morfologici del bacino sono stati ricavati dalle Carte Tecniche Regionali della Regione Toscana e dal LIDAR.

2. Analisi idrologica

È stata seguita una modellazione idrologica, che ha previsto una schematizzazione della trasformazione degli afflussi in deflussi superficiali con il metodo del Curve Number per lo studio

della propagazione delle piene. L'analisi idrologica, implementata tramite il software HEC-HMS, è stata svolta con riferimento agli eventi caratterizzati da tempi di ritorno di 30 e 200 anni.

2.1 Pluviometria

L'analisi idrologica è stata condotta tenendo conto delle *linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP) aggiornate, fino all'anno 2012*, dall'Università di Firenze (Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale) nell'ambito dell'accordo di collaborazione con la Regione Toscana di cui alla DGRT 1133/2012. I parametri delle LSPP aggiornate sono disponibili e consultabili al link http://www.sir.toscana.it/lspp-2012.

Le curve di possibilità pluviometrica definiscono i parametri dell'espressione monomia per l'altezza di precipitazione:

$$h=a\ t^n$$

dove h è l'altezza di precipitazione espressa in mm, t è la durata di pioggia ed a e n sono i parametri caratteristici delle curve. Per la determinazione dei parametri *a* ed *n* è stata utilizzata la spazializzazione fornita dalla regione toscana ed è stata effettuata una media pesata, ottenendo i valori medi sotto riportati.

Tempo di Ritorno	a	n
Tr = 200 anni	88.34	0.341
Tr = 30 anni	63.51	0.277

Tabella 2 – Parametri della curva di possibilità pluviometrica

Da un punto di vista di andamento temporale dell'intensità di precipitazione gli eventi pluviometrici sono stati schematizzati con ietogrammi di tipo triangolare.

2.2 Perdite idrologiche

Per la determinazione dei deflussi netti corrispondenti allo scorrimento superficiale dei bacini si è utilizzato il metodo del Curve Number (CN) del Soil Conservation Service. Il metodo si basa sul

concetto che il flusso superficiale è nullo fino al raggiungimento di un valore di soglia di infiltrazione iniziale I_a, da letteratura tecnica legata alla capacità di ritenzione potenziale S dalla relazione:

$$Ia = 0.2 \cdot S$$

dove S è definita dall'espressione:

$$S = 25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10\right) \quad [mm]$$

Il parametro adimensionale Runoff Curve Number può variare tra 0 e 100 ed è funzione del tipo di copertura vegetale, della tessitura del terreno, dell'uso del suolo e del grado di saturazione. Si è fatto quindi riferimento al gruppo idrologico USDA (A: suoli con deflusso superficiale basso, B: suoli con deflusso superficiale moderatamente basso, C: suoli con deflusso superficiale moderatamente alto, D: suoli con deflusso superficiale alto) grazie alla cartografia resa disponibile dal Geoscopio della Regione Toscana. È stato poi analizzato l'uso del suolo sulla cartografia della Regione Toscana che riporta i valori del codice Corine Land cover.

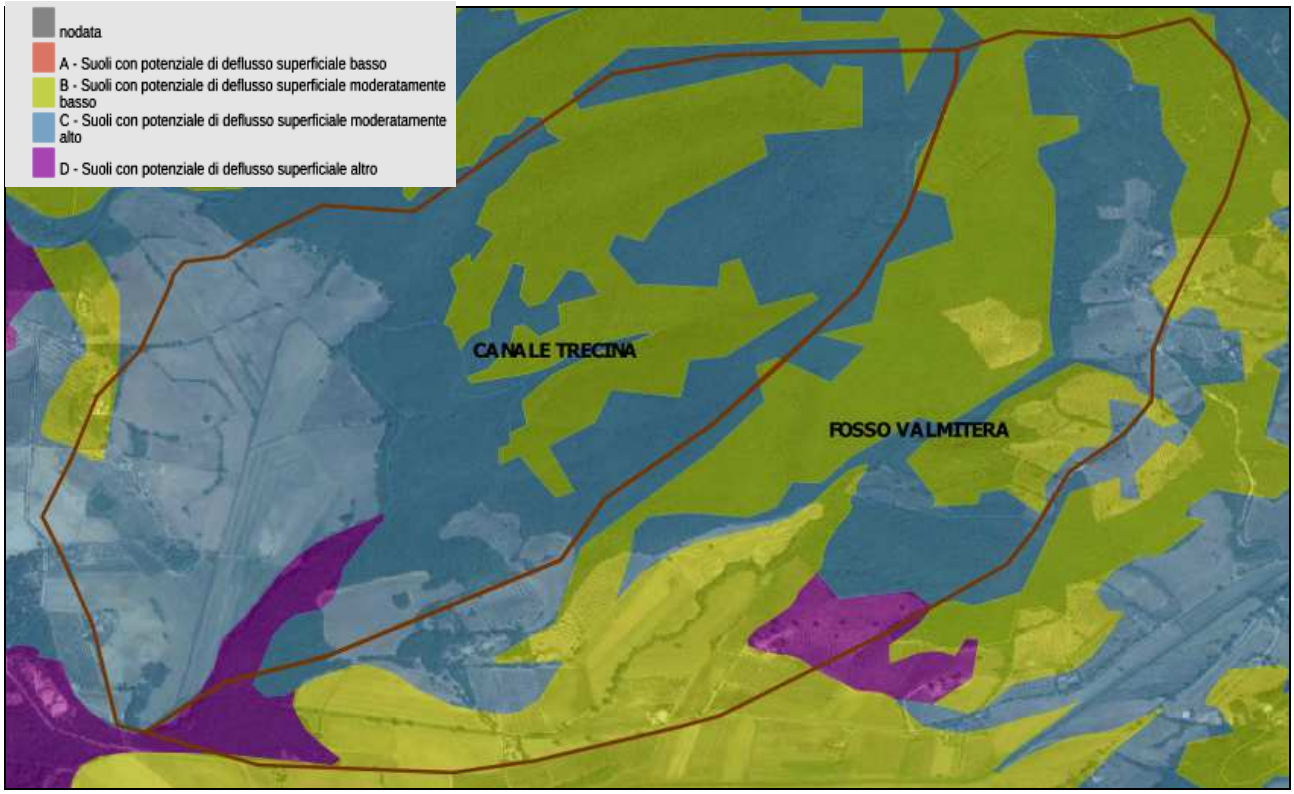

Figura 3 – Carta dei gruppi idrologici USDA

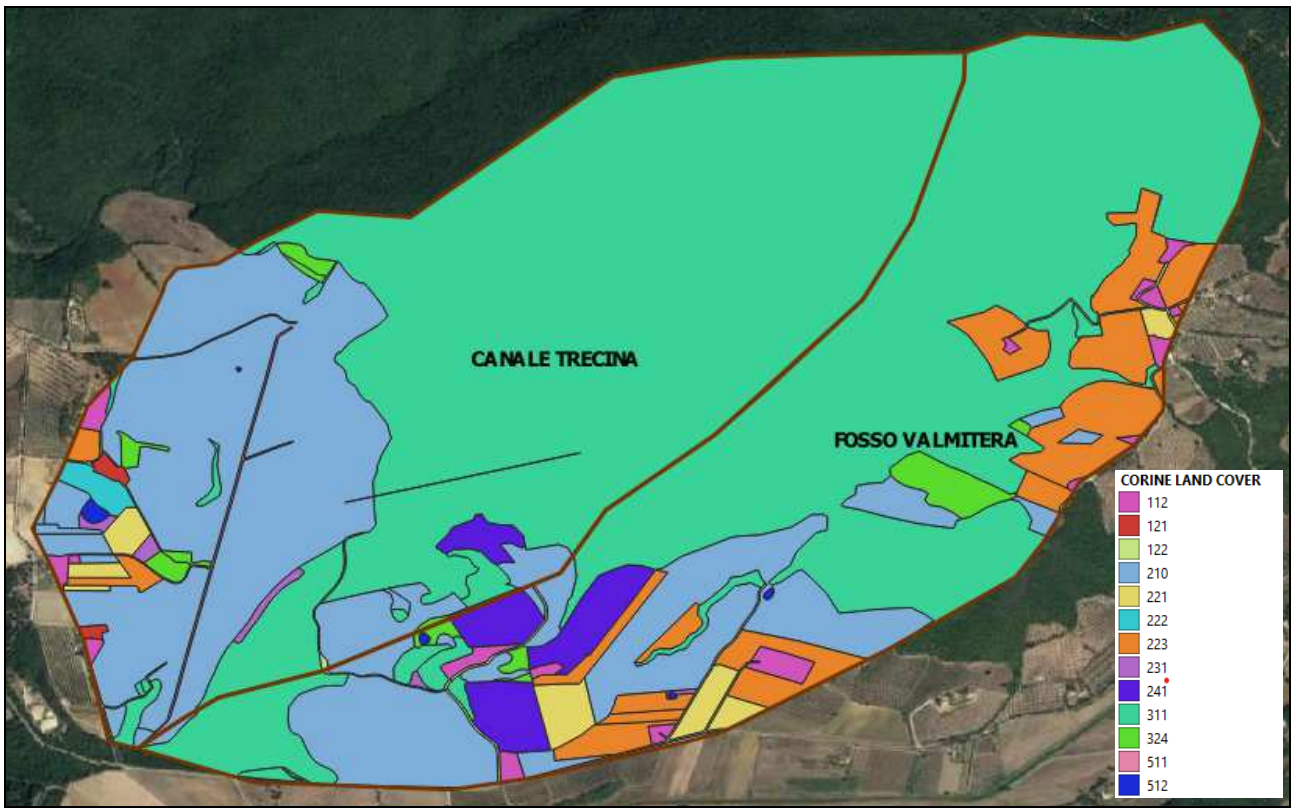

Figura 4 – Uso del suolo Corine Land Cover

Ad ogni codice CORINE è associato un valore di CN, in tabella sono riportati i valori riferiti ad una condizione media di umidità del terreno antecedente l'evento di pioggia considerato (AMC II: Antecedent Moisture Condition Classe II). Tale tabella è stata ricavata dal documento "Modellazione idrologica caso pilota. Implementazione modello distribuito per la Toscana MOBIDIC Addendum: Parametrizzazione HMS" del novembre 2014, predisposto nell'ambito dell'Accordo di collaborazione scientifica tra Regione Toscana e Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università degli Studi di Firenze per attività di ricerca per la mitigazione del rischio idraulico nella Regione Toscana.

Codice CORINE	CN(A)	CN (B)	CN (C)	CN (D)
111	89	92	94	95
112	77	85	90	92
121	81	88	91	93
122	98	98	98	98
123	98	98	98	98
124	98	98	98	98
131	76	85	89	91

Codice CORINE	CN(A)	CN (B)	CN (C)	CN (D)
133	77	86	91	93
141	49	69	79	84
142	68	79	86	89
210	61	73	81	84
211	61	73	81	84
212	67	78	85	89
213	62	71	78	81
221	76	85	90	93
222	43	65	76	82
223	43	65	76	82
231	49	69	79	84
241	61	73	81	84
242	61	73	81	84
243	61	73	81	84
244	43	65	76	82
311	36	60	73	79
312	36	60	73	79
313	36	60	73	79
321	49	69	79	84
322	49	69	79	84
323	35	56	70	77
324	35	56	70	77
331	46	65	77	82
332	96	96	96	96
333	63	77	85	88
334	63	77	85	88
335	98	98	98	98
411	98	98	98	98
412	98	98	98	98
421	98	98	98	98
422	98	98	98	98
423	98	98	98	98
511	98	98	98	98
512	98	98	98	98
521	98	98	98	98
522	98	98	98	98
523	98	98	98	98

Tabella 3 –Parametri CN relativi alla classe II di umidità per le quattro classi litologiche e per i vari tipi di uso del suolo. Fonte: Regione Toscana

Bacino	CN (II)	CN (I)	CN (III)
TRECINA	76	58	88
VALMITERA	75	56	87

Tabella 4 – Valori del CN per il bacino d'interesse

Le classi AMC, che esprimono la condizione di umidità del suolo, fanno riferimento alla sua capacità di filtrazione relativamente all'ammontare di pioggia nei 5 giorni antecedenti l'evento:

Classe AMC	Precipitazione nei 5 giorni precedenti [mm]	
	Stagione di riposo	Stagione di crescita
1	<13	<36
2	13-28	36-54
3	>28	>54

Tabella 5 – Classi AMC

La classe AMC identifica le condizioni di saturazione del suolo nel suo strato superficiale nei giorni precedenti l'evento pluviometrico; il valore è considerato basso quando c'è stata poca precipitazione ed alto quando una considerevole quantità di pioggia è caduta nei cinque giorni precedenti all'evento. Ai fini modellistici le condizioni AMC II sono considerate condizioni medie e pertanto significative dell'analisi idrologica per la caratterizzazione di eventi estremi.

Rainfall Groups for Antecedent Soil Moisture Conditions during Growing and Dormant Seasons

Antecedent Condition	Description	Growing Season 5-Day Antecedent Rainfall	Dormant Season 5-Day Antecedent Rainfall
Dry AMC I	An optimum condition of watershed soils, where soils are dry but not to the wilting point, and when satisfactory plowing or cultivation takes pace	Less than 1.4 in. or 35 mm	Less than 0.05 in. or 12 mm
Average AMC II	The average case for annual floods	1.4 in. to 2 in. or 35 to 53 mm	0.5 to 1 in. or 12 to 28 mm
Wet AMC III	When a heavy rainfall, or light rainfall and low temperatures, have occurred during the five days previous to a given storm	Over 2 in. or 53mm	Over 1 in. or 28 mm

L'estremizzazione degli eventi metereologici a seguito dei cambiamenti climatici fa si che le piogge di notevole intensità e breve durata (le cosidette "bombe d'acqua") si manifestino spesso dopo un prolungato periodo siccitoso; questa condizione è di fatti molto critica, in quanto il terreno risulta in una prima fase "secco", non in grado di far filtrare acqua, che si trasforma direttamente in runoff. Per queste considerazioni e poiché la classe AMC III risulta troppo penalizzante associata ad altri elementi modellistici cautelativi (ietogramma triangolare ed idrogramma unitario del SCS), si procede assegnando una condizione AMC II.

2.3 Trasformazione afflussi-deflussi

La valutazione del tempo di corrivazione è stata effettuata mediando i valori che si ottengono da molteplici formulazioni impiegate in letteratura:

- formula di Ventura:

$$T_c = 0.127\left(\frac{A}{i_B}\right)^{0.5}$$

- formula di Kirpich:

$$T_c = 0.0003257\ \frac{L^{0.77}}{i_B^{0.385}}$$

- formula di Pasini:

$$T_c = 0.108\frac{(AL)^{0.33}}{i^{0.5}}$$

- formula di Pezzoli:

$$T_c = 0.055\frac{L}{i^{0.5}}$$

- formula di Ferro:

$$T_c = 0.675\ A^{0.5}$$

dove A è la superficie del Bacino in km^2, L la lunghezza dell'asta principale in km, i la pendenza media del corso d'acqua, i_B la pendenza media del bacino.
Si riportano i valori dei tempi di corrivazione ottenuti dalle varie formule con i dati relativi alle caratteristiche geomorfologiche del bacino riportati in *Tabella 1*.

Bacino	**Ventura**	**Pasini**	**Ferro**	**Pezzoli**	**Kirpich**	**PIN1**	**PIN2**	**Tc (h)**
Canale Trecina	0.63	0.93	0.98	0.73	0.38	0.78	0.78	**0.74**
Fosso Valmitera	0.64	1.01	0.93	0.90	0.44	0.90	0.73	**0.79**

Tabella 6 – Tempi di corrivazione

2.4 Risultati della modellazione afflussi-deflussi

Si sono quindi effettuate le modellazioni con ietogramma di forma triangolare, con trasformazione afflussi deflussi con idrogramma SCS, per la durata di precipitazione di 1, 2 ,3, 4 ore. Si riportano

di seguito i valori di portata ottenuti per i diversi tempi di ritorno e per le durate di pioggia considerate.

Canale Trecina - Portate di picco [m^3/s]				
	Tp 1h	Tp 2h	Tp 3h	Tp 4h
TR200	26.20	28.00	26.00	24.00
TR30	13.80	14.60	13.40	12.30

Tabella 7: Canale Trecina - Portate di picco per i diversi tempi di ritorno e durate di pioggia

Fosso Valmitera - Portate di picco [m^3/s]				
	Tp 1h	Tp 2h	Tp 3h	Tp 4h
TR200	21.40	23.50	22.20	20.60
TR30	10.90	12.10	11.30	10.40

Tabella 8: Fosso Valmitera - Portate di picco per i diversi tempi di ritorno e durate di pioggia

Di seguito sono riportati gli idrogrammi di piena per i due corsi d'acqua per le diverse durate di pioggia e tempi di ritorno.

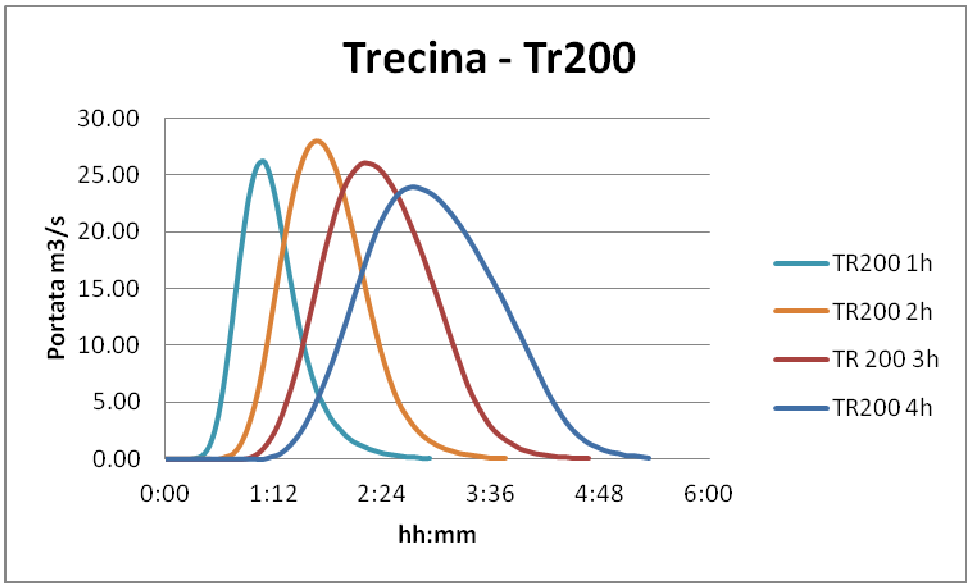

Figura 5 – Idrogrammi di piena per il Canale Trecina alla sezione di chiusura per TR 200 anni

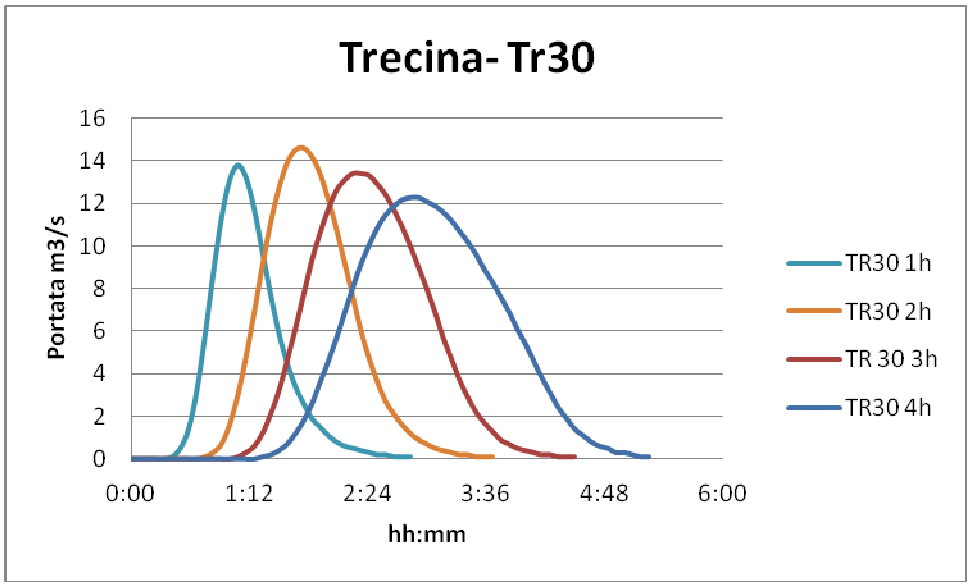

Figura 6- Idrogrammi di piena per il Canale Trecina alla sezione di chiusura per TR 30 anni

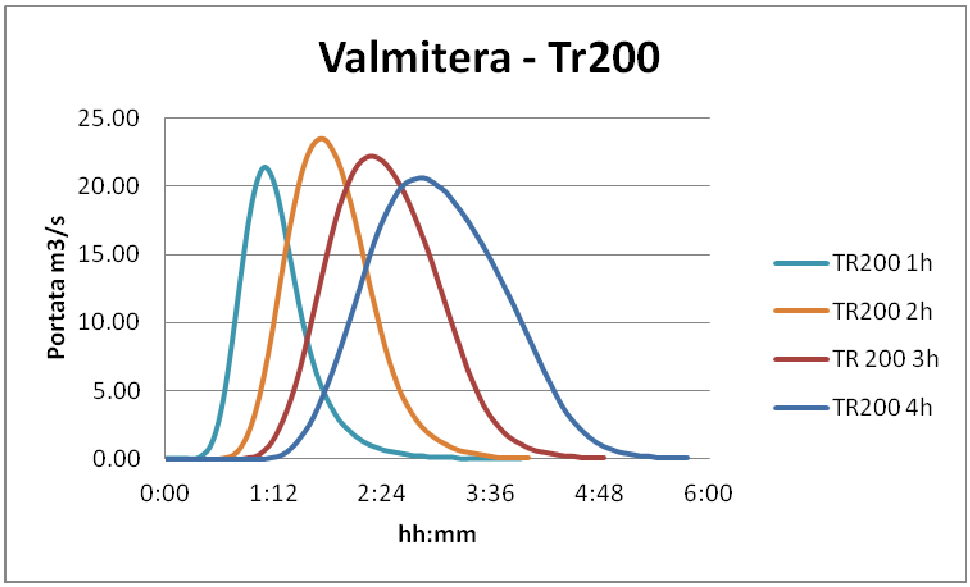

Figura 7 – Idrogrammi di piena per il Fosso Valmitera alla sezione di chiusura per TR 200 anni

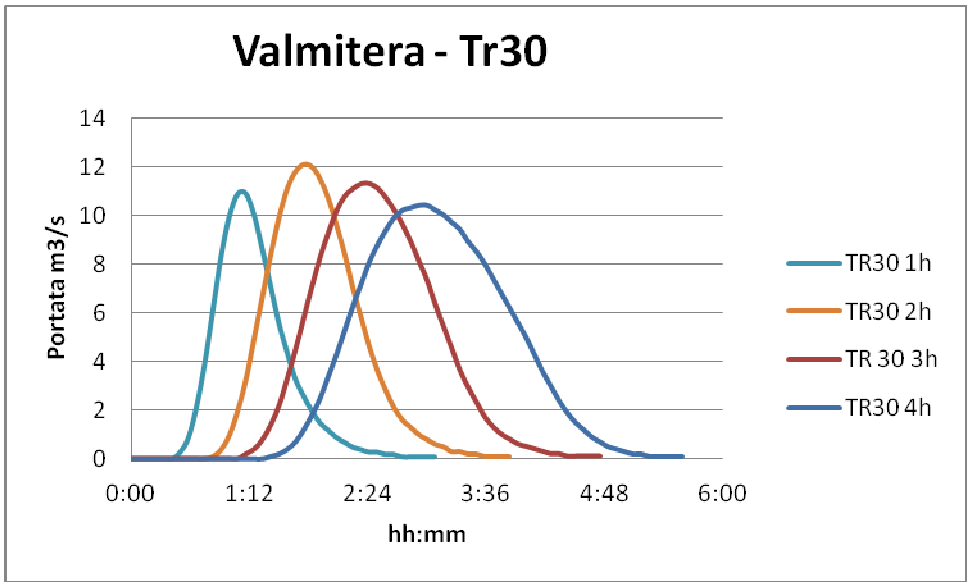

Figura 8- Idrogrammi di piena per il Fosso Valmitera alla sezione di chiusura per TR 30 anni

Nelle verifiche idrauliche effettuale, illustrate nel paragrafo seguente, sono stati utilizzati gli idrogrammi di piena trentennali e duecentennali, riferiti ad un tempo di pioggia di due ore, ovvero quello che massimizza il picco di portata.

3. Verifiche idrauliche

Le verifiche idrauliche sono state realizzate con un modello accoppiato di tipo monodimensionale all'interno del canale e puramente bidimensionale per la propagazione dei volumi esondati sul piano campagna, implementato con il software HEC RAS 5.0.7, che è un modello fisicamente basato in grado di conservare e distribuire i volumi d'acqua in base all'effettiva morfologia e topografia del territorio analizzato.

Lo schema di moto all'interno del canale è di tipo unidimensionale non stazionario (moto vario), risolto mediante integrazione numerica delle equazioni di De Saint Venant; le arginature od i cigli di sponda sono rappresentati mediante sfioratori longitudinali (*Lateral Structures*) che, nell'evenienza in cui il livello liquido raggiunga la sommità arginale, trasferiscono il volume esondato sul territorio, per la sua propagazione con schema di moto bidimensionale, che è risolto mediante l'integrazione numerica delle equazioni del moto, espressa come equazione dell'onda dinamica completa, e di conservazione del volume:

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

$$S_{fx} = S_{0x} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V_x}{g}\frac{\partial V_x}{\partial x} - \frac{1}{g}\frac{\partial V_x}{\partial t}$$

dove:

- h: tirante idrico;
- V_x: componente lungo x della velocità media;
- i: intensità dell'eccesso di pioggia;
- S_{fx}: componente lungo x del gradiente delle perdite di carico per attrito (da equazione di Manning);
- S_0x: pendenza del piano campagna.

L'interfaccia 1D-2D è di tipo bidirezionale, ovvero consente la propagazione da e verso il canale, ovviamente in base alle condizioni topografiche e ai livelli idraulici di monte e valle. La costruzione del modello digitale del terreno è realizzata mediante l'utilizzo di punti georeferenziati di coordinate x,y,z a partire dei dati altimetrici Lidar, forniti dal volo della Regione Toscana (anno 2012).

La definizione dei coefficienti di scabrezza è stata fatta distinguendo il moto nei canali e quello nella piana alluvionale. Per quanto riguarda il primo caso si sono assunti i seguenti valori di scabrezza:

Tipologia	Scabrezza n (Manning)
Canale principale	0.035
Sommità spondale	0.065
Manufatti in cls	0.025

Tabella 9 – Coefficienti di scabrezza per le verifiche all'interno dei canali

Sempre per quanto riguarda le verifiche in moto vario all'interno del canale principale si sono assunti i seguenti coefficienti di contrazione/espansione:

Tipologia	Coeff. Contrazione	Coeff. Espansione
Variazioni graduali di sezione	0.1	0.3
Brusche variazioni di sezione	0.3	0.5
Ponti e attraversamenti	0.3	0.5

Tabella 10 – Coefficienti di contrazione ed espansione

L'interfaccia 1D-2D è stata simulata mediante *lateral structures* ricalcanti il profilo longitudinale della sommità arginale, con sfioro delle acque con stramazzo direttamente nelle aree 2D, simulato mediante la "Standard Weir Equation" secondo i seguenti coefficienti:

What is being modeled with the Lateral Structure	Description	Range of Weir Coefficients
Levee/Roadway – 3ft or higher above natural ground	Broad crested weir shape, flow over levee/road acts like weir flow	**1.5** to **2.6** (2.0 default) SI Units: 0.83 to 1.43
Levee/Roadway – 1 to 3 ft elevated above ground	Broad crested weir shape, flow over levee/road acts like weir flow, but becomes submerged easily.	**1.0** to **2.0** SI Units: 0.55 to 1.1
Natural high ground barrier – 1 to 3 ft high	Does not really act like a weir, but water must flow over high ground to get into 2D flow area.	**0.5** to **1.0** SI Units: 0.28 to 0.55
Non elevated overbank terrain. Lat Structure not elevated above ground	Overland flow escaping the main river.	**0.2** to **0.5** SI Units: 0.11 to 0.28

Tabella 11 – Coefficienti di sfioro laterale

In particolare si è utilizzato un valore di 1.43 in presenza di importanti arginature, 0.8 nei tratti dove sono presenti rilevati arginali di modesta altezza e 0.2 nei tratti in cui l'alveo si presenta inciso e con sfioro diretto sul piano campagna.

Relativamente alla simulazione degli attraversamenti, oltre ai coefficienti di contrazione ed espansione precedentemente riportati, si specifica che sono state inserite le *ineffective flow areas* ed i manufatti sono stati modellati tramite l'approccio *pressure and/or wier*, per simularne anche il comportamento in pressione, mediante l'immissione di culvert aventi coefficienti di perdita per ingresso e uscita rispettivamente pari a 0.5 e 1 e Manning pari a 0.02.

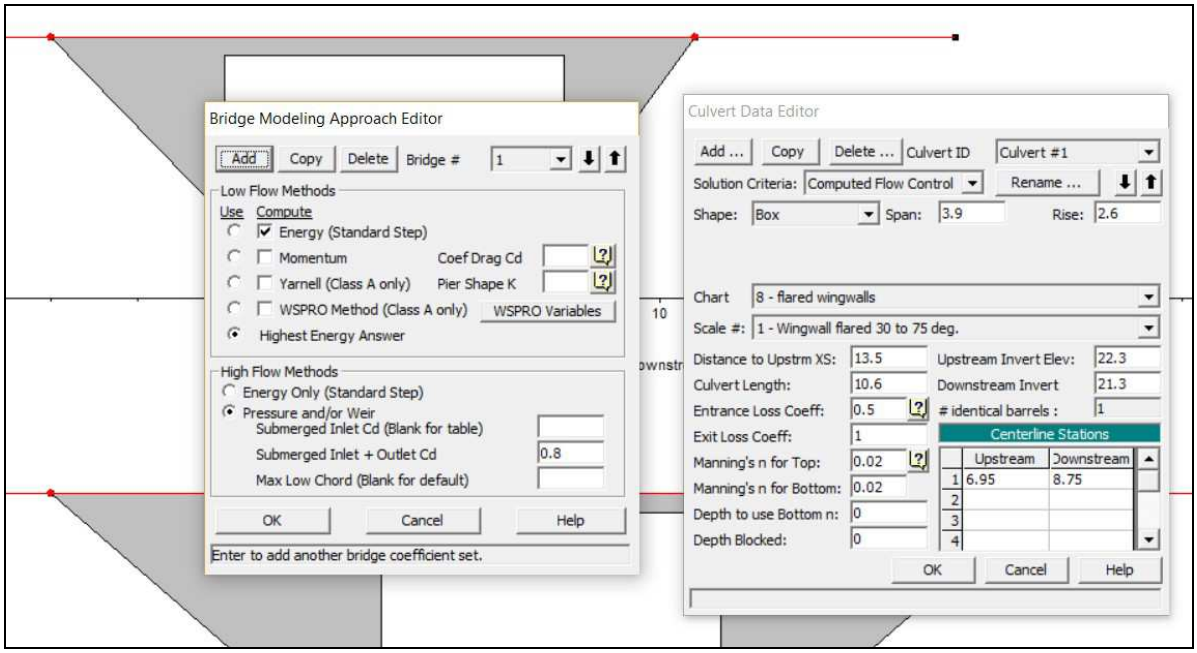

Figura 9 - Modellazione dei ponti e attraversamenti

Come condizione al contorno è stata adottata la condizione di moto uniforme (*Normal Depth*) pari a 0.14.

3.1 Verifiche idrauliche in stato attuale

Il Canale Trecina è stato simulato da circa 210 metri a monte dell'inizio del tratto sotterraneo, fino a circa 150 metri a valle dello stesso. Il fosso Valmitera, affluente in sinistra del Trecina è stato simulato a partire da circa 150 metri a monte della confluenza.

I risultati in stato attuale mostrano come l'evidente criticità idraulica costituita dal tratto sotterraneo sia responsabile dell'innalzamento del livello idrico subito a monte dello stesso. La quota arginale viene superata già per portate con tempo di ritorno trentennale.

L'eliminazione di tale criticità non è tuttavia l'obiettivo del presente lavoro, quanto piuttosto il controllo del trasporto solido per mantenere l'imbocco del tratto sotterraneo sgombro da detriti, che possono ostruire parzialmente o completamente la già ristretta sezione dello stesso.

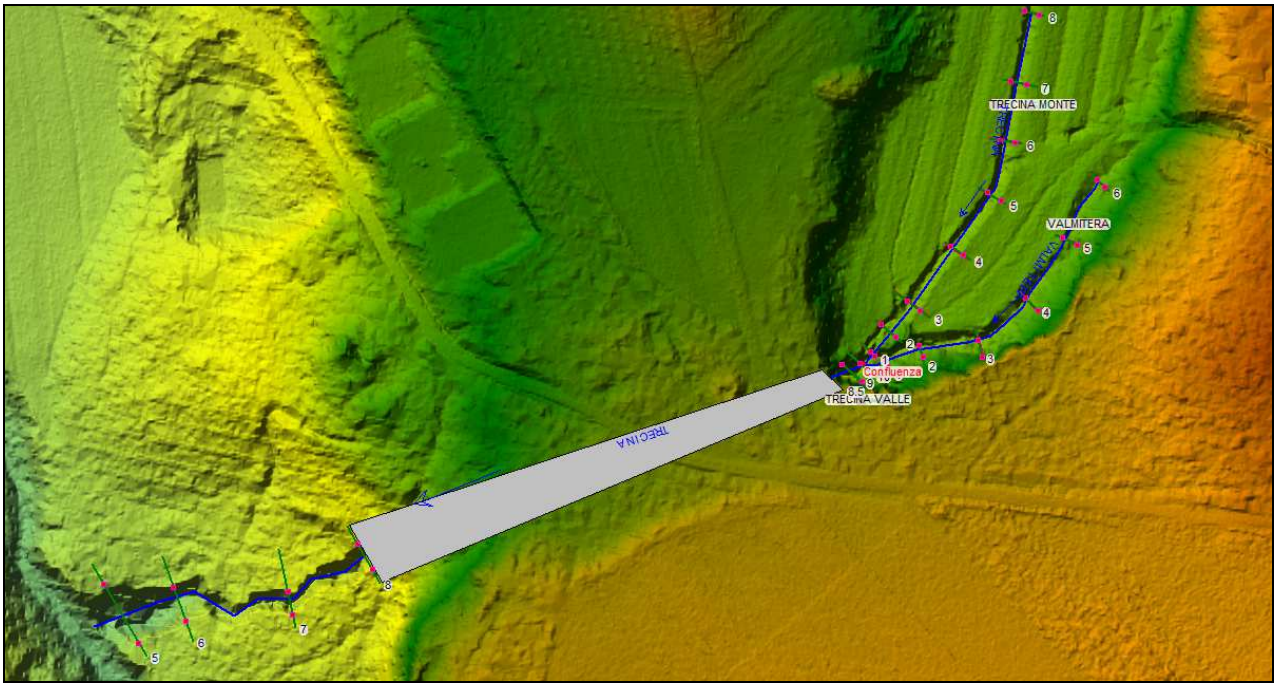

Figura 10 - Simulazione in stato attuale con il software HEC-RAS

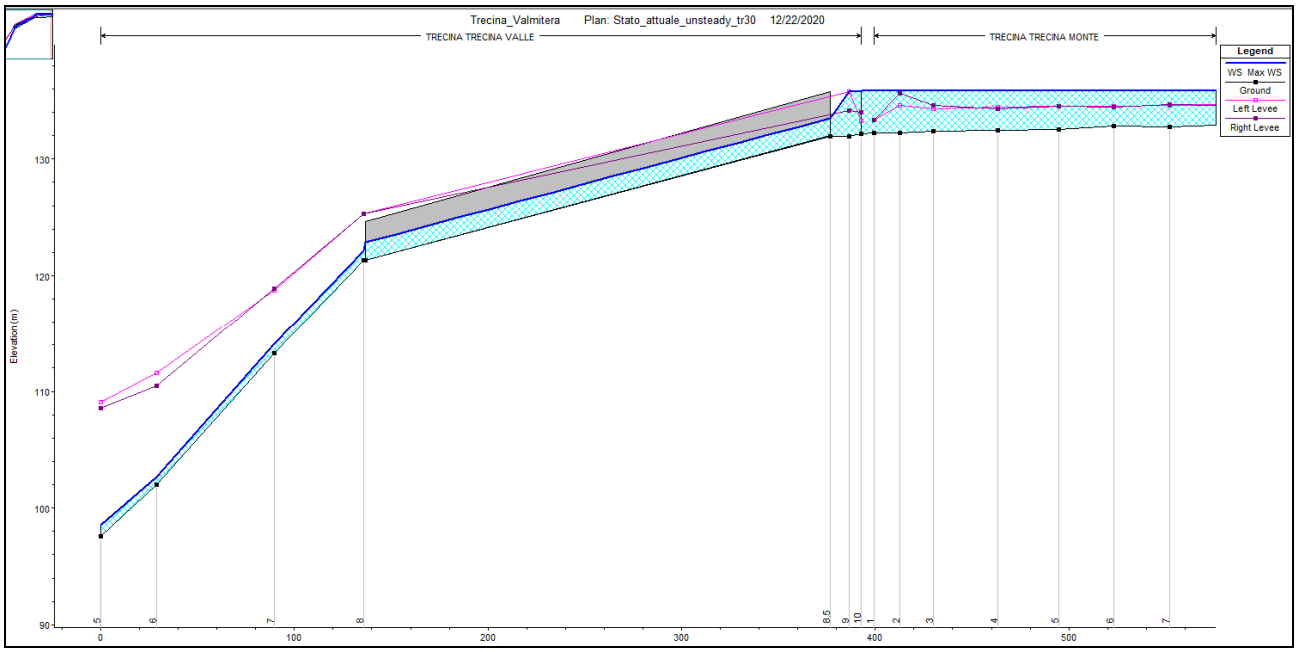

Figura 11 - Simulazione in stato attuale, funzionamento in pressione del tratto sotterraneo

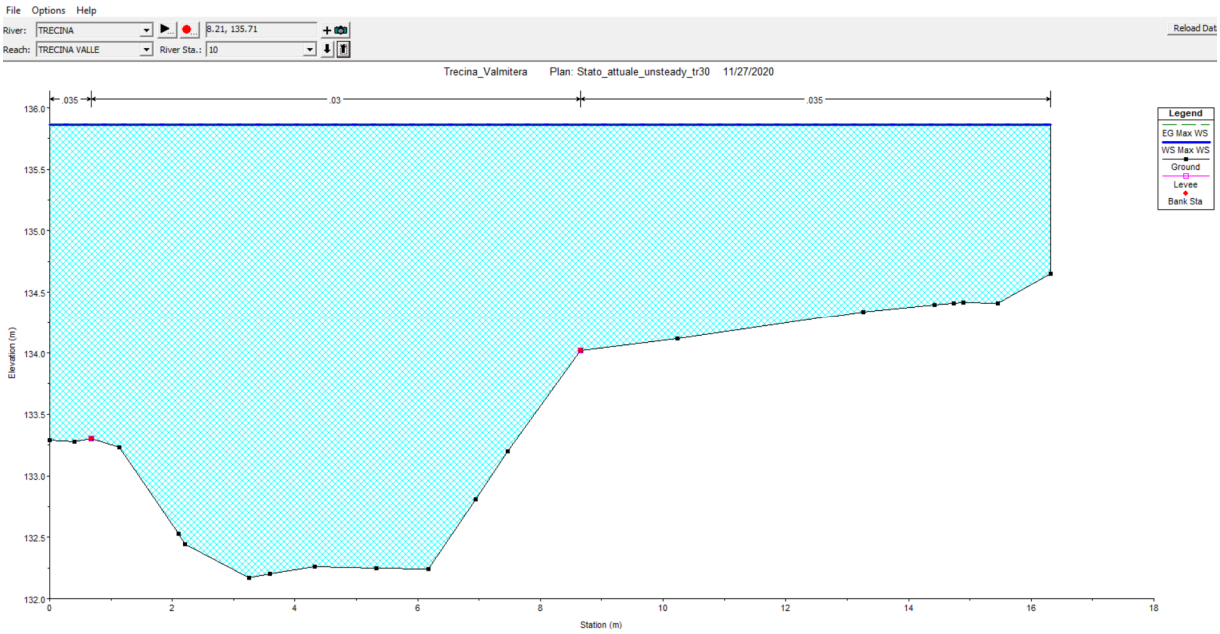

Figura 12 - Simulazione in stato attuale TR 30 anni, sezione a monte dell'imbocco della galleria

Per eventi con Tr 200 anni le sezioni in stato attuale risultano completamente non verificate, con l'imbocco della galleria da fungere da bocca tarata, che induce un profilo di rigurgito a monte dello stesso.

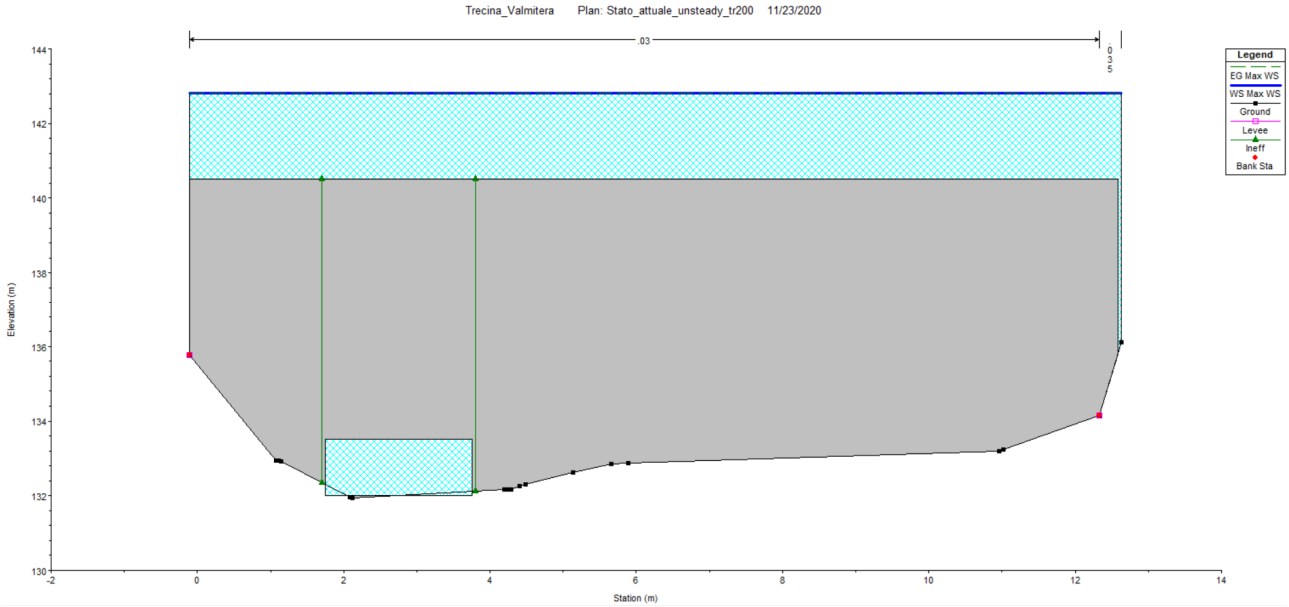

Figura 13 - Simulazione in stato attuale TR 200 anni, sezione a monte dell'imbocco della galleria

3.2 Considerazioni sul trasporto solido

Per il dimensionamento delle opere in progetto sono stati stimati i volumi di trasporto solido con formule empiriche o semi-empiriche. In assenza di analisi granulometriche dei sedimenti sono state utilizzate metodologie in grado di fornire una valutazione di massima di tali volumi. *Smart e Jaeggi* forniscono una formula speditiva per una valutazione della portata solida per unità di larghezza del corso d'acqua in funzione della portata liquida:

$$Q = \frac{q_s}{q_s + q_l} \quad per\ i_f < 0.05$$

dove :

q_s= portata solida per unità di larghezza del corso d'acqua

q_l= portata liquida per unità di larghezza del corso d'acqua

i_f= pendenza del corso d'acqua.

In condizioni di portata massima di picco trentennale alla confluenza (Q_{30}=15.2 m^3/s) si ottiene una portata solida di 0.096 m^3/s.

Per la stima dei volumi solidi annui, utili a determinare la dimensione della piazza di deposito e la sua periodica ripulitura, è stata utilizzata invece la formula di *Gavrilovic*:

$$Q_s = T * h_m * \pi * \sqrt{z^3 * A}$$

dove:

Q_s= portata solida in m^3/anno

T= coefficiente di temperatura

h_m= precipitazione media annua

z= coefficiente di erosione

A= superficie del bacino in km^2

Possiamo quindi concludere che per il Canale Trecina la portata solida è dell'ordine di circa 800 m^3/anno, per cui è da prevedersi una rimozione dei sedimenti su base annua.

3.3 Verifiche idrauliche in stato di progetto

Nella simulazione in stato di progetto sono stati inserite la briglia a fessura e la controbriglia come *inline structures* e la piazza di deposito a monte, con la geometria descritta negli elaborati grafici.

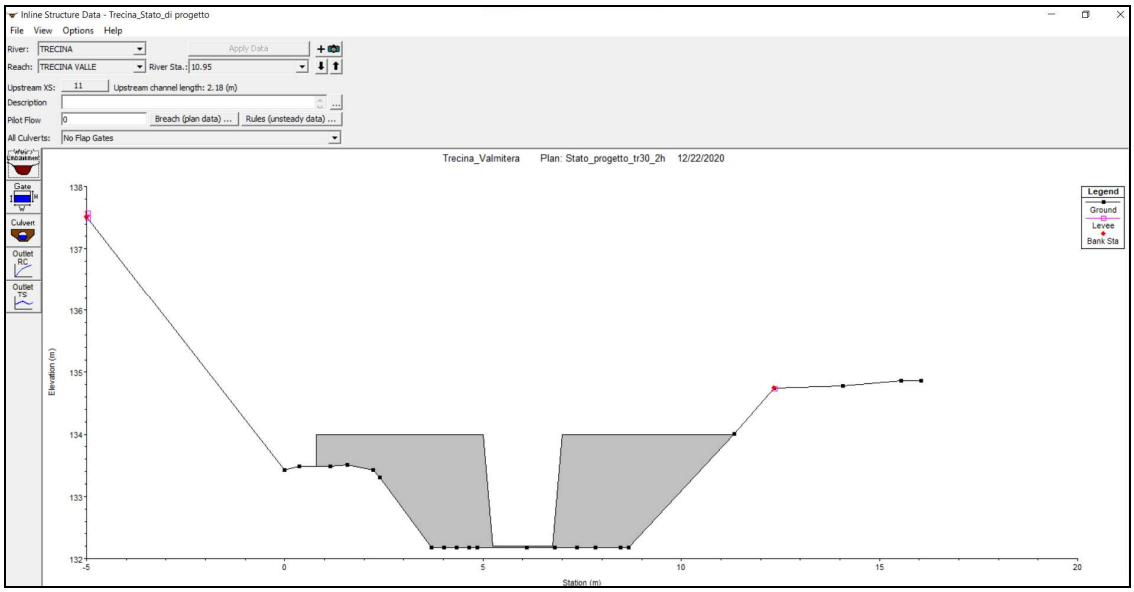

Figura 14 - Briglia a fessura in stato di progetto subito a valle della confluenza fra Canale Trecina e Fosso Valmitera

Per portate trentennali e duecentennali la briglia viene sormontata dal livello idrico del corso d'acqua, a causa del rigurgito prodotto dal restringimento della galleria di valle, che risulta in vincolo fortemente condizionante la dinamica dei corsi d'acqua. Tuttavia la funzionalità dell'opera di trattenuta del sedimento non viene meno e da un punto di vista strettamente idraulico la sua presenza non aggrava la criticità rappresentata dall' imbocco del tratto sotterraneo, bensì ne smorza l'effetto, laminando la portata e riducendo la velocità. Il livello idrico al colmo di piena nelle sezioni a monte dell'inghiottitoio risulta inferiore allo stato di progetto rispetto allo stato attuale.

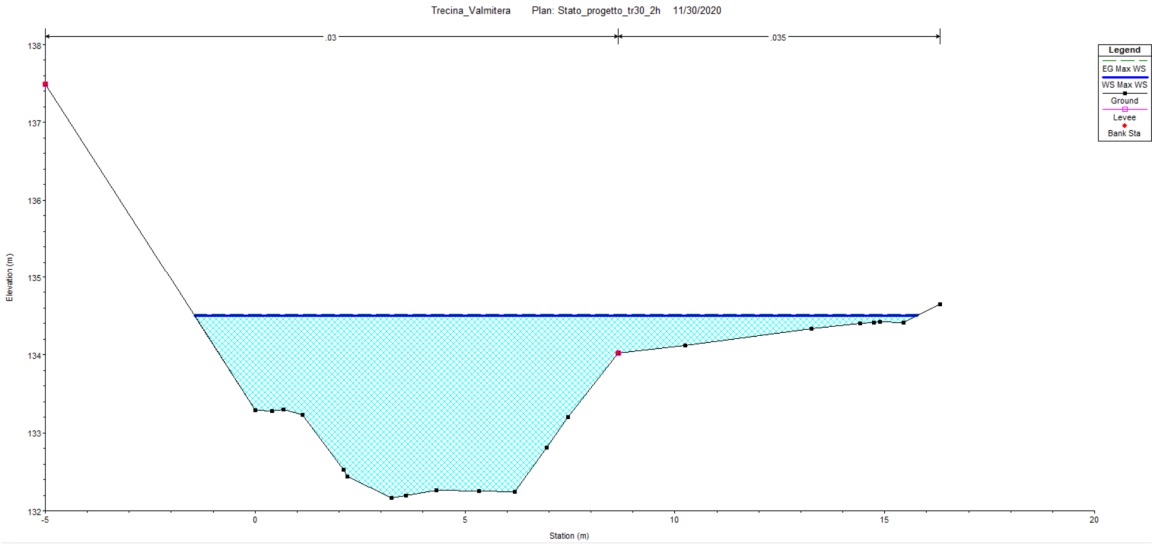

Figura 15 - Simulazione in stato attuale TR 30 anni, sezione a monte dell'imbocco della galleria (tirante inferiore rispetto allo stato attuale, vedi figura 12)

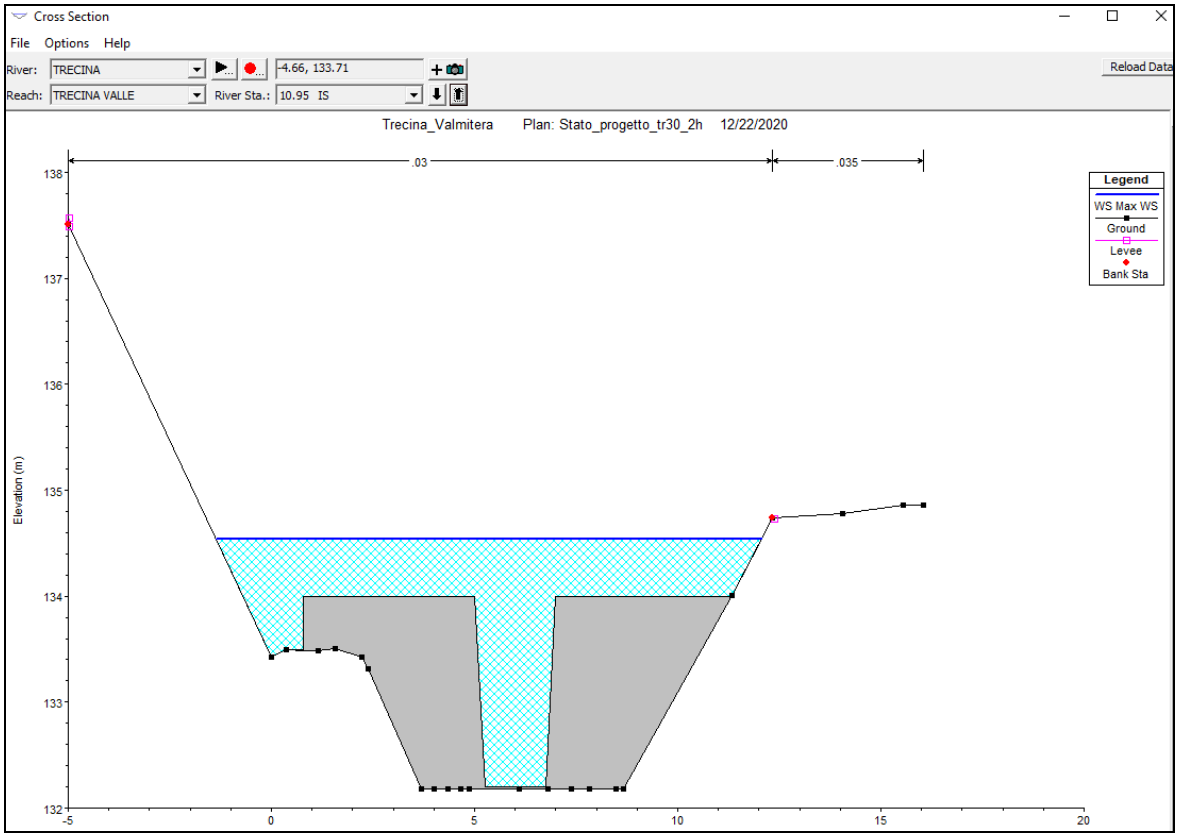

Figura 16 - Livello idrico del corso d'acqua al colmo di piena in corrispondenza dell'opera

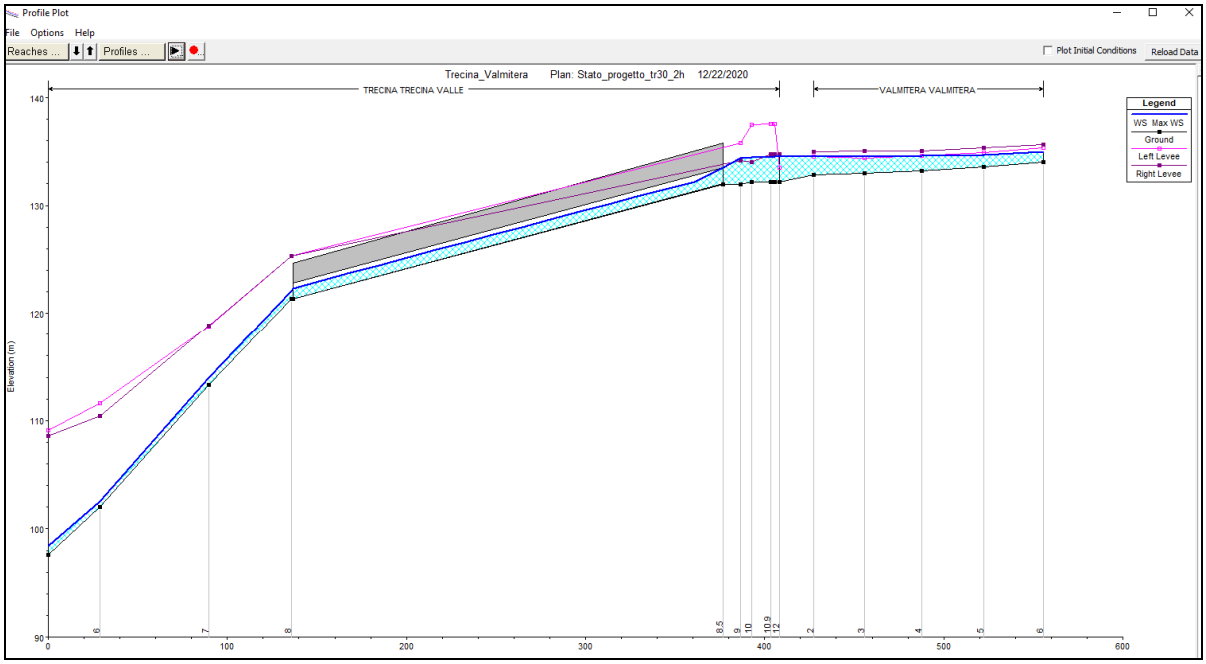

Figura 17 - Profilo longitudinale stato di progetto, TR 30 anni

Per eventi Tr 200 anni la briglia viene completamente sormontata, sebbene la funzione di ritenuta dei sedimenti sia assicurata dalla presenza della piazza di deposito ed il tirante idrico risulti uguale o inferiore rispetto allo stato attuale.

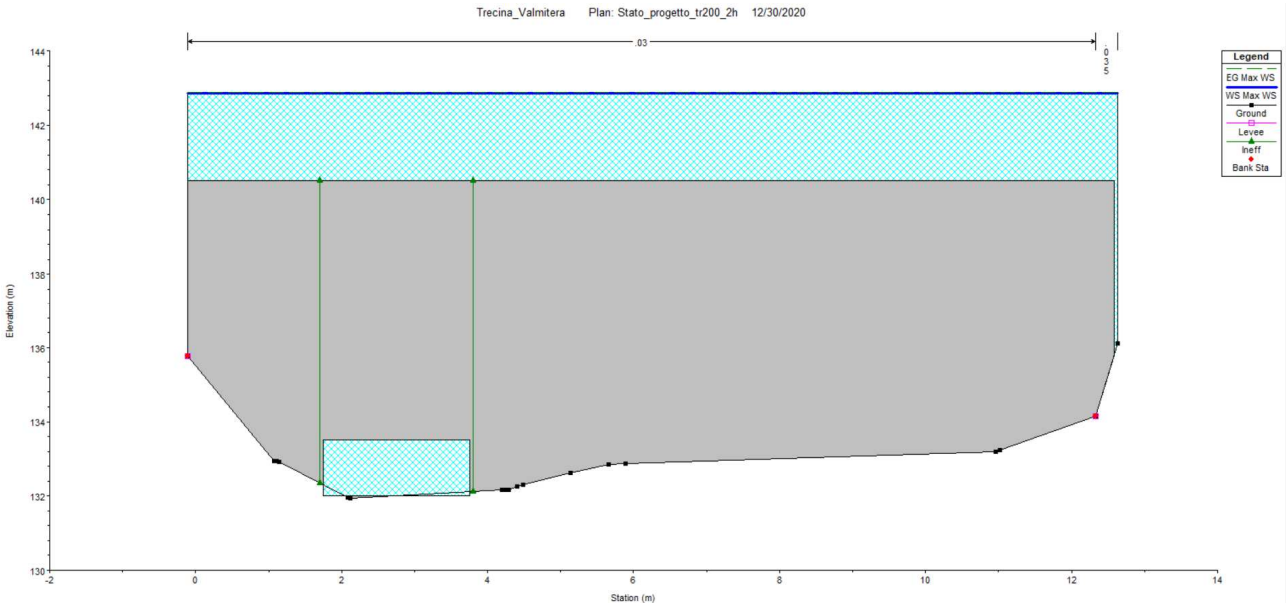

Figura 18 - Simulazione in stato di progetto TR 200 anni, sezione a monte dell'imbocco della galleria

4. Dimensionamento scogliere

Sulla base delle simulazioni idrauliche è stata quindi verificata la stabilità dei massi costituenti le scogliere di protezione longitudinale previste in progetto, mediante l'applicazione del criterio di Shields. Il criterio di inizio del trasporto di sedimenti proposto da Shields (1936) consiste nella definizione di un valore minimo di soglia ϑ_{cr} della tensione dimensionale di Shields:

$$\theta = \frac{\tau_0}{(\rho_s - \rho) \cdot gD}$$

con τ_0 tensione tangenziale (mediata rispetto alle fluttuazioni turbolente) esercitata dal fluido sul fondo, in funzione del numero di Reynolds dei sedimenti:

$$\mathrm{Re}^* = \frac{\sqrt{\tau_0 / \rho}}{\nu} \cdot D$$

Al legame (ϑ - R_e^*) è tuttavia preferibile sostituire il legame esplicito (ϑ - R_p) con:

$$Rp = \frac{\sqrt{(s-1) \cdot gD^3}}{\nu}$$

Questo legame si può ben approssimare con la seguente espressione (Brownlie, 1981):

$$\theta_{cr} = 0.22 R_p^{-0.6} + 0.06 \exp\left(-17.77 R_p^{-0.6}\right)$$

Dato un certo diametro e certe condizioni idrauliche, se $\vartheta > \vartheta_{cr}$ allora il materiale si mobilita, altrimenti si ha assenza di trasporto al fondo.

La formulazione sopra esposta fa riferimento ad una superficie orizzontale e non inclinata come nel caso delle sponde, pertanto una volta calcolato il valore D del diametro delle particelle che non comporta la mobilità dei sedimenti, si corregge il valore calcolato applicando un coefficiente che tiene conto dell'effettiva inclinazione della sponda e dell'angolo di attrito del materiale utilizzato.

$$D_s = \frac{D}{\cos\alpha \cdot \sqrt{1 - \frac{\tan^2\alpha}{\tan^2\phi}}}$$

essendo D_s il **minimo** valore del diametro nominale delle particelle che non consente la mobilità, D il valore del diametro calcolato su fondo piano, α l'angolo d'inclinazione della sponda e Ø l'angolo di attrito del materiale utilizzato.

s - Densità relativa (rapporto fra densità del sedimento e dell'acqua in condizioni ordinarie)
ν - Viscosità cinematica dell'acqua
D - Diametro minimo del materiale costituente l'opera
Y - Altezza d'acqua
if - Pendenza del fondo
α - Inclinazione sponde
ϕ - Angolo attrito materiale
Ds - Dimensione dei massi della scogliera corretto per tener conto dell'inclinazione delle sponde

Sezione - Opera	s [--]	ν [m²/s]	D [m]	Y [m]	if [--]	Rp [m/s]	θcr N/mq	θ N/mq	Verifica trascinamento	α [°]	ϕ [°]	Ds [m]
Scogliere Canale Trecina	2.6	0.000001	0.3	3.00	0.003	650993.09	0.059726	0.018182	ok	65	90	**0.71**
Scogliere Fosso Valmitera	2.6	0.000001	0.4	2.50	0.008	1002269.42	0.059788	0.030303	ok	65	90	**0.95**

Tabella 12 – Grandezze idrauliche per la verifica a trascinamento dei massi delle scogliere a difesa spondale.

I massi delle scogliere non sono cementati ma saranno opportunamente "impilati" in verticale, a costituire un muro di blocchi ciclopici, utilizzando pertanto lastre opportunamente squadrate. Dall'analisi dei risultati su deduce che la dimensione minima (diametro nominale) dei massi ciclopici da porre in opera per garantire la verifica a trascinamento delle scogliere, garantendo la funzionalità nel tempo della stesse è la seguente:

- **Almeno 0.7 m** per il Canale Trecina
- **Almeno 0.95 m** per il Fosso Valmitera.

I massi da porre in opera saranno pertanto di seconda categoria, ovvero con pesi compresi fra 3 e 6 t, e dovranno essere di forma squadrata per poter garantire le geometrie di progetto.