

DISEGNI DI RIFERIMENTO					
CODIFICA		DESCRIZIONE			
LOGOS REN	CLIENTE				
NOTE					
C	Revisione per integrazioni	SINTECNICA	D.Barbarigo	E.Sonno	12/04/2024
B	Revisione	SINTECNICA	D.Barbarigo	E.Sonno	12/12/2023
A	Prima emissione	SINTECNICA	D.Barbarigo	E.Sonno	26/10/2023
Rev.	Descrizione	Preparato	Controllato	Approvato	Data
INDICE DELLE REVISIONI					
 		Impianto	PASCOLO SOLARE MACCABOVE		
		Cliente			
		Titolo	RELAZIONE IDROLOGICA E DI COMPATIBILITA' IDRAULICA		
Commissa	N° documento	Nome file		REV	
6201	AV.MAN.DE.CI.R.004	AV.MAN.DE.CI.R.004 - RELAZIONE IDROLOGICA E DI COMPATIBILITA' IDRAULICA.doc		C	
DOCUMENTO DI PROPRIETA' LOGOS REN srl - RIPRODUZIONE VIETATA SENZA AUTORIZZAZIONE					

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA VIGENTE	4
3	QUADRO CONOSCITIVO E DATI DI INPUT	5
3.1	INQUADRAMENTO CTR	5
3.2	INQUADRAMENTO PAI-PGRA	5
3.3	MODELLO DIGITALE DEL TERRENO	6
3.4	USO DEL SUOLO	8
3.4.1	VALORI DEL COEFFICIENTE DI SCABREZZA DI MANNING	8
3.5	CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA	9
4	MODELLAZIONE IDROLOGICA	11
4.1	CARATTERISTICHE DEL BACINO IDROGRAFICO	11
4.2	TEMPO DI CORRIVAZIONE	12
4.3	IETOGRAMMI DI CALCOLO	12
4.3.1	IETOGRAMMA DELLO STATO ATTUALE	12
4.3.2	IETOGRAMMA DELLO STATO DI PROGETTO	12
5	MODELLAZIONE IDRAULICA	25
5.1	DESCRIZIONE DELLE SCELTE DI MODELLAZIONE	25
5.1.1	SVILUPPO DEL MODELLO 2D CON MESH	28
5.2	ANALISI ALLO STATO ATTUALE	28
5.3	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO	29
5.4	ANALISI E VERIFICHE ALLO STATO DI PROGETTO	30
6	VERIFICA DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA E CONCLUSIONI	34
7	RISPOSTA ALLE INTEGRAZIONI RICHIESTE	35
7.1	PREMESSA	35
7.2	VERIFICA DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA DEI TOMBINI SULLA NUOVA VIABILITÀ	35
7.2.1	DETERMINAZIONE DELLA LSPP CON TEMPO DI RITORNO DI 200 ANNI	36
7.2.2	CALCOLO DELLE PORTATE PER LA VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI	37
7.2.3	DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DEI TOMBINI DI ATTRAVERSAMENTO	38
7.2.4	DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DEI TOMBINI DI ATTRAVERSAMENTO	39

1 PREMESSA

Il presente studio ha lo scopo di studiare le condizioni idrologiche che caratterizzano il bacino idrografico situato nel Comune di Manciano (GR), (Figura 1.a) in cui il proponente EDP Renewables Italia srl intende procedere alla realizzazione dell'impianto agrivoltaico denominato "Manciano su un'area che insiste su una porzione di territorio situata tra la Strada Provinciale Campigliola ed il limite tra Toscana e Lazio.

Per le caratteristiche tecniche dell'impianto si rimanda alle relazioni generali e specialistiche dedicate ai singoli aspetti di dettaglio.

Al fine di valutare la compatibilità idraulica a corredo degli interventi per la realizzazione di un impianto agrivoltaico, senza che si verifichi un aumento delle condizioni di rischio idraulico nel territorio circostante, in accordo con la normativa vigente, è stato redatto il presente studio facendo riferimento alle procedure previste dal Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) dell'Autorità di Bacino dell'Appennino Centrale.

Al fine di ottenere il risultato necessario per la progettazione dell'impianto, si è effettuato uno studio idrologico basato sui dati disponibili attraverso il sito della Regione Toscana e con l'applicazione delle metodologie di calcolo presenti in letteratura, secondo quanto indicato in normativa vigente; per gli aspetti di dettaglio si rimanda ai paragrafi successivi.

Il modello idrologico, date le caratteristiche morfologiche del bacino, è stato condotto con l'impiego di metodi di calcolo universalmente riconosciuti ed applicati secondo metodologie manuali.

La verifica idraulica descritta successivamente è stata svolta attraverso l'impiego del software di calcolo HEC-RAS ver.6.4.1.

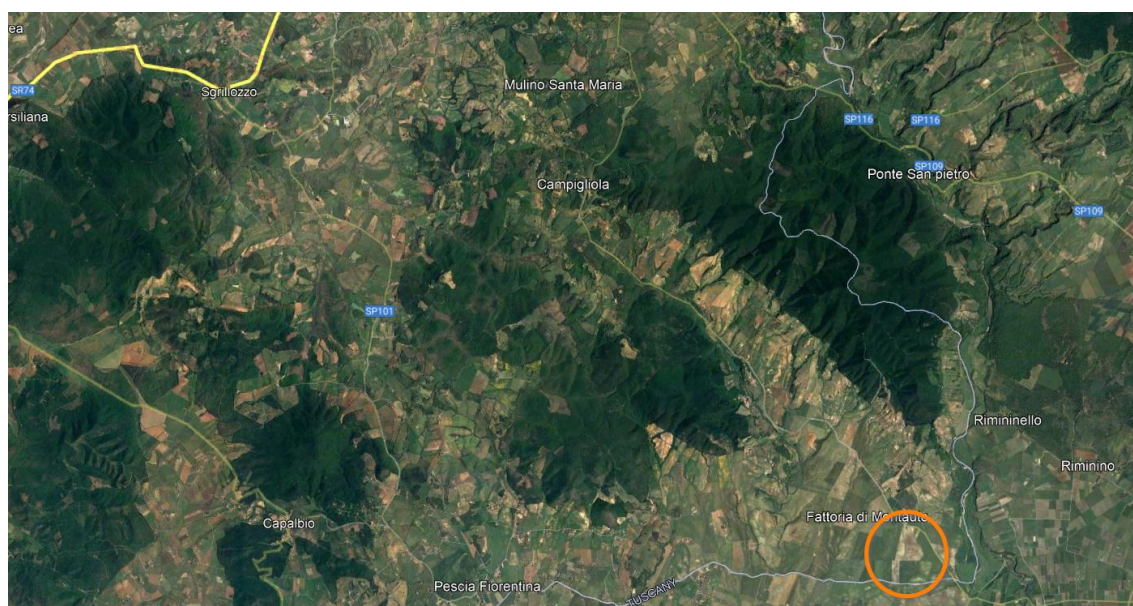


Figura 1.a

Inquadramento dell'area di studio nel limite Sud del Comune di Manciano

2 **NORMATIVA VIGENTE**

L'area di intervento amministrativamente ricade in Toscana, precisamente nel comune di Manciano (GR); per ciò che riguarda l'Autorità di Bacino Distrettuale l'area d'interesse risulta inclusa nel PAI Piano Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Centrale.

Per le perimetrazioni riscontrate nella cartografia disponibile, non direttamente interessate da pericolosità idraulica superiore a "bassa", non è necessario indicare specifiche condizioni di fattibilità dovute a limitazioni di carattere idraulico.

3 QUADRO CONOSCITIVO E DATI DI INPUT

3.1 INQUADRAMENTO CTR

L'area di impianto si trova sul limite Sud del Comune di Manciano (GR), in prossimità del fiume Fiora. Dalla seguente Figura 3.a si individua il reticolo idrografico esistente nell'area. Si individuano qui il Fosso di Ponte Rotto sulla metà ad Est del campo agrivoltaico. Sulla zona sussistono delle sistemazioni idrauliche a livello di campo agricolo, non incidenti sulla distribuzione delle opere di installazione dei pannelli e delle opere di distribuzione di impianto.

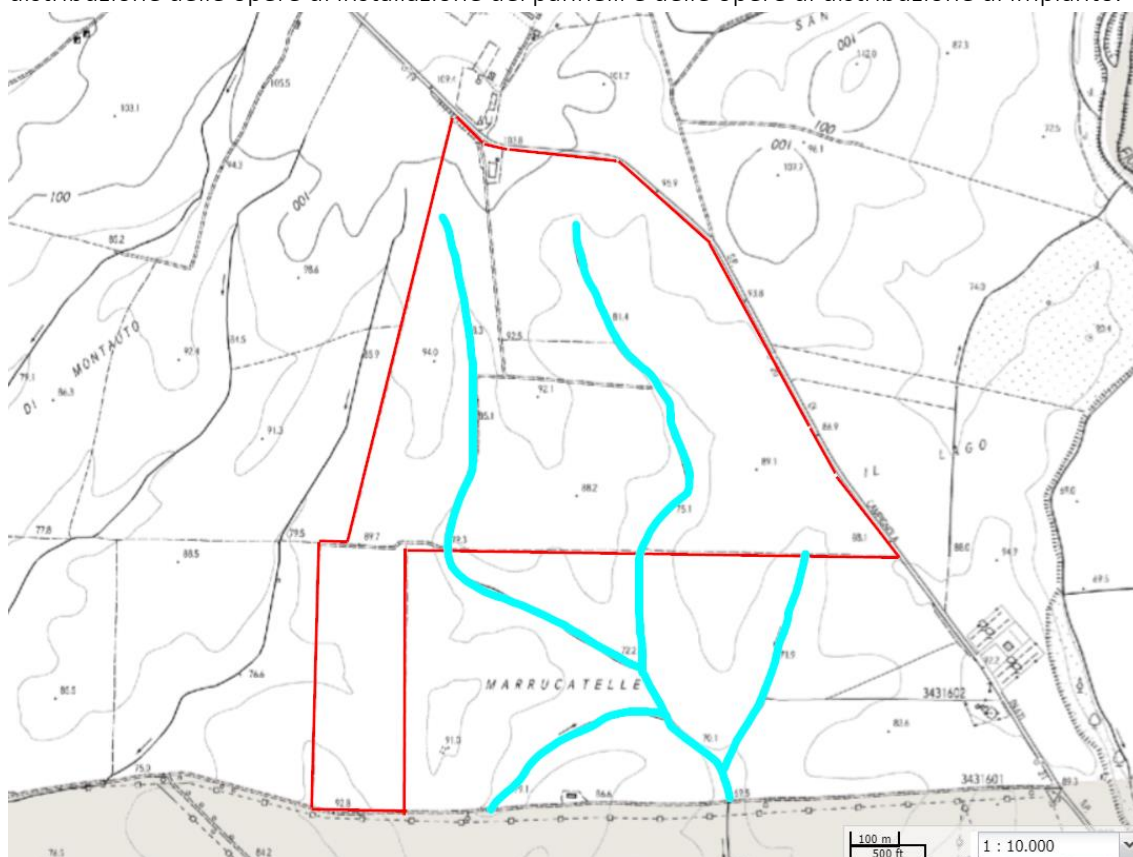


Figura 3.a Inquadramento dell'area di studio su cartografia digitale CTR 10k dal Geoscopio della Regione Toscana

3.2 INQUADRAMENTO PAI-PGRA

Rispetto agli elaborati del PAI relativi al bacino idrografico del Fiume Fiora, la zona risulta completamente al di fuori della perimetrazione della pericolosità idraulica, così come individuabile nella seguente Figura 3.b.

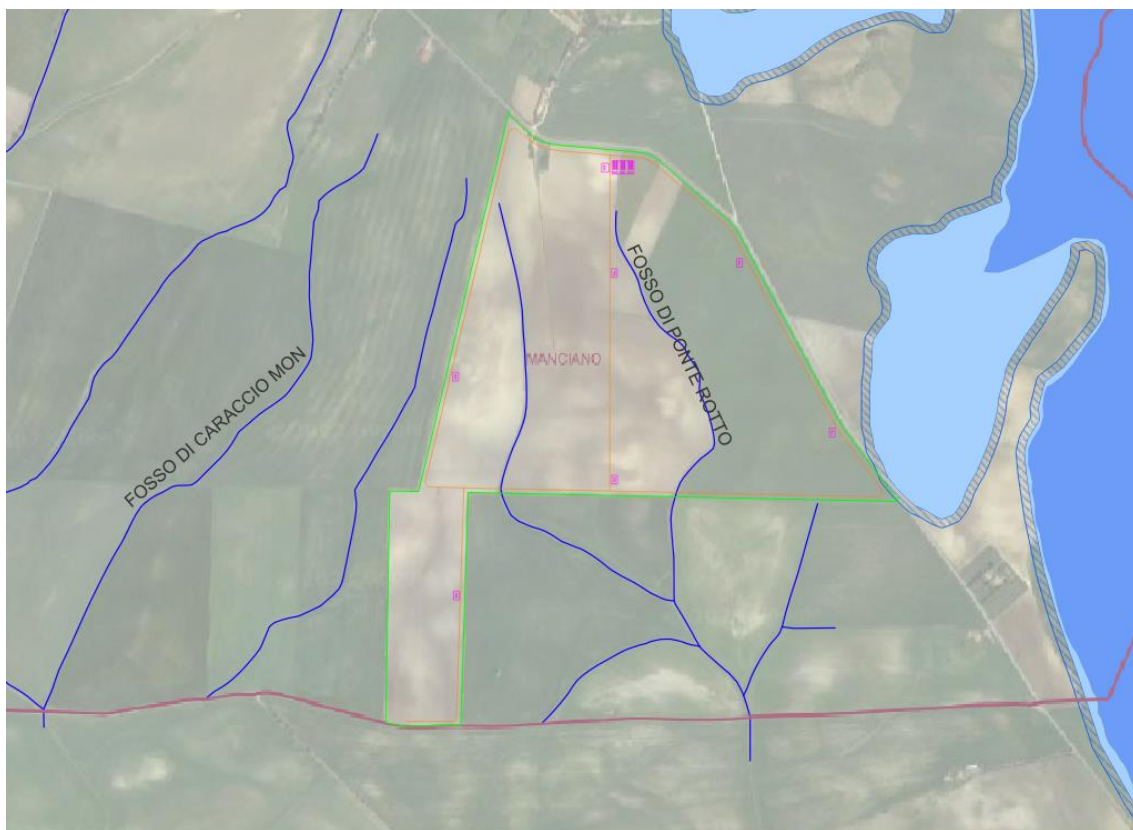


Figura 3.b *Perimetrazione delle zone di impianto su cartografia della pericolosità idraulica del Fiume Fiora*

3.3 MODELLO DIGITALE DEL TERRENO

Il modello digitale del terreno utilizzato per le valutazioni idrologiche ed idrauliche riassunte nella presente relazione sono di 2 tipologie:

- DTM 10x10 m idrologico, per le valutazioni preliminari sull'estensione del bacino e sugli eventuali corsi d'acqua presenti nella zona, con una elaborazione preliminare finalizzata all'annullamento dei *sinks* che inficierebbero le analisi numeriche
- DTM lidar con risoluzione 2k per le valutazioni di dettaglio, impiegato per i calcoli idraulici sul modello di HEC-RAS

Si riscontra tra i due DTM una sostanziale congruenza in termini di morfologia del terreno, pertanto si ritiene accettabile l'impiego differenziato tra gli stessi in fasi diverse del processo di progettazione.

Si riportano qui di seguito le immagini estratte dai due DTM sovrapponendo per ciascuno di essi sia l'altimetria che l'ombreggiatura, in modo da dimostrarne la coerenza.

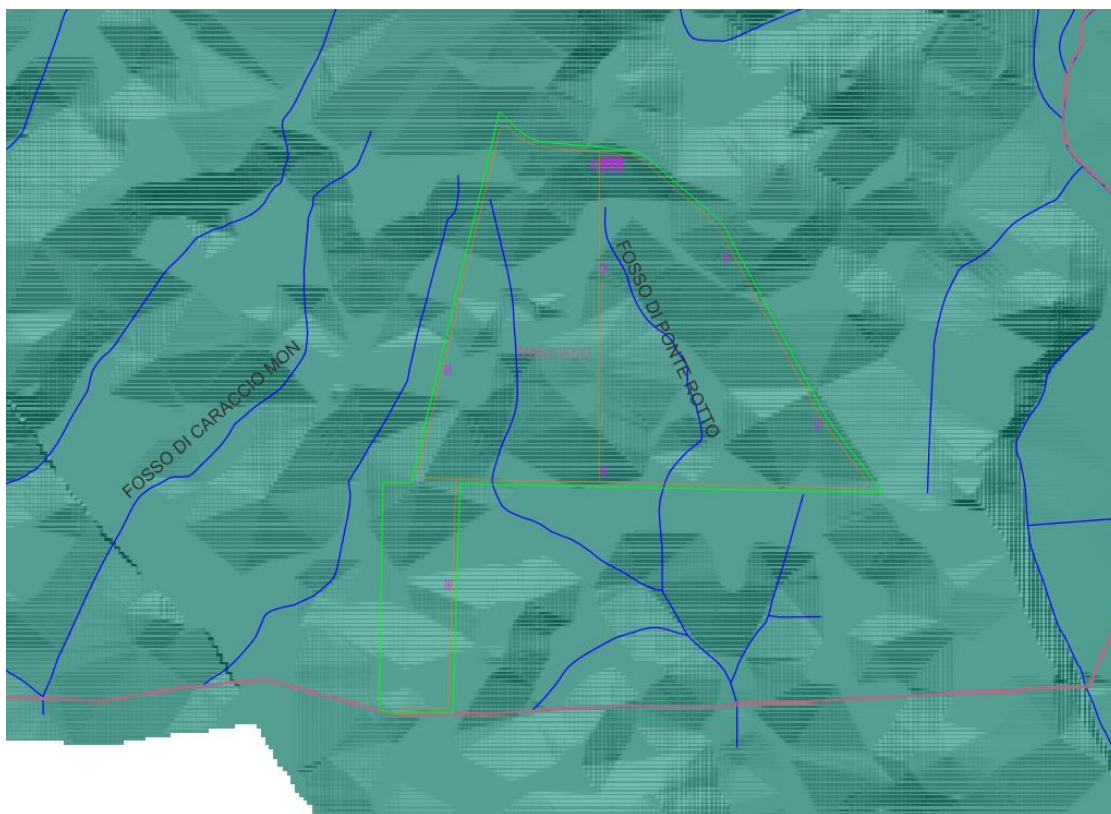


Figura 3.c Modello DTM idrologico 10x10m con sovrapposizione di altimetria e ombreggiatura



Figura 3.d Modello DTM lidar 2k con sovrapposizione di altimetria e ombreggiatura

3.4 USO DEL SUOLO

Per l'individuazione dell'uso del suolo nelle zone di impianto, utili al modello idraulico per la definizione delle portate in uscita dall'area di studio, si è fatto riferimento alla cartografia digitale messa a disposizione dalla Regione Toscana, di cui si riporta l'estratto sulla zona di interesse nella seguente Figura 3.e. Tutta la zona a progetto risponde ad un codice CLS pari a 2.1.1, mentre una piccola porzione di territorio a nord nell'area utilizzata per la modellazione idraulica risulta codificata come 2.3.1.

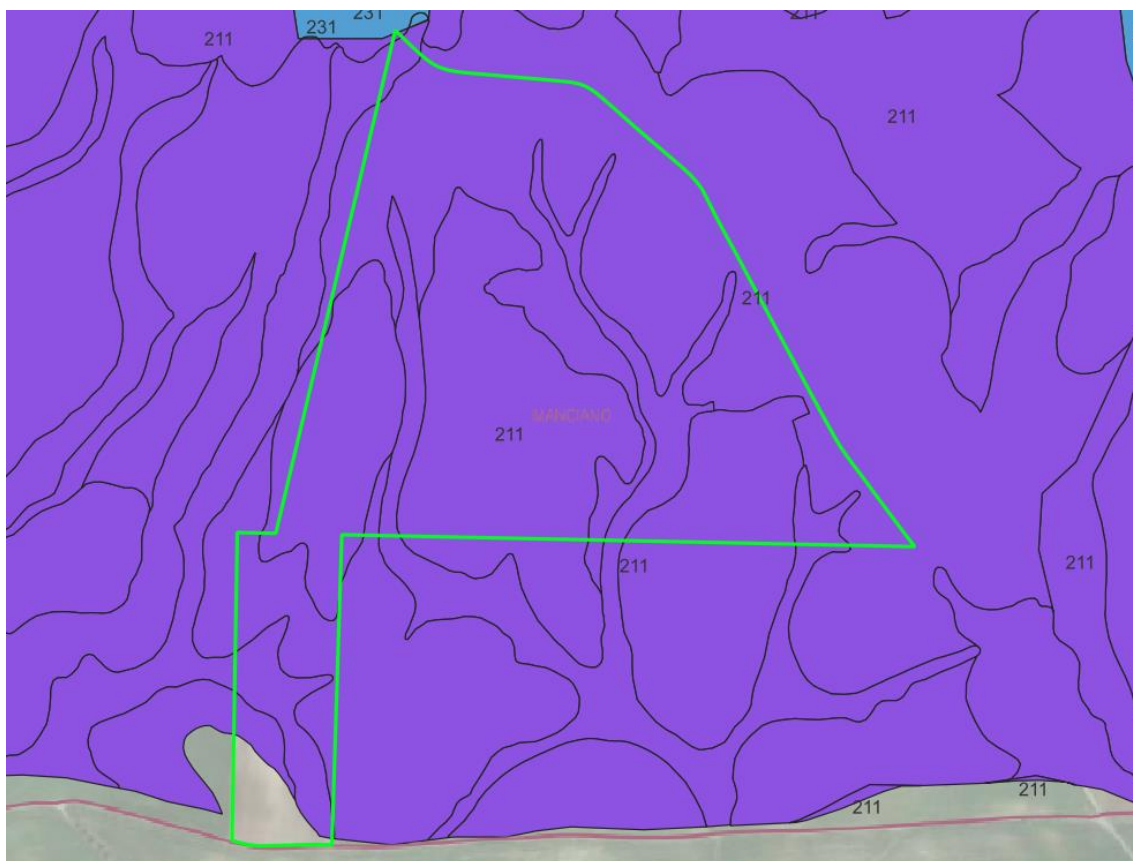


Figura 3.e *Uso del suolo con la perimetrazione del CLC di livello 3, fonte Regione Toscana*

3.4.1 VALORI DEL COEFFICIENTE DI SCABREZZA DI MANNING

All'interno del modello idraulico utilizzato per le valutazioni numeriche, ad ogni valore del CLC si associano i seguenti valori del coefficiente di scabrezza di Manning riportati nella seguente immagine.

ID	Name	ManningsN
0	NoData	0.05
1	231	0.035
2	211	0.03

Figura 3.f *Coefficienti di Manning per ogni valore del CLC disponibile*

L'associazione automatica dei valori del coefficiente di scabrezza di Manning ai valori del CLC deriva da quanto estrapolato dall'immagine che segue:

LABEL1	LABEL2	LABEL3	Mannings n
1 Artificial surfaces	1.1 Urban fabric	1.1.1 Continuous urban fabric 1.1.2 Discontinuous urban fabric	0.013
	1.2 Industrial, commercial and transport units	1.2.1 Industrial or commercial units 1.2.2 Road and rail networks and associated land 1.2.3 Port areas 1.2.4 Airports	0.013
	1.3 Mine, dump and construction sites	1.3.1 Mineral extraction sites 1.3.2 Dump sites 1.3.3 Construction sites	0.013
	1.4 Artificial, non-agricultural vegetated areas	1.4.1 Green urban areas 1.4.2 Sport and leisure facilities	0.025
2 Agricultural areas	2.1 Arable land	2.1.1 Non-irrigated arable land 2.1.2 Permanently irrigated land 2.1.3 Rice fields	0.03
	2.2 Permanent crops	2.2.1 Vineyards 2.2.2 Fruit trees and berry plantations 2.2.3 Olive groves	0.08
	2.3 Pastures	2.3.1 Pastures	0.035
	2.4 Heterogeneous agricultural areas	2.4.1 Annual crops associated with permanent crops	0.04
		2.4.2 Complex cultivation patterns	0.04
		2.4.3 Land principally occupied by agriculture, with significant areas of natural vegetation	0.05
		2.4.4 Agro-forestry areas	0.06
3 Forest and semi natural areas	3.1 Forests	3.1.1 Broad-leaved forest 3.1.2 Coniferous forest 3.1.3 Mixed forest	0.1
		3.2.1 Natural grasslands	0.04
		3.2.2 Moors and heathland	0.05
	3.2 Scrub and/or herbaceous vegetation associations	3.2.3 Sclerophyllous vegetation	0.05
		3.2.4 Transitional woodland-shrub	0.06
	3.3 Open spaces with little or no vegetation	3.3.1 Beaches, dunes, sands	0.025
		3.3.2 Bare rocks	0.035
		3.3.3 Sparsely vegetated areas	0.027
		3.3.4 Burnt areas	0.025
		3.3.5 Glaciers and perpetual snow	0.01
4 Wetlands	4.1 Inland wetlands	4.1.1 Inland marshes 4.1.2 Peat bogs	0.04
		4.2.1 Salt marshes	0.04
	4.2 Maritime wetlands	4.2.2 Salines 4.2.3 Intertidal flats	0.04
5 Water bodies	5.1 Inland waters	5.1.1 Water courses 5.1.2 Water bodies	0.05
		5.2.1 Coastal lagoons	0.07
	5.2 Marine waters	5.2.2 Estuaries 5.2.3 Sea and ocean	0.07

Figura 3.g

Valori medi del coefficiente di scabrezza di Manning basati sui valori del CLC

3.5 CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

Ai fini del calcolo degli input idrologici per le valutazioni numeriche si è fatto riferimento alle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica determinate sfruttando i dati reperibili sul sito <https://www.sir.toscana.it/lsp-2012> della Regione Toscana e derivanti dall'Analisi di Frequenza Regionale delle Precipitazioni Estreme - LSPP - Aggiornamento al 2012 ricavate nell'ambito dell'accordo di collaborazione tra Regione Toscana e Università di Firenze di cui alla DGRT 1133/2012, al fine di procedere ad un'implementazione e un aggiornamento del quadro conoscitivo idrologico del territorio toscano, in cui si è provveduto ad effettuare un

aggiornamento dell'analisi di frequenza regionale delle precipitazioni estreme fino all'anno 2012 compreso (Referente: Prof. Enrica caporali Dipartimento di Ingegneria civile e Ambientale UNI FI).

Dall'analisi di cui sopra si ottiene quanto riassunto nella seguente immagine e nella successiva tabella.

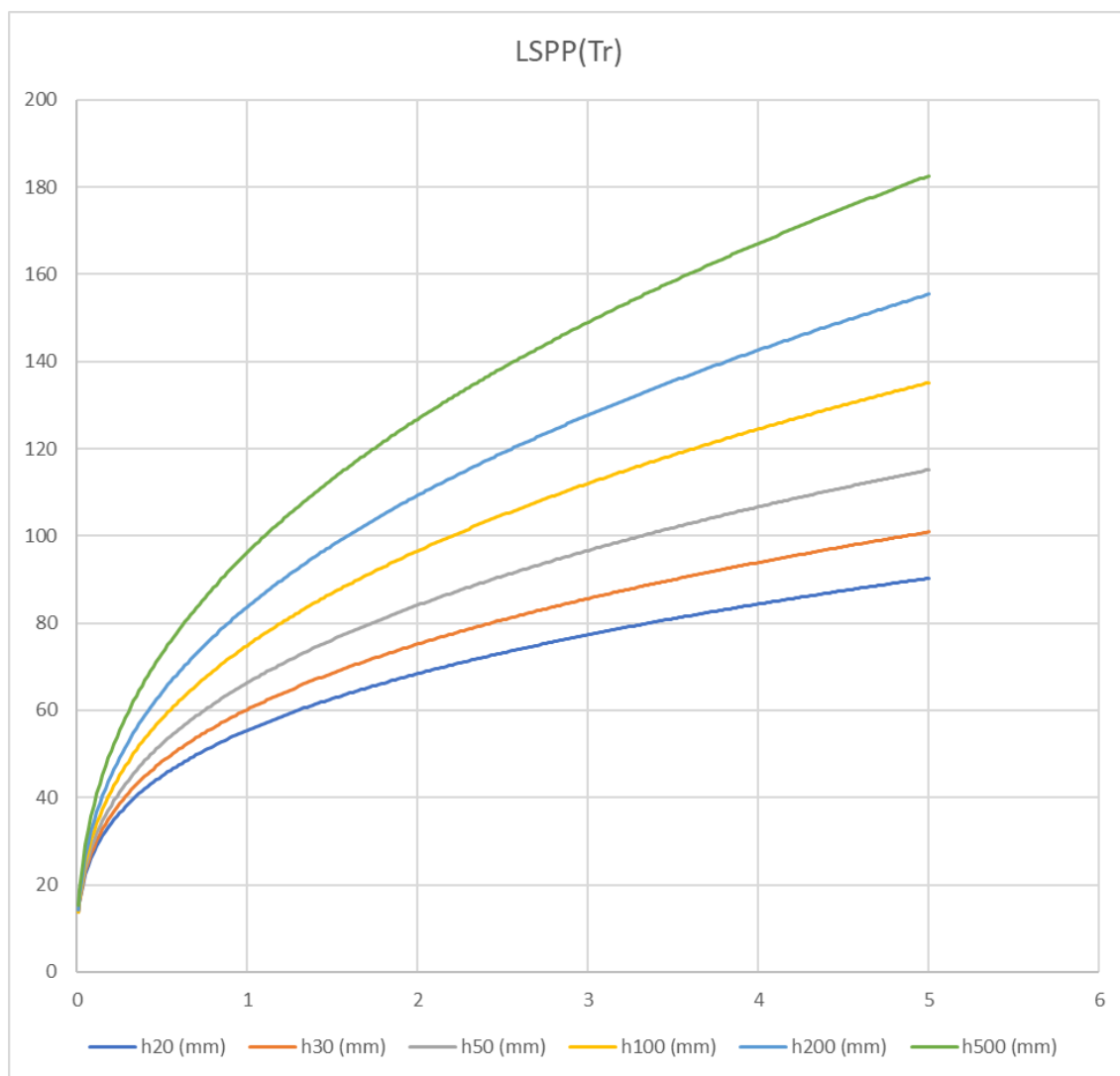


Figura 3.h Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica in funzione dei diversi tempi di ritorno (20, 30, 50, 100, 200, 500 anni)

Tr	a	n
20	55.464	0.303
30	60.209	0.321
50	66.341	0.343
100	74.909	0.367
200	83.745	0.384
500	96.226	0.398

Tabella 3.i Parametri *a* e *n* delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica in funzione dei diversi tempi di ritorno (20, 30, 50, 100, 200, 500 anni)

4 MODELLAZIONE IDROLOGICA

4.1 CARATTERISTICHE DEL BACINO IDROGRAFICO

Il bacino idrografico di interesse è riportato nella seguente Figura 4.a, determinato sulla base delle procedure di calcolo automatiche disponibili con il software di calcolo QGIS per le analisi territoriali e definito considerando la sezione di chiusura che comprende tutta la zona di impianto.

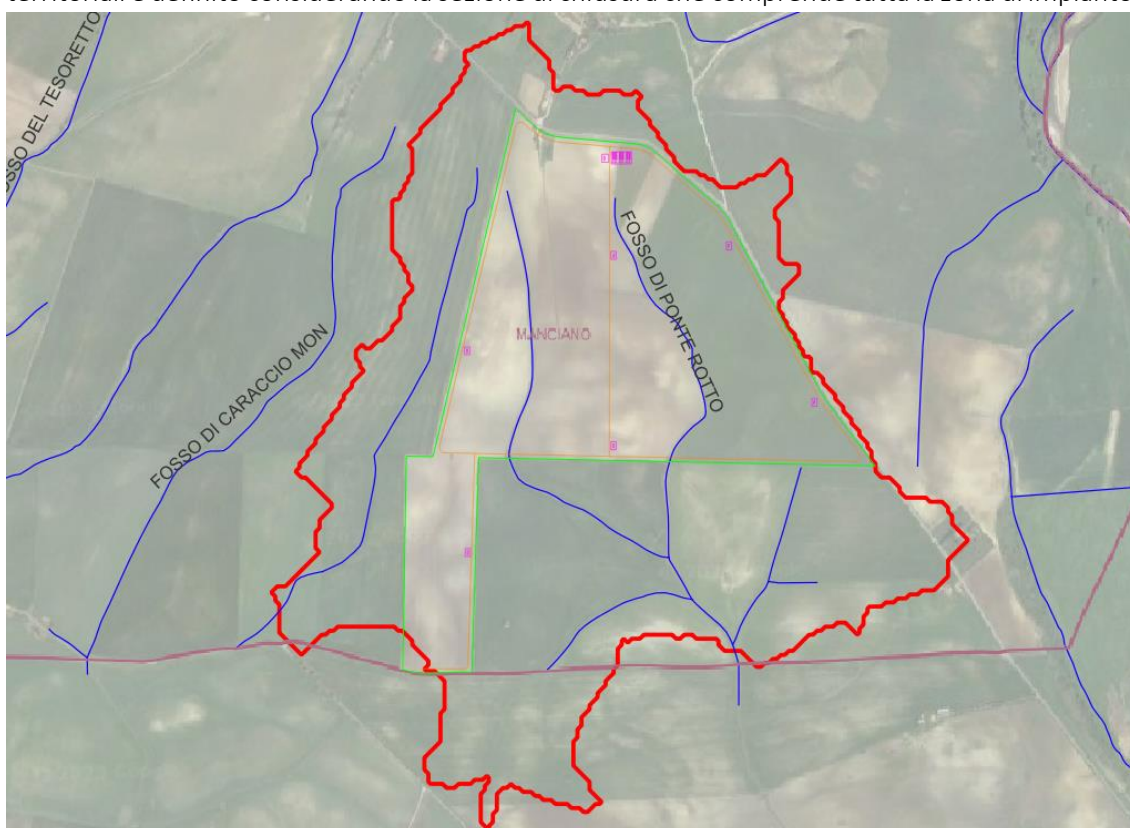


Figura 4.a Perimetro del bacino idrografico definito per le analisi idrauliche

Si riporta qui di seguito la tabella riassuntiva delle caratteristiche del bacino, che saranno impiegate nel prosieguo delle valutazioni numeriche per la determinazione delle grandezze idrologiche necessarie.

L	max distanza percorsa dall'acqua [km]	1.385
Lc	lunghezza asta principale [km]	1.385
Hf	quota della sezione di chiusura [m]	70
Hmax	quota max su sezione di chiusura [m]	109.63
Hm	quota media del bacino [m]	85.31
Vm	vel media corrente nell'asta [km/hr]	1.5
A	area del bacino [kmq]	1.255
i	pendenza media asta	0.019

4.2 TEMPO DI CORRIVAZIONE

Per il calcolo del tempo di corrivazione del bacino si è fatto riferimento alle formule di usuale impiego e reperibili nella letteratura scientifica disponibile. Al fine di valutare la condizione più cautelativa da applicare al modello di calcolo si sono prese più formulazioni e se ne è fatta una media; le formulazioni impiegate sono le seguenti:

- Kirpich: $t_c = 0.000325 \cdot (L_c / i^{0.5})^{0.77}$
- Pezzoli: $t_c = 0.055 \cdot L_c / i^{0.5}$
- Watt & Chow: $t_c = 0.000326 \cdot (L_c / i^{0.5})^{0.79}$
- Chow: $t_c = 0.00116 \cdot (L_c / i^{0.5})^{0.64}$
- Giandotti: $t_c = (4 \cdot A^{0.5} + 1.5 \cdot L_c) / (0.8 \cdot H_m^{0.5})$

I valori di ciascuno dei tempi di corrivazione utilizzati sono riassunti nella seguente tabella, nella quale si riporta anche il valore medio tra quelli calcolati:

Kirpich	0.39 hr
Pezzoli	0.55 hr
Watt&Chow	0.47 hr
Chow	0.42 hr
Giandotti	0.89 hr
Tc,medio	0.55 hr
	33 min

Tabella 4.a Valore dei tempi di corrivazione calcolati per il bacino di interesse ed il valore medio utilizzato per le valutazioni numeriche

4.3 IETOGRAMMI DI CALCOLO

4.3.1 IETOGRAMMA DELLO STATO ATTUALE

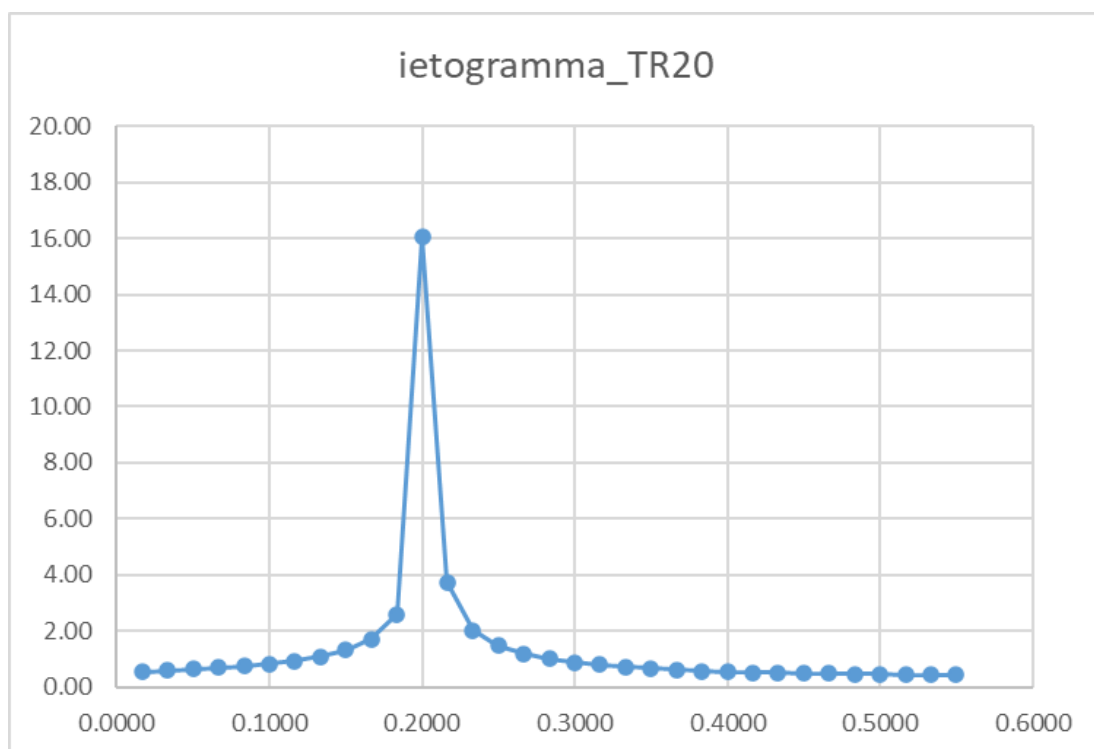
Ai fini della determinazione delle perimetrazioni all'interno delle quali impostare l'area di impianto ed il suo layout, comprese tutte le aree da adibirsi a funzioni specifiche quali aree cabine, viabilità interna, zone di installazione dei pannelli, si è valutato di produrre uno ietogramma allo stato attuale di tipo costante, con valore di pioggia cumulata per la piena con TR=200 anni pari a 80 mm

4.3.2 IETOGRAMMA DELLO STATO DI PROGETTO

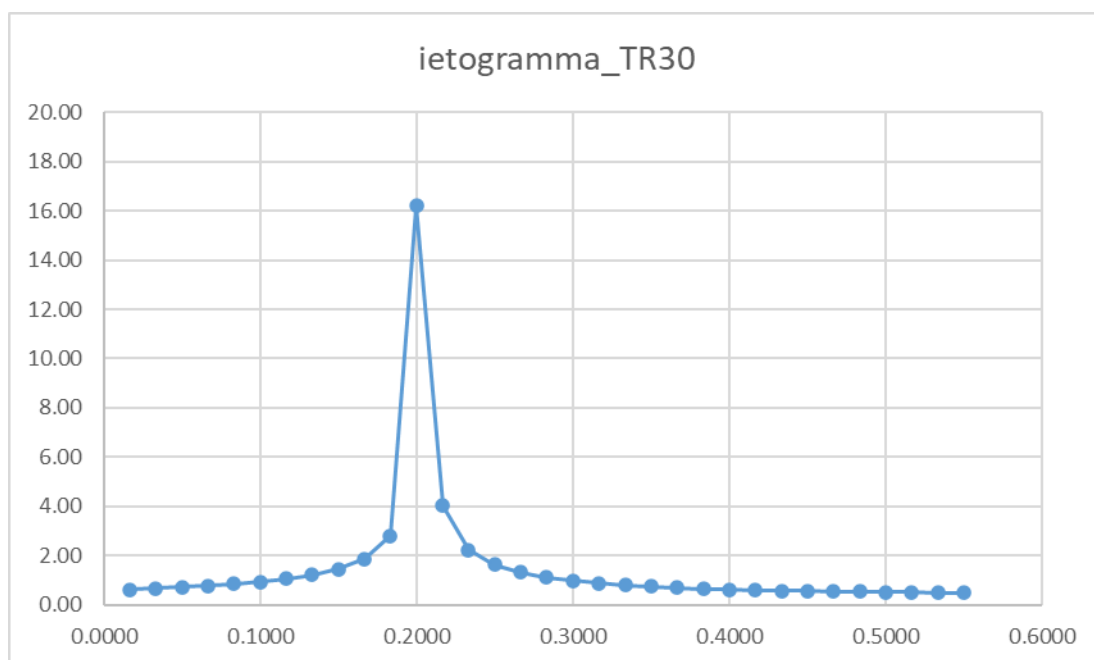
Con il passaggio allo stato di progetto, per una migliore e più realistica modellazione della pioggia in input, si è optato per lo ietogramma tipo Chicago che risulta per ogni tempo di ritorno congruente con la LSPP.

Fissata la durata di pioggia pari al tempo di corrivazione (0.55 ore) e scelto il rapporto tra la stessa durata di pioggia e il tempo di picco ($r=0.35$ come valore usualmente impiegato nella pratica progettuale per il tipo di bacino indagato), discretizzando la pioggia con intervalli regolari di durata ciascuno pari a 1 minuto, per ciascun tempo di ritorno si ottiene quanto segue per ogni TR:

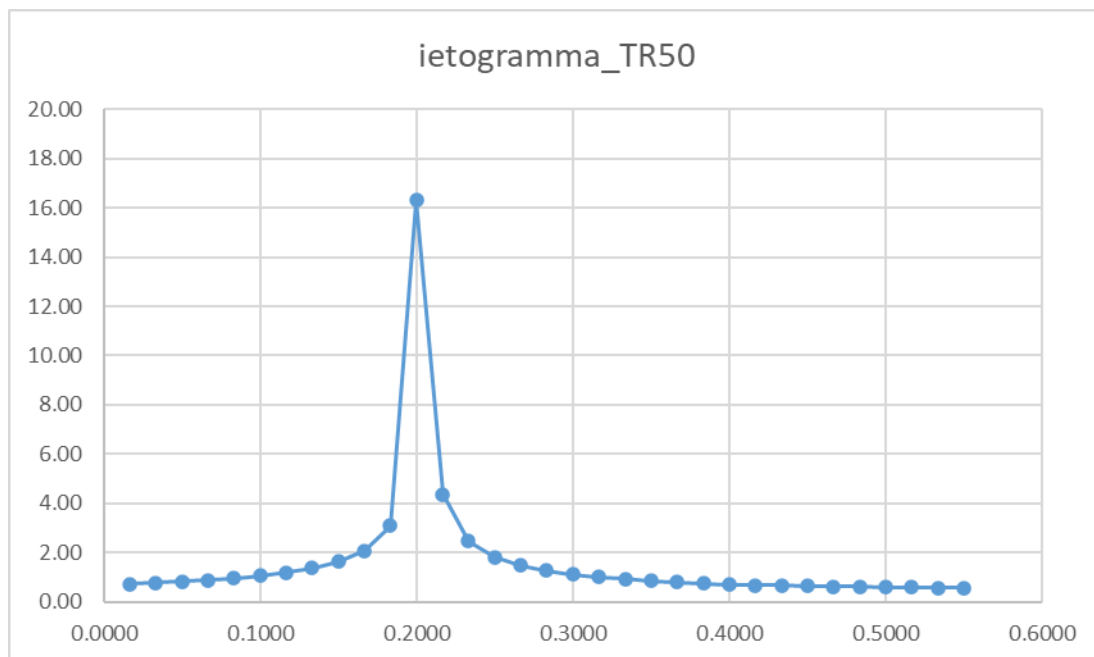
TR	20					
a [mm/hr^	55.464					
n	0.30272					
TR=20						
step	t [hr]	hcum [mm]	hinc [mm]	h,asc [mm]	h,disc [mm]	ietogramma
1	0.0167	16.06	16.06	0.55		0.55
2	0.0333	19.81	3.75	0.59		0.59
3	0.0500	22.40	2.59	0.64		0.64
4	0.0667	24.43	2.04	0.69		0.69
5	0.0833	26.14	1.71	0.75		0.75
6	0.1000	27.62	1.48	0.84		0.84
7	0.1167	28.94	1.32	0.94		0.94
8	0.1333	30.14	1.19	1.09		1.09
9	0.1500	31.23	1.09	1.32		1.32
10	0.1667	32.24	1.01	1.71		1.71
11	0.1833	33.19	0.94	2.59		2.59
12	0.2000	34.07	0.89	16.06	16.06	16.06
13	0.2167	34.91	0.84		3.75	3.75
14	0.2333	35.70	0.79		2.04	2.04
15	0.2500	36.45	0.75		1.48	1.48
16	0.2667	37.17	0.72		1.19	1.19
17	0.2833	37.86	0.69		1.01	1.01
18	0.3000	38.52	0.66		0.89	0.89
19	0.3167	39.16	0.64		0.79	0.79
20	0.3333	39.77	0.61		0.72	0.72
21	0.3500	40.36	0.59		0.66	0.66
22	0.3667	40.94	0.57		0.61	0.61
23	0.3833	41.49	0.55		0.57	0.57
24	0.4000	42.03	0.54		0.54	0.54
25	0.4167	42.55	0.52		0.52	0.52
26	0.4333	43.06	0.51		0.51	0.51
27	0.4500	43.55	0.49		0.49	0.49
28	0.4667	44.04	0.48		0.48	0.48
29	0.4833	44.51	0.47		0.47	0.47
30	0.5000	44.97	0.46		0.46	0.46
31	0.5167	45.41	0.45		0.45	0.45
32	0.5333	45.85	0.44		0.44	0.44
33	0.5500	46.28	0.43		0.43	0.43



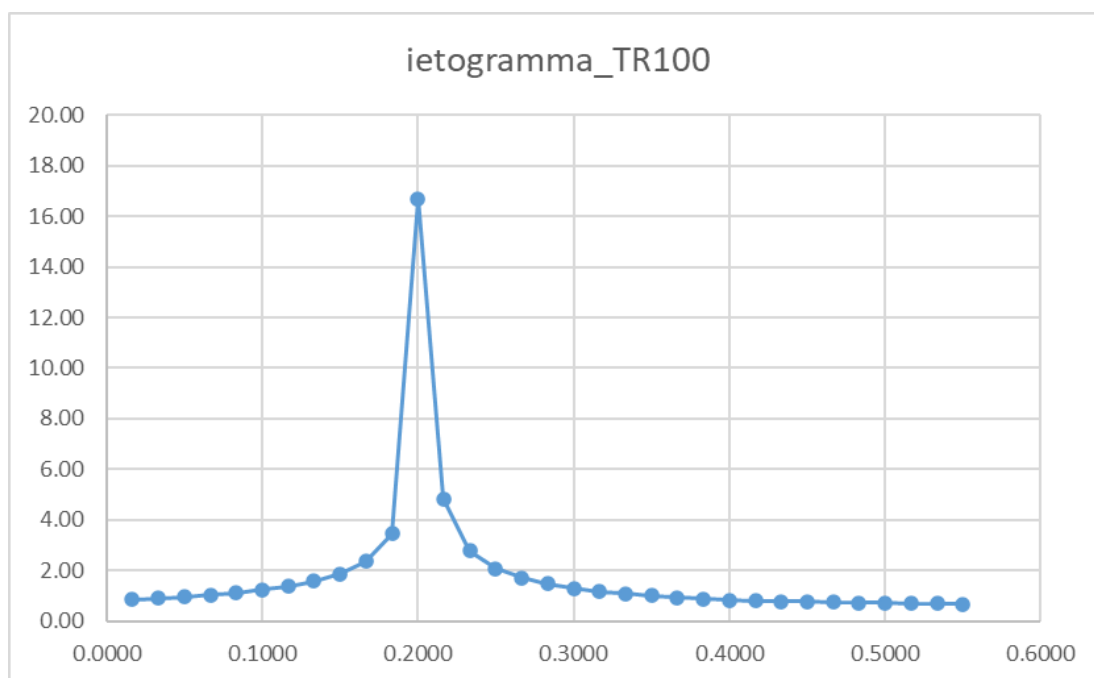
TR	30					
a [mm/hr^	60.2086					
n	0.3207					
TR=30						
step	t [hr]	hcum [mm]	hinc [mm]	h,asc [mm]	h,disc [mm]	ietogramma
1	0.0167	16.20	16.20	0.63		0.63
2	0.0333	20.23	4.03	0.67		0.67
3	0.0500	23.04	2.81	0.72		0.72
4	0.0667	25.26	2.23	0.77		0.77
5	0.0833	27.14	1.87	0.84		0.84
6	0.1000	28.77	1.63	0.93		0.93
7	0.1167	30.23	1.46	1.05		1.05
8	0.1333	31.55	1.32	1.21		1.21
9	0.1500	32.77	1.21	1.46		1.46
10	0.1667	33.89	1.13	1.87		1.87
11	0.1833	34.94	1.05	2.81		2.81
12	0.2000	35.93	0.99	16.20	16.20	16.20
13	0.2167	36.87	0.93		4.03	4.03
14	0.2333	37.75	0.89		2.23	2.23
15	0.2500	38.60	0.84		1.63	1.63
16	0.2667	39.41	0.81		1.32	1.32
17	0.2833	40.18	0.77		1.13	1.13
18	0.3000	40.92	0.74		0.99	0.99
19	0.3167	41.64	0.72		0.89	0.89
20	0.3333	42.33	0.69		0.81	0.81
21	0.3500	43.00	0.67		0.74	0.74
22	0.3667	43.64	0.65		0.69	0.69
23	0.3833	44.27	0.63		0.65	0.65
24	0.4000	44.88	0.61		0.61	0.61
25	0.4167	45.47	0.59		0.59	0.59
26	0.4333	46.05	0.58		0.58	0.58
27	0.4500	46.61	0.56		0.56	0.56
28	0.4667	47.15	0.55		0.55	0.55
29	0.4833	47.69	0.53		0.53	0.53
30	0.5000	48.21	0.52		0.52	0.52
31	0.5167	48.72	0.51		0.51	0.51
32	0.5333	49.22	0.50		0.50	0.50
33	0.5500	49.70	0.49		0.49	0.49



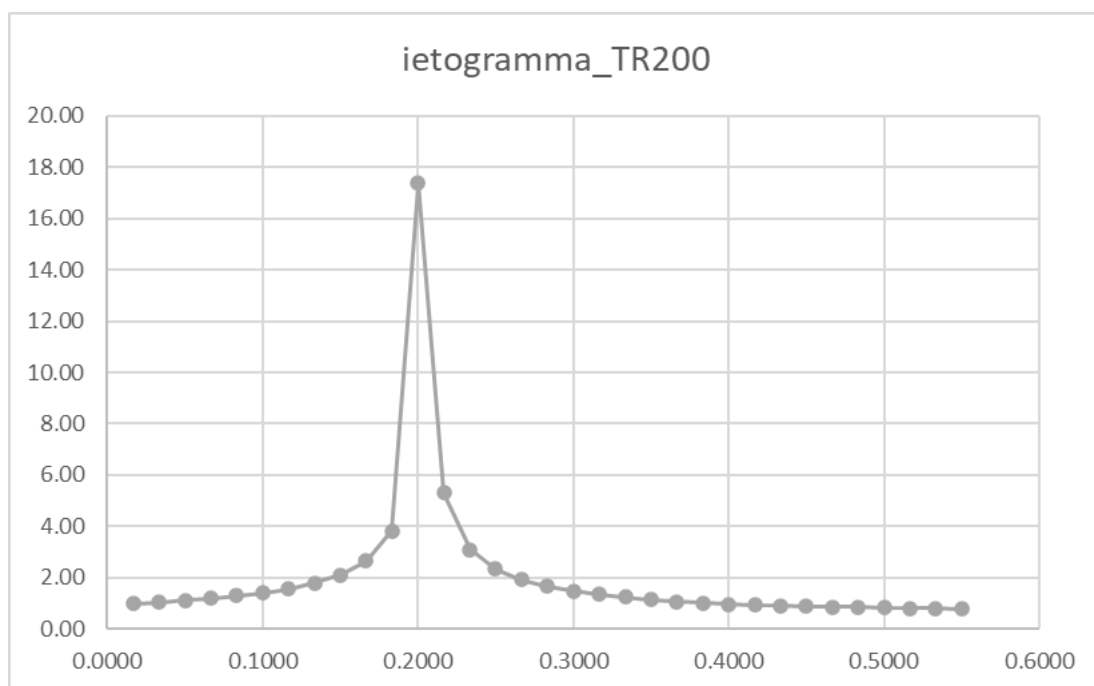
TR	50					
a [mm/hr ²]	66.34111					
n	0.34266					
TR=50						
step	t [hr]	hcum [mm]	hinc [mm]	h,asc [mm]	h,disc [mm]	ietogramma
1	0.0167	16.31	16.31	0.72		0.72
2	0.0333	20.68	4.37	0.77		0.77
3	0.0500	23.77	3.08	0.82		0.82
4	0.0667	26.23	2.46	0.89		0.89
5	0.0833	28.31	2.08	0.96		0.96
6	0.1000	30.14	1.83	1.06		1.06
7	0.1167	31.77	1.63	1.19		1.19
8	0.1333	33.26	1.49	1.37		1.37
9	0.1500	34.63	1.37	1.63		1.63
10	0.1667	35.90	1.27	2.08		2.08
11	0.1833	37.10	1.19	3.08		3.08
12	0.2000	38.22	1.12	16.31	16.31	16.31
13	0.2167	39.28	1.06		4.37	4.37
14	0.2333	40.29	1.01		2.46	2.46
15	0.2500	41.26	0.96		1.83	1.83
16	0.2667	42.18	0.92		1.49	1.49
17	0.2833	43.06	0.89		1.27	1.27
18	0.3000	43.92	0.85		1.12	1.12
19	0.3167	44.74	0.82		1.01	1.01
20	0.3333	45.53	0.79		0.92	0.92
21	0.3500	46.30	0.77		0.85	0.85
22	0.3667	47.04	0.74		0.79	0.79
23	0.3833	47.76	0.72		0.74	0.74
24	0.4000	48.46	0.70		0.70	0.70
25	0.4167	49.15	0.68		0.68	0.68
26	0.4333	49.81	0.66		0.66	0.66
27	0.4500	50.46	0.65		0.65	0.65
28	0.4667	51.09	0.63		0.63	0.63
29	0.4833	51.71	0.62		0.62	0.62
30	0.5000	52.32	0.60		0.60	0.60
31	0.5167	52.91	0.59		0.59	0.59
32	0.5333	53.49	0.58		0.58	0.58
33	0.5500	54.05	0.57		0.57	0.57



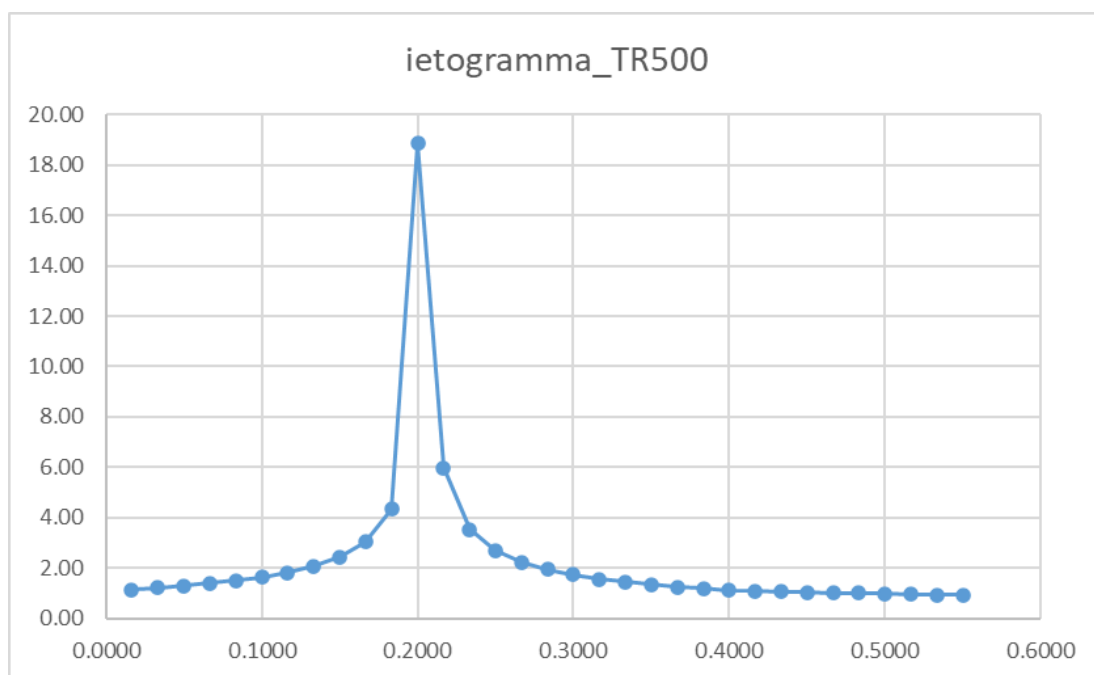
TR	100					
a [mm/hr ²]	74.90938					
n	0.36657					
TR=100						
step	t [hr]	hcum [mm]	hinc [mm]	h,asc [mm]	h,disc [mm]	ietogramma
1	0.0167	16.70	16.70	0.85		0.85
2	0.0333	21.53	4.83	0.90		0.90
3	0.0500	24.98	3.45	0.96		0.96
4	0.0667	27.76	2.78	1.04		1.04
5	0.0833	30.13	2.37	1.13		1.13
6	0.1000	32.21	2.08	1.24		1.24
7	0.1167	34.08	1.87	1.38		1.38
8	0.1333	35.79	1.71	1.58		1.58
9	0.1500	37.37	1.58	1.87		1.87
10	0.1667	38.84	1.47	2.37		2.37
11	0.1833	40.22	1.38	3.45		3.45
12	0.2000	41.53	1.30	16.70	16.70	16.70
13	0.2167	42.76	1.24		4.83	4.83
14	0.2333	43.94	1.18		2.78	2.78
15	0.2500	45.06	1.13		2.08	2.08
16	0.2667	46.14	1.08		1.71	1.71
17	0.2833	47.18	1.04		1.47	1.47
18	0.3000	48.18	1.00		1.30	1.30
19	0.3167	49.14	0.96		1.18	1.18
20	0.3333	50.08	0.93		1.08	1.08
21	0.3500	50.98	0.90		1.00	1.00
22	0.3667	51.86	0.88		0.93	0.93
23	0.3833	52.71	0.85		0.88	0.88
24	0.4000	53.54	0.83		0.83	0.83
25	0.4167	54.35	0.81		0.81	0.81
26	0.4333	55.13	0.79		0.79	0.79
27	0.4500	55.90	0.77		0.77	0.77
28	0.4667	56.65	0.75		0.75	0.75
29	0.4833	57.38	0.73		0.73	0.73
30	0.5000	58.10	0.72		0.72	0.72
31	0.5167	58.80	0.70		0.70	0.70
32	0.5333	59.49	0.69		0.69	0.69
33	0.5500	60.17	0.67		0.67	0.67



TR	200					
a [mm/hr^n]	83.74541					
n	0.38416					
TR=200						
step	t [hr]	hcum [mm]	hinc [mm]	h,asc [mm]	h,desc [mm]	ietogramma
1	0.0167	17.37	17.37	0.98		0.98
2	0.0333	22.67	5.30	1.04		1.04
3	0.0500	26.49	3.82	1.11		1.11
4	0.0667	29.59	3.10	1.19		1.19
5	0.0833	32.24	2.65	1.29		1.29
6	0.1000	34.58	2.34	1.41		1.41
7	0.1167	36.69	2.11	1.57		1.57
8	0.1333	38.62	1.93	1.79		1.79
9	0.1500	40.41	1.79	2.11		2.11
10	0.1667	42.08	1.67	2.65		2.65
11	0.1833	43.64	1.57	3.82		3.82
12	0.2000	45.13	1.48	17.37	17.37	17.37
13	0.2167	46.54	1.41		5.30	5.30
14	0.2333	47.88	1.34		3.10	3.10
15	0.2500	49.17	1.29		2.34	2.34
16	0.2667	50.40	1.23		1.93	1.93
17	0.2833	51.59	1.19		1.67	1.67
18	0.3000	52.73	1.15		1.48	1.48
19	0.3167	53.84	1.11		1.34	1.34
20	0.3333	54.91	1.07		1.23	1.23
21	0.3500	55.95	1.04		1.15	1.15
22	0.3667	56.96	1.01		1.07	1.07
23	0.3833	57.94	0.98		1.01	1.01
24	0.4000	58.90	0.96		0.96	0.96
25	0.4167	59.83	0.93		0.93	0.93
26	0.4333	60.74	0.91		0.91	0.91
27	0.4500	61.62	0.89		0.89	0.89
28	0.4667	62.49	0.87		0.87	0.87
29	0.4833	63.34	0.85		0.85	0.85
30	0.5000	64.17	0.83		0.83	0.83
31	0.5167	64.98	0.81		0.81	0.81
32	0.5333	65.78	0.80		0.80	0.80
33	0.5500	66.56	0.78		0.78	0.78



TR	500					
$a [mm/hr^2]$	96.22629					
n	0.39805					
TR=500						
step	t [hr]	hcum [mm]	hinc [mm]	h,asc [mm]	h,disc [mm]	ietogramma
1	0.0167	18.86	18.86	1.15		1.15
2	0.0333	24.85	5.99	1.22		1.22
3	0.0500	29.20	4.35	1.30		1.30
4	0.0667	32.75	3.54	1.39		1.39
5	0.0833	35.79	3.04	1.50		1.50
6	0.1000	38.48	2.69	1.64		1.64
7	0.1167	40.92	2.44	1.82		1.82
8	0.1333	43.15	2.23	2.07		2.07
9	0.1500	45.22	2.07	2.44		2.44
10	0.1667	47.16	1.94	3.04		3.04
11	0.1833	48.98	1.82	4.35		4.35
12	0.2000	50.71	1.73	18.86	18.86	18.86
13	0.2167	52.35	1.64		5.99	5.99
14	0.2333	53.92	1.57		3.54	3.54
15	0.2500	55.42	1.50		2.69	2.69
16	0.2667	56.86	1.44		2.23	2.23
17	0.2833	58.25	1.39		1.94	1.94
18	0.3000	59.59	1.34		1.73	1.73
19	0.3167	60.88	1.30		1.57	1.57
20	0.3333	62.14	1.26		1.44	1.44
21	0.3500	63.36	1.22		1.34	1.34
22	0.3667	64.54	1.18		1.26	1.26
23	0.3833	65.70	1.15		1.18	1.18
24	0.4000	66.82	1.12		1.12	1.12
25	0.4167	67.91	1.09		1.09	1.09
26	0.4333	68.98	1.07		1.07	1.07
27	0.4500	70.03	1.04		1.04	1.04
28	0.4667	71.05	1.02		1.02	1.02
29	0.4833	72.05	1.00		1.00	1.00
30	0.5000	73.02	0.98		0.98	0.98
31	0.5167	73.98	0.96		0.96	0.96
32	0.5333	74.92	0.94		0.94	0.94
33	0.5500	75.85	0.92		0.92	0.92



5 MODELLAZIONE IDRAULICA

Allo scopo di valutare le condizioni di rischio idraulico dell'area oggetto di studio, è risultato necessario condurre preliminarmente un'indagine idrologica dei bacini idrografici che afferiscono all'area di studio unitamente ad una indagine idraulica per la determinazione delle criticità idrauliche che caratterizzano il reticolo idrografico di interesse. È necessario dunque valutare innanzitutto l'afflusso-deflusso in termini di portata idrologica di piena per assegnato tempo di ritorno afferente all'area di interesse e di conseguenza investigare sulla propagazione dei deflussi lungo il reticolo idrografico al fine di verificarne la capacità di smaltimento. Si è ritenuto pertanto opportuno condurre lo studio basandosi su una modellazione bidimensionale dell'area oggetto di studio capace di utilizzare come condizione al contorno di input lo ietogramma di precipitazione netta, prendendo a riferimento quello corrispondente ad un tempo di ritorno di 200 anni, ricavata a partire dai risultati dello studio idrologico condotto e sopra descritto.

L'analisi idraulica dei reticoli idrografici ha previsto l'implementazione di una modellazione idraulica con schema bidimensionale in regime di moto vario per valutare la propagazione delle fuoriuscite all'esterno dell'alveo dei corsi d'acqua che ha consentito di individuare le eventuali condizioni di rischio idraulico dell'intera area di studio.

Di seguito si riportano le varie fasi dell'analisi idraulica condotte nell'ambito del presente studio.

5.1 DESCRIZIONE DELLE SCELTE DI MODELLAZIONE

La modellazione della propagazione dei deflussi idrici sull'area oggetto di studio è stata eseguita utilizzando il software HEC-RAS attraverso un modello idrodinamico bidimensionale.

In termini generali il problema della propagazione della onda di piena in un corso d'acqua naturale si risolve utilizzando la descrizione idraulica del fenomeno basata sulle equazioni differenziali del moto e di continuità.

La teoria di De Saint Venant in particolare ipotizza che si tratti di un moto monodimensionale, in pratica le grandezze che definiscono la corrente idrica (portate e livelli) sono funzione esclusivamente del tempo e della coordinata x, posta lungo l'asse longitudinale del corso d'acqua. Queste ipotesi conducono al fatto che le sezioni trasversali possano considerarsi piane e verticali con una pressione distribuita su di esse con legge idrostatica e quindi la corrente può considerarsi gradualmente variata.

Con questa schematizzazione si ottengono le classiche equazioni di De Saint Venant, dalle quali esplicitando tutti i termini si ottengono le seguenti:

- Equazione del moto

$$\frac{\partial H}{\partial X} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + J = 0$$

- Equazione di continuità

$$\frac{\partial Q}{\partial X} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$

Applicando queste equazioni al corso d'acqua si ottiene un sistema di equazioni differenziali del primo ordine non lineari nelle incognite rappresentate dai livelli e le portate nei vari nodi in funzione del tempo. Per la risoluzione di questo sistema esistono sostanzialmente tre metodi:

- delle linee caratteristiche
- alle differenze finite
- agli elementi finiti.

Il metodo di soluzione adottato è un metodo di tipo semi-implicito in cui in pratica la portata ed il livello in ogni nodo, in un determinato istante di tempo, sono espressi in funzione di portata e livello nelle sezioni adiacenti nello stesso istante di tempo oltre che della portata e del livello della stessa sezione nell'intervallo di tempo precedente. In pratica, considerando un corso d'acqua schematizzato da N sezioni, si hanno 2N incognite (portata e livello in ogni sezione), si applicano le due equazioni (di moto e di continuità) per ogni tronco, si ottengono quindi 2(N-1) equazioni. Aggiungendo poi le due condizioni al contorno (a valle e a monte), si ottiene un sistema di 2N equazioni che può essere risolto uno dopo l'altro per tutti gli intervalli di tempo.

Nel caso in cui, per la presenza di arginature o di particolari situazioni morfologiche, durante il deflusso si abbiano fuoriuscite d'acqua per tracimazione dai contenimenti arginali in zone limitrofe al corso ma comunque ad esso idraulicamente connesse nelle quali l'acqua stessa tende ad avere una diffusione in più direzioni allora la schematizzazione monodimensionale non è più sufficiente a simulare tale fenomeno di propagazione. In questi casi occorre ricorrere ad una schematizzazione bidimensionale che però è molto complessa ed onerosa sia dal punto di vista del modello di calcolo che dei dati da utilizzare. Occorre infatti disporre di un modello digitale del terreno molto dettagliato ed accurato che va in genere realizzato ad hoc con l'impiego di consistenti risorse. In alcuni casi un buon compromesso tra complessità di calcolo e grado di precisione dei risultati si può ottenere utilizzando uno schema di moto cosiddetto quasi-bidimensionale che è caratterizzato da uno schema monodimensionale lungo il reticolo idrografico e da celle d'accumulo, connesse idraulicamente con il reticolo e tra di loro, che rappresentano le zone limitrofe ai corsi d'acqua dove la propagazione dell'acqua non avviene attraverso uno schema monodimensionale. Questo schema è valido nel caso in cui le aree che sono interessate dall'esondazione delle acque del corso principale siano comunque confinate morfologicamente e quindi possano essere rappresentate da celle d'accumulo. Queste celle d'accumulo sono connesse con il corso d'acqua e possono essere connesse tra di loro. In alcune circostanze si può verificare che le acque che fuoriescono dal corso d'acqua principale si propagano al di fuori di esso seguendo un impluvio naturale o artificiale, nel quale comunque si può ritenere che esista una direzione prevalente di deflusso. In questo caso la simulazione può essere fatta inserendo un ramo fittizio per rappresentare proprio la propagazione di questi deflussi estraendo le sezioni dal modello digitale del terreno. Questo ramo fittizio potrebbe essere connesso a valle con quello principale oppure andare a confluire in una cella di accumulo a seconda di come si presenta la situazione reale.

Le nuove funzionalità di simulazione della propagazione dei deflussi in HEC - RAS sono state sviluppate per permettere all'utente di eseguire la modellazione solo 2D e 1D/2D combinata.

L'algoritmo di modellazione del moto bidimensionale in HEC-RAS ha le seguenti caratteristiche:

1. modellazione combinata 1D e 2D: La possibilità di eseguire una modellazione combinata 1D e 2D all'interno dello stesso modello in regime di moto vario permette all'utente di lavorare su schemi fluviali più complessi, utilizzando la modellazione 1D per l'asta fluviale principale e

- la modellazione 2D nelle zone esterne che lo richiedono per modellare in modo fedele la propagazione dei deflussi;
2. equazioni complete di Saint Venant o di diffusione dell'onda in 2D: Il programma risolve sia le equazioni 2D di diffusione dell'onda che quelle complete di Saint Venant. Questa opzione è selezionabile dall'utente, offrendo quindi una maggiore flessibilità all'utente. In generale, le equazioni di diffusione dell'onda in 2D consentono al software di funzionare più velocemente garantendo inoltre una maggiore stabilità. Le equazioni 2D in forma completa di Saint Venant sono applicabili a una gamma più ampia di problemi, ma la grande maggioranza delle situazioni può essere modellata con sufficiente precisione con le equazioni di diffusione dell'onda 2D. Dal momento che l'utente può facilmente cambiare il set di equazioni, ognuna di esse può essere provata per un dato problema per verificare il metodo più adatto;
 3. algoritmo implicito di soluzione ai volumi finiti: Il risolutore delle equazioni di moto bidimensionale utilizza un algoritmo implicito ai volumi finiti. L'algoritmo implicito di soluzione consente di utilizzare passi temporali di calcolo maggiori rispetto ai metodi espliciti. L'approccio ai volumi finiti fornisce una misura dei miglioramenti in termini di stabilità e robustezza rispetto alle tradizionali tecniche differenziali di soluzione basate su metodi a elementi finiti. Il processo di allagamento di aree secche e di completo svuotamento di aree allagate viene simulato in maniera molto robusta con l'algoritmo di soluzione ai volumi finiti in HEC-RAS. Le aree a deflusso 2D possono iniziare completamente asciutte e gestire un improvviso afflusso di acqua nella zona. Inoltre, l'algoritmo può gestire regimi di corrente lenti, veloci e misti (la corrente passa attraverso l'altezza critica, come per esempio in un risalto idraulico);
 4. algoritmo per la soluzione accoppiata dei modelli 1D e 2D: Gli algoritmi di soluzione 1D e 2D sono strettamente accoppiati nello stesso passo temporale di calcolo con un'opzione per iterare i trasferimenti di massa 1D e 2D in un passo temporale. Questo permette una perfetta coerenza a ogni passo temporale tra i modelli 1D e 2D. Ad esempio, se un fiume è modellato in 1D, ma l'area dietro un argine è modellata in 2D, il deflusso al di sopra dell'argine o eventualmente attraverso una breccia nell'argine è valutato utilizzando come carico di monte il livello nel fiume 1D e come carico di valle il livello nell'area 2D. L'equazione dello stramazzo è utilizzata per calcolare il deflusso al di sopra dell'argine o attraverso la breccia. In ogni passo temporale l'equazione di moto utilizza i risultati 1D e 2D per calcolare il flusso consentendo il calcolo preciso della sommersione delle aperture, in ogni passo temporale considerando la variazione di livelli che si ha nei due elementi. Inoltre il deflusso si può invertire (dall'area 2D al tronco 1D) una volta che la piena è passata e i tiranti nel fiume si riducono.
 5. maglie computazionali strutturate o non strutturate: Il software è stato progettato per utilizzare maglie computazionali non strutturate, ma può anche gestire maglie strutturate. Una maglia strutturata è trattata allo stesso modo di una maglia non strutturata, con la differenza che il software sfrutta le celle che sono ortogonali tra di loro (questo semplifica alcuni dei calcoli richiesti). Ciò significa che le celle calcolate possono essere triangoli, quadrati, rettangoli, o addirittura elementi a cinque e a sei facce (il modello è limitato agli elementi con più di otto lati). La maglia può essere un misto di celle di diverse forme e dimensioni. Il contorno esterno della maglia di calcolo è definito con un poligono. Le celle di calcolo che formano il limite esterno la maglia possono avere linee multi-point molto dettagliate che rappresentano le facce esterne di ciascuna cella. La maglia di calcolo non deve

essere ortogonale ma se la maglia è ortogonale la discretizzazione numerica è semplificata e più efficiente;

6. tabella dettagliata delle proprietà idrauliche per le celle di calcolo: Ogni cella e ogni faccia della cella per tutta la maglia di calcolo è pre-elaborata al fine di sviluppare dettagliate tabelle di proprietà idrauliche basate sul DTM utilizzato nel processo di modellazione.
7. Dettagliata mappatura dello scenario degli allagamenti con animazioni: La perimetrazione delle aree allagabili così come le animazioni dello scenario degli allagamenti in funzione del tempo può essere fatta all'interno di HEC-RAS utilizzando le funzionalità di RAS - Mapper. La mappatura delle aree 2D allagate si basa sul DTM, ciò significa che la reale superficie bagnata sarà basata sui dettagli della morfologia del terreno sottostante e non sulla dimensione della cella di calcolo. Le celle quindi possono anche essere parzialmente bagnate/asciutte. La mappatura rifletterà questi dettagli, piuttosto che essere limitata a mostrare una cella di calcolo come tutta bagnata o tutta asciutta;
8. Algoritmo di calcolo basato su sistemi Multi-Processore: Il modello di calcolo 2D è stato programmato per sfruttare i sistemi multi-processore dei nuovi computer (architettura parallela), consentendo di eseguire la modellazione 2D più velocemente rispetto ai computer a singolo processore.
9. Motori di calcolo a 64 e 32 bit: HEC-RAS è ora dotato di motori di calcolo sia a 64 bit che a 32 bit. Il software utilizzerà automaticamente i motori di calcolo a 64 bit se si installa su un sistema operativo a 64 bit. Il motore di calcolo a 64 bit funziona più velocemente rispetto ad uno a 32 bit e può gestire set di dati molto più grandi

5.1.1 SVILUPPO DEL MODELLO 2D CON MESH

La modellazione 2D in HEC-RAS utilizza uno schema di soluzione ai volumi finiti. Questo algoritmo è stato sviluppato per consentire l'uso di una maglia di calcolo sia strutturata che non strutturata. Ciò significa che la maglia di calcolo può essere una miscela di celle dotate di un numero massimo di facce pari a 8. L'utente può comunque selezionare una risoluzione da utilizzare per scomporre il dominio di calcolo in celle utilizzando gli strumenti automatici presenti all'interno. La maglia di calcolo 2D è sviluppata in HECRAS effettuando le seguenti operazioni:

- tracciare il poligono di contorno dell'area 2D;
- creazione della maglia di calcolo 2D;
- modifica/rettifica della maglia di calcolo 2D;
- caricamento del DTM;
- associazione del DTM con la geometria;
- esecuzione del pre-processore geometrico 2D.

5.2 ANALISI ALLO STATO ATTUALE

Il modello dello stato attuale ricalca quelle che sono le discontinuità fisiche sul perimetro della zona di calcolo comprendenti gli scoli naturali ed il reticolo idrografico esistente, la strada situata sul limite Nord ed Est, le sistemazioni agricole presenti.

La maglia di calcolo è costituita da una mesh con lati di 25 m infittita in corrispondenza delle breaklines con celle di dimensione massima pari a 10 m.

Si riporta sotto la perimetrazione delle aree allagabili per il tempo di ritorno pari a 200 anni dalla quale è derivato lo studio del layout di impianto previsto a progetto.

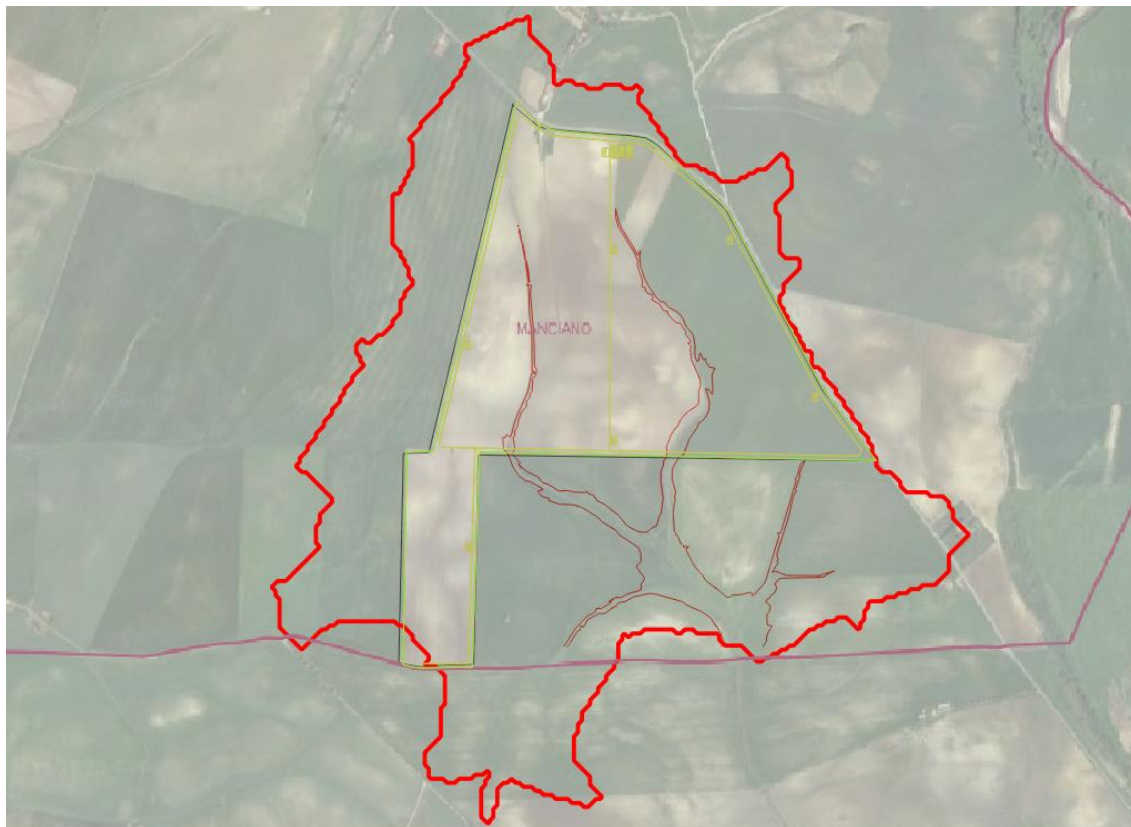


Figura 5.a Aree allagabili allo stato attuale con TR=200 anni

5.3 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO

Il progetto dell'impianto agrivoltaico prevede la formazione di strade interne all'impianto, di piazzole per l'installazione di cabine, zone di manovra dei mezzi.

Le strade interne sono previste a raso con la conformazione attuale del terreno del campo, al fine di non modificare in alcun modo il deflusso delle acque superficiali.

La sistemazione delle superfici non produrrà in alcun modo impermeabilizzazione dei suoli, garantendo di fatto le condizioni idrauliche ante operam e l'assenza di un incremento del rischio idraulico.

Il posizionamento della viabilità interna ha tenuto in considerazione la riduzione dove possibile degli attraversamenti di corsi e compluvi, finalizzando quindi la progettazione verso la riduzione delle interferenze con il reticolo esistente e con il deflusso superficiale ante operam.

Il perimetro esterno dell'impianto sarà delimitato con rete metallica infissa nel terreno, senza presenza di opere in calcestruzzo armato che potrebbero costituire sbarramento alla fuoriuscita del deflusso superficiale.

L'esigua dimensione delle opere che sono eventualmente necessarie al di sopra del terreno naturale o dei manufatti da installare, permette di asserire che non produrrà alcun effetto di rilievo relativamente alle condizioni ante operam, lo stesso vale per quanto attiene alla conformazione ed estensione dei pannelli fotovoltaici impiegati.

5.4 ANALISI E VERIFICHE ALLO STATO DI PROGETTO

L'analisi effettuata con modellazione bidimensionale per come già descritta, con impiego della pioggia con tempo di ritorno di 200 anni, permette di individuare la corrispondenza della perimetrazione dei battenti già studiata, mantenendo l'altezza della lama d'acqua all'interno di valori contenuti e comunque concentrati all'interno del reticolo idrografico principale. Le immagini che seguono non tengono in considerazione porzioni di territorio interessate da battenti inferiori a 10 cm e velocità basse, che il software restituisce in funzione della modellazione numerica ma che non rappresentano la risposta fisica di progetto del bacino. Nelle immagini che seguono (Figure 5.b e 5.c) sono riportate le planimetrie con i risultati della modellazione idraulica.

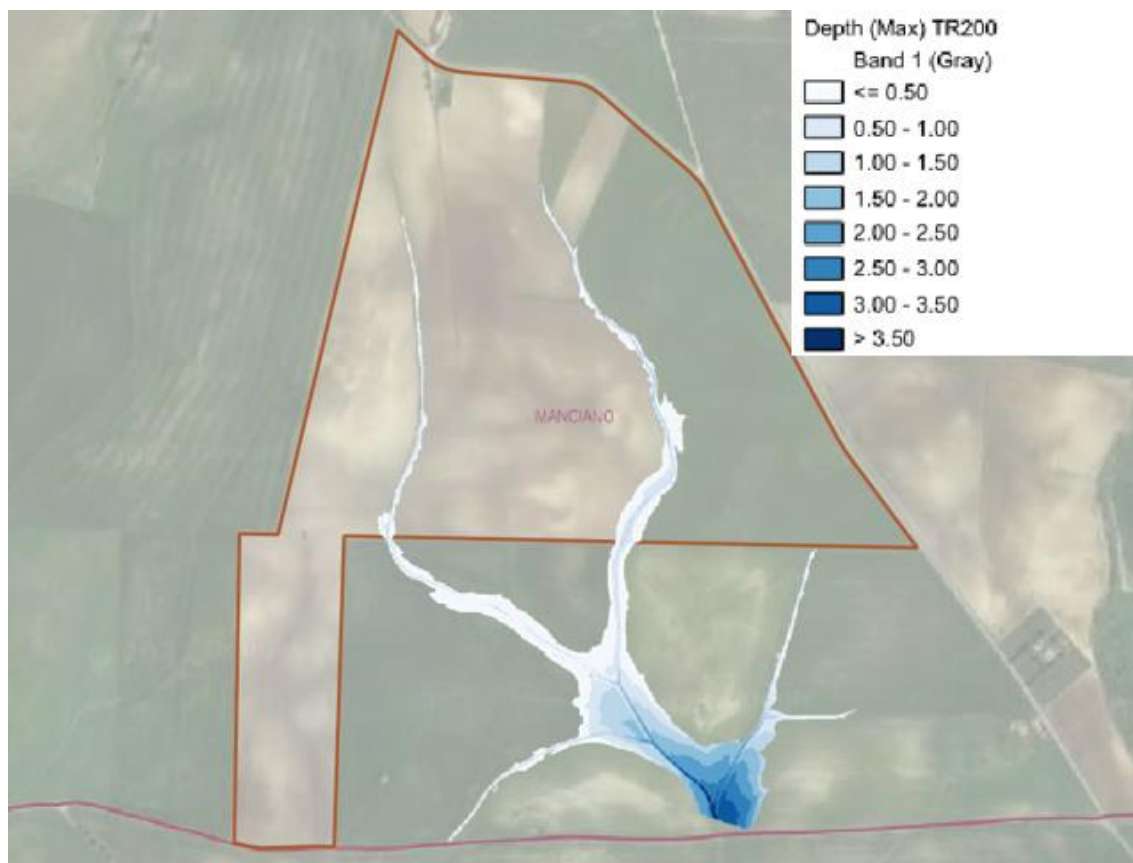


Figura 5.b Perimetrazione dei battenti idrici allo stato di progetto con TR=200 anni con le relative profondità

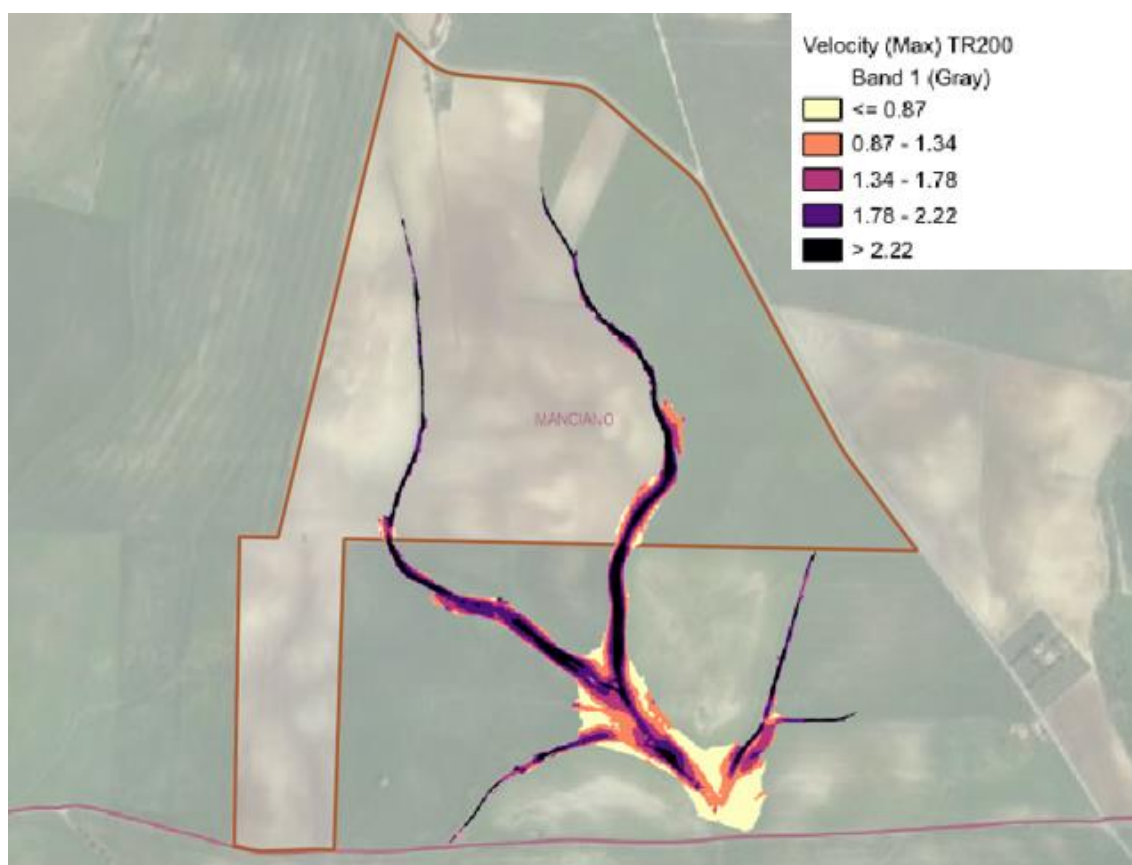


Figura 5.c *Perimetrazione delle velocità allo stato di progetto con TR=200 anni*

Visto che le acque non invadono in alcun modo le zone interessate dall'installazione dei pannelli fotovoltaici, lo studio approfondito sulla velocità di scorrimento delle acque stesse non risulta di particolare rilievo; in aggiunta a questo, le velocità che superano il limite di 0.9 m/s sono tutte contenute all'interno del reticolo esistente, che non è oggetto di modifiche di alcun tipo. Pertanto si garantisce con il presente studio che non si produce alcun aggravio delle condizioni attuali con l'installazione delle opere di progetto.

Al fine di dettagliare le modalità di modellazione, sulla base delle condizioni descritte nei paragrafi precedenti e con lo scopo di affinare il calcolo in corrispondenza delle aree di discontinuità della superficie topografica, allo stato di progetto la zona di calcolo è stata discretizzata con una mesh di lato 25 m ed un affinamento con celle di lato 10 m in corrispondenza delle breaklines. Il modello inoltre considera un diverso input di pioggia costituito da uno ietogramma Chicago descritto nei paragrafi precedenti per ciascun tempo di ritorno considerato.

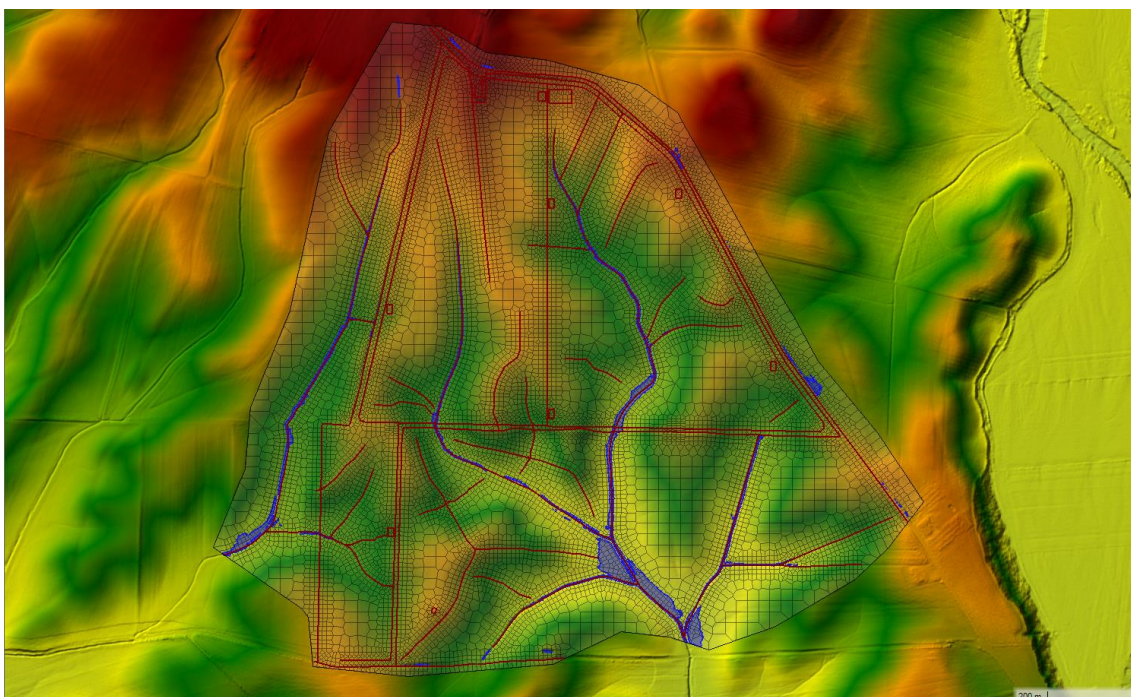


Figura 5.d

Aree allagabili allo stato di progetto con $TR=200$ anni e battente superiore a 50 cm

In corrispondenza del tempo di ritorno pari a 200 anni, le zone che presentano una profondità della lama d'acqua pari o superiore a 0.5 m sono limitate a fasce prossime agli assi dei corsi d'acqua presenti sull'impianto, ricalcando di fatto le previsioni svolte con l'analisi dello stato attuale.

Nell'immagine seguente si riporta il grafico con la profondità della lama d'acqua in corrispondenza della sezione del Fosso di Ponte Rotto che attraversa il limite Sud della zona di impianto, da cui si evincono le quote idriche in corrispondenza della portata duecentennale.

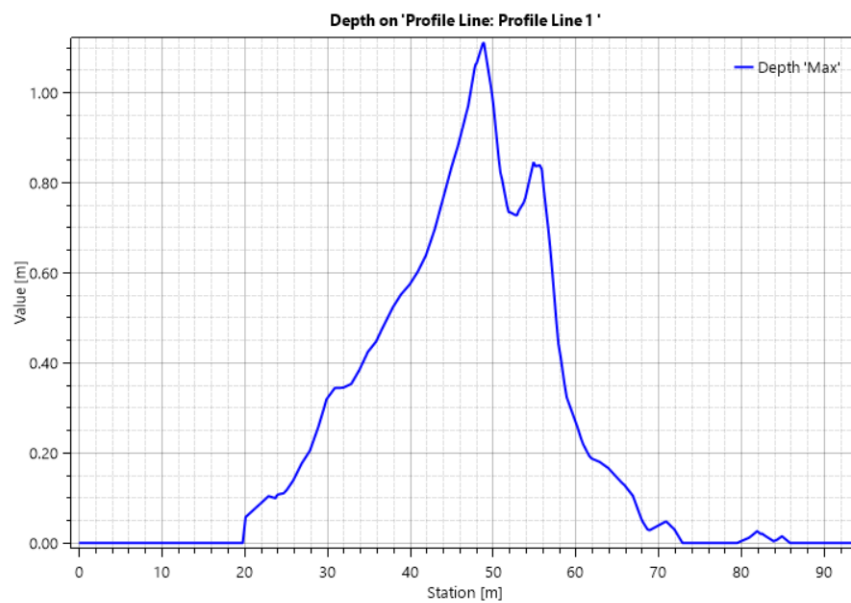
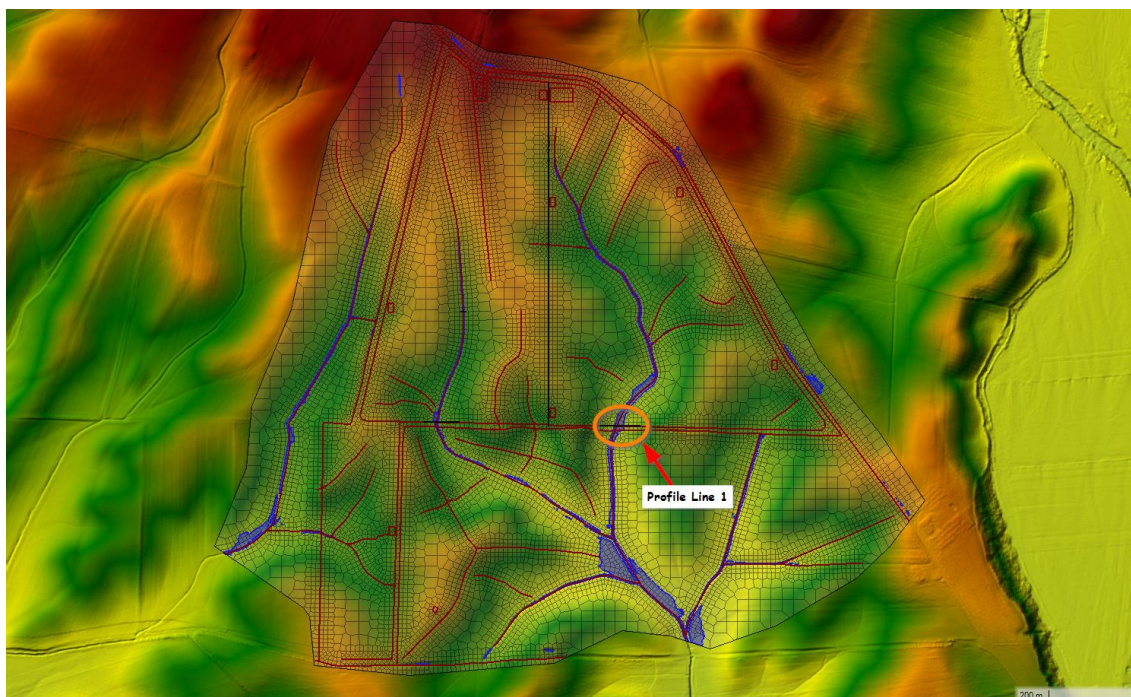


Figura 5.e *Individuazione della Profile Line 1 e relativo grafico delle profondità della lama d'acqua lungo il suo sviluppo*

6

VERIFICA DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA E CONCLUSIONI

Il presente studio ha avuto lo scopo di investigare nel dettaglio nei riguardi delle condizioni di rischio idraulico che caratterizzano il bacino idrografico posto a sud-est del centro abitato di Manciano (GR), in cui il proponente EDP Renewables Italia srl intende procedere alla realizzazione dell'impianto agrivoltaico denominato "Parco Solare Maccabove" su un'area che insiste su una porzione di territorio situata nel Comune di Manciano tra la Strada Provinciale Campigliola ed il limite tra Toscana e Lazio.

Al fine di valutare la compatibilità idraulica a corredo degli interventi per la realizzazione di un impianto agrivoltaico, senza che si verifichi un aumento delle condizioni di rischio idraulico nel territorio circostante, in accordo con la normativa vigente, è stato redatto il presente studio facendo riferimento alle procedure previste dal Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I) dell'Autorità di Bacino dell'Appennino Centrale.

Le simulazioni effettuate con riferimento al tempo di ritorno di 200 anni hanno permesso di individuare con maggiore dettaglio lo scenario degli allagamenti nella zona in cui ricadono le aree di intervento. Si è proceduto dunque alla modellazione idraulica bidimensionale per valutare l'eventuale condizione di rischio idraulico della porzione di territorio su cui saranno realizzate le opere per valutarne l'interferenza con il reticolo idrografico nel caso di evento con tempo di ritorno pari a 200 anni. I risultati ottenuti dallo studio mostrano sostanzialmente che lo scenario considerato è caratterizzato da un deflusso generalmente concentrato in corrispondenza del reticolo idrografico, seguendo le naturali pendenze del terreno, considerate anche le pendenze che caratterizzano le aste idrauliche di riferimento. In particolare si rileva che le sezioni indagate risultano in grado di smaltire sufficientemente le portate in arrivo, senza particolari rischi sul territorio circostante e con aree esondabili di ampiezza contenuta e limitata alle zone prossime ai corsi stessi.

Sulla base di quanto qui riportato, lo studio idrologico ed idraulico condotti permettono di concludere che gli interventi previsti sono compatibili con le condizioni di rischio idraulico presenti nella zona, dal momento che le condizioni di installazione sono congruenti con le seguenti indicazioni:

- le attrezzature elettroniche e il punto di aggancio dei moduli fotovoltaici sulle strutture sono posizionati almeno 0.50 m al di sopra del livello idrico massimo corrispondente alla piena duecentennale;
- I manufatti sono previsti essere posizionati in modo da non interferire con il libero deflusso delle acque corrispondente alla piena duecentennale;
- non è prevista l'installazione di alcuna apparecchiatura elettronica né di strutture a corredo dell'impianto in aree con battenti superiori a 20 cm;
- le recinzioni sono previste completamente permeabili e senza cordoli di base in modo da non limitare o alterare il libero deflusso delle acque

Viste le scelte progettuali, la formazione della viabilità a raso rispetto allo stato attuale del terreno e l'assenza di interventi di impermeabilizzazione estesa, le condizioni di progetto sono da ritenersi assolutamente compatibili dal punto di vista idraulico e la realizzazione dell'impianto fotovoltaico in oggetto non altera le condizioni di rischio idraulico già presenti nella zona.

7 RISPOSTA ALLE INTEGRAZIONI RICHIESTE

7.1 PREMESSA

In merito alla procedura per la richiesta del Parere regionale ex art. 63 LR 10/2010 nell'ambito del procedimento di VIA statale PNRR -PNIEC - "Progetto per la realizzazione di un impianto agrivoltaico denominato "Pascolo Solare Maccabove" della potenza complessiva di 44,46 MWp e relative opere connesse, da realizzarsi nel comune di Manciano (GR). Procedimento di VIA – PNIEC." Proponente: EDPR Centro Italia PV S.r.l., si rileva che sono giunte delle richieste di integrazioni e chiarimenti sugli aspetti progettuali tra i quali quello di interesse della presente relazione:

- Soggetto competente: Regione Toscana – Genio Civile Toscana Sud
- Identificativo della richiesta: prot. RT 0124433 del 21/02/2024
- Oggetti:
 - a) *Interventi ricadenti nelle pertinenze idrauliche*
 - b) *Compatibilità idraulica degli attraversamenti*

Nella presente relazione si riportano le risposte ai contributi istruttori con le relative richieste di integrazione di cui alle lettere a) e b).

7.2 VERIFICA DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA DEI TOMBINI SULLA NUOVA VIABILITÀ

Per come previsto dalle opere di progetto, la nuova viabilità interna all'impianto prevede l'attraversamento dei corsi d'acqua con ID TS77767 e TS77766 (Fosso di Ponte Rotto). Partendo dall'elaborato di progetto AV.MAN.DE.CI.D.021_ *Tavola della compatibilità idraulica*, si nota come in esso sia riportata una sezione tipologica degli attraversamenti nelle due posizioni richiamate dal contributo istruttorio, nella quale la strada interna assume un andamento altimetrico tale da permettere la posa in opera di un tubo carrabile atto a far defluire le acque e permettere la risoluzione dell'interferenza.

La richiesta del Soggetto Competente è quella di fornire uno studio idrologico-idraulico con TR=200 anni basato sulle LSPP per la verifica della compatibilità idraulica di tali attraversamenti in ossequio all'art.3 c.5 della LR 41/2018 che recita *"Gli interventi di cui ai commi 2, 3 e 4 sono consentiti, previa autorizzazione della struttura regionale competente, che verifica la compatibilità idraulica nel rispetto delle seguenti condizioni:*

- a. *sia assicurato il miglioramento o la non alterazione del buon regime delle acque;*
- b. *non interferiscano con esigenze di regimazione idraulica, accessibilità e manutenzione del corso d'acqua e siano compatibili con la presenza di opere idrauliche;*
- c. *non interferiscano con la stabilità del fondo e delle sponde;*
- d. *non vi sia aggravio del rischio in altre aree derivante dalla realizzazione dell'intervento;*

- e. non vi sia aggravio del rischio per le persone e per l'immobile oggetto dell'intervento;
- f. il patrimonio edilizio esistente di cui al comma 3 sia inserito nel piano di protezione civile comunale al fine di prevenire i danni in caso di evento alluvionale"

7.2.1 DETERMINAZIONE DELLA LSPP CON TEMPO DI RITORNO DI 200 ANNI

Per la determinazione delle LSPP si faccia riferimento a quanto già riportato nel precedente Capitolo 3.5 del quale si riportano gli estratti dei dati necessari:

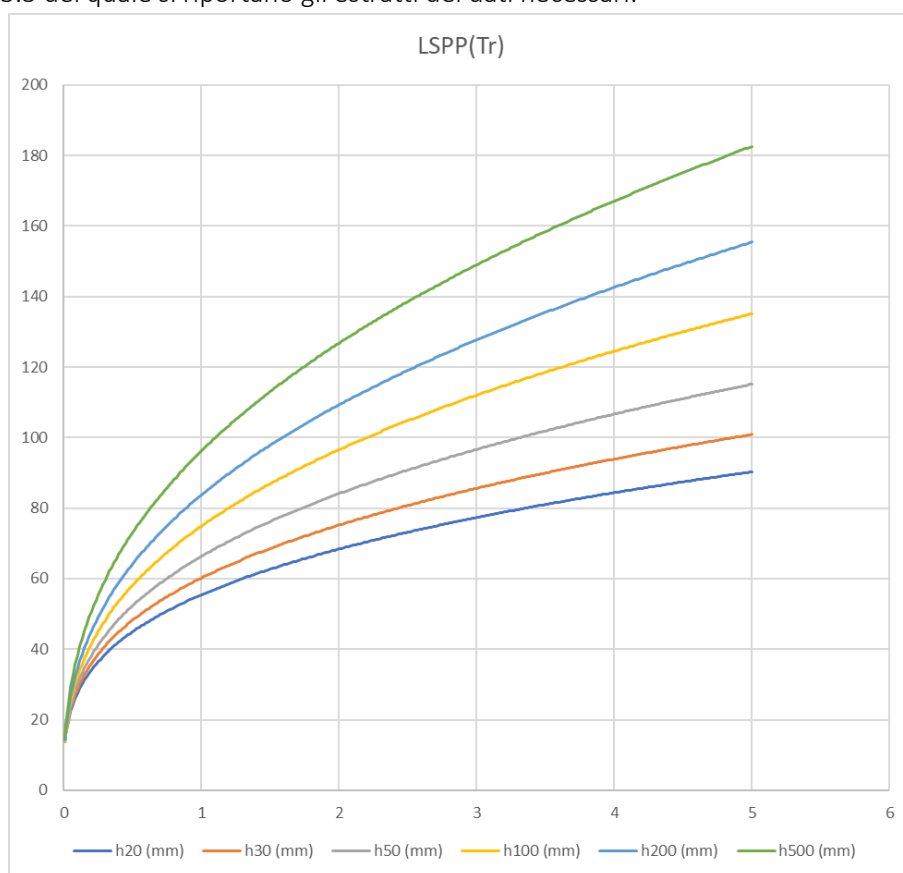


Figura 7.a Curve segnalatrici di possibilità pluviometrica in funzione dei diversi tempi di ritorno (20, 30, 50, 100, 200, 500 anni). In celeste la LSPP (200)

Tr	a	n
20	55.464	0.303
30	60.209	0.321
50	66.341	0.343
100	74.909	0.367
200	83.745	0.384
500	96.226	0.398

Tabella 7.a Parametri *a* e *n* delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica in funzione dei diversi tempi di ritorno con evidenziati quelli relativi a TR=200 anni

7.2.2

CALCOLO DELLE PORTATE PER LA VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI

Ai fini del calcolo della sezione idraulica degli attraversamenti si fa esplicito riferimento alle seguenti ipotesi:

- Moto uniforme permanente con impiego della formula di Gauckler-Strickler per condotte a pelo libero
- Portata in ingresso calcolata in corrispondenza della sezione di calcolo di ciascuna condotta con il metodo della corrivazione
- Stato manutentivo della condotta non ottimale, a favore di sicurezza
- Pendenza del tombino pari a quella del corso d'acqua allo stato pre-intervento, per non produrre modifiche né a monte né a valle dell'interferenza

Al fine di verificare la bontà degli attraversamenti previsti si specifica il dimensionamento per ciascuno dei due corsi d'acqua, differenziati per ID e per le relative caratteristiche morfologiche. Nella tabella che segue sono inseriti i parametri idraulici per il calcolo del singolo tombino effettuato con il metodo della corrivazione:

ID	Nome	A _{bacino} [kmq]	L _{asta} [m]	i [m/m]
TS77766	Fosso di Ponte Rotto	0.15	991.6	0.019
TS77767	Senza nome	0.36	1158.6	0.025

Secondo il metodo della corrivazione richiamato, la portata massima per il dimensionamento della condotta è dovuta ad una pioggia di intensità costante i e di durata pari al tempo di corrivazione T_c relativa alla sezione di calcolo. La formulazione impiegata per la determinazione della Q_{max} [mc/s] è la seguente:

$$Q_{max} = 0.002778 \cdot \Psi \cdot i \cdot A_{bacino} = \frac{\Psi \cdot h \cdot A_{bacino}}{T_c}$$

in cui:

Ψ coefficiente di afflusso

h altezza di pioggia ricavato dalla LSPP [mm]

A_{bacino} superficie del bacino imbrifero sottesa dalla sezione di calcolo [ha]

T_c tempo di corrivazione relativo alla sezione di calcolo [hr]

Il tempo di corrivazione è definito per ciascun corso d'acqua sulla base delle seguenti caratteristiche determinate tramite estrapolazione da software GIS e con l'impiego delle formulazioni già riportate nel precedente Capitolo 4.2

ID	L _{asta} [m]	i [m/m]	H _f [m]	H _{max} [m]	H _m [m]	A _{bacino} [kmq]
TS77766	991.60	0.019	75.60	105.50	88.10	0.15
TS77767	1158.60	0.025	79.65	109.63	90.68	0.36

Per ciascun corso d'acqua il valore di T_c assume i seguenti valori come media delle formulazioni impiegate:

$$T_{C_{TS77766}} = 0.385 \text{ hr} = 23.1 \text{ min}$$

$$T_{C_{TS77767}} = 0.371 \text{ hr} = 22.3 \text{ min}$$

Nonostante la minima differenza tra i valori di Tc, si riporta qui nel seguito la determinazione delle portate per ciascun corso d'acqua.

Come da indicazioni di letteratura, il coefficiente di afflusso Ψ per superfici fortemente permeabili quali quelle agricole è assunto pari a 0.1 e uguale per entrambi i corsi d'acqua.

L'altezza di pioggia h derivante dall'impiego delle LSPP con TR = 200 anni e la relativa intensità di pioggia determinata come costante durante la totalità dell'evento sono pari a:

ID	a [mm/hr ⁿ]	n [-]	h [mm]	Tc [min]	i [mm/hr]
TS77766	83.745	0.384	64.25	23.1	128.1
TS77767	83.745	0.384	63.60	22.3	130.2

Pertanto, visti i dati sopra riportati, la portata di calcolo duecentennale da impiegare per il dimensionamento dei tombini di attraversamento della viabilità interna di progetto risulta pari a:

$$Q_{max,TS77766} = 1.281 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{max,TS77767} = 0.542 \text{ m}^3/\text{s}$$

7.2.3

DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DEI TOMBINI DI ATTRAVERSAMENTO

Per il calcolo delle dimensioni dei tombini si fa riferimento alla formulazione del moto permanente uniforme in condotta circolare non in pressione, facendo affidamento alle riserve di deflusso della stessa condotta circolare che riesce a smaltire la portata massima con un grado di riempimento minore del 100% ed indicativamente pari al 80% ($h/h_p = 0.8$).

La formula impiegata per il dimensionamento della condotta è la seguente:

$$Q_{cond} = K \cdot A_{cond} \cdot \bar{R}^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

in cui:

K è il coefficiente di scabrezza

A_{cond} è l'area della sezione della condotta

$\bar{R}$ è il raggio idraulico della sezione della condotta

i è la pendenza di fondo della condotta

Richiamando i dati già esposti, si riporta nella seguente tabella il risultato del calcolo idraulico dei tombini di attraversamento:

	i [m/m]	K [m ^{1/3} /s]	D [m]	A _{cond} [mq]	Perim [m]	R [m]	Q _{cond} [mc/s]	Q _{max} /Q _{cond}
TS77766	0,019	80	0,8	0,503	2,513	0,2	1,90	1,52
TS77767	0,025	80	0,5	0,196	1,571	0,125	0,62	1,14

Nell'elaborato AV.MAN.DE.CI.D.021_Tavola della compatibilità idraulica il tipologico del particolare di attraversamento dei corsi d'acqua è lasciato generico, riportando infatti un diametro minimo interno dei tombini $\phi_{\min} = 400$ mm senza indicazioni di spessore ed un ricoprimento variabile, da definire poi in fase esecutiva vista la ridotta incidenza sulle attività; in funzione della richiesta di integrazioni si riporta la specifica di dimensionamento incidente su ciascun corso d'acqua:

- Corso d'acqua TS77766: Diametro interno 800 mm
- Corso d'acqua TS77767: Diametro interno 500 mm

Per il dimensionamento dello spessore si rimanda al paragrafo che segue.

7.2.4

DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DEI TOMBINI DI ATTRAVERSAMENTO

Vista la funzione di risoluzione dell'interferenza con i corsi d'acqua interessati dalla viabilità interna di impianto, per il dimensionamento statico delle condotte in calcestruzzo si prende in considerazione che esse saranno soggette a carichi da veicoli in transito su di essa durante la vita utile dell'opera oltre ai carichi statici permanenti dovuti alle modalità di posa.

In ossequio a quanto previsto dalle NTC di cui al DM 17 gennaio 2018 ed alla relativa Circolare Applicativa n.7 del 21 gennaio 2019 del C.S.LL.PP., nonché prendendo a riferimento quanto contenuto nel *Manuale di progettazione e utilizzo – Tubazioni in calcestruzzo di Assobeton – Sezione Produttori Tubi* i carichi presi in considerazione sono quelli dati da:

- Azioni del rinterro, considerando la condizione di posa assimilata a quella *in trincea*
- Azioni verticali dei carichi mobili dovuti a *traffico veicolare*

I procedimenti di calcolo utilizzati per la verifica statica delle tubazioni previste sono riportati nei sottoparagrafi seguenti.

7.2.4.1 CENNI TEORICI PER LA VERIFICA STATICA

La verifica statica di una tubazione consiste nell'accertare che i carichi agenti sulla struttura provochino tensioni e deformazioni ammissibili.

Le sollecitazioni su un tubo interrato dipendono dall'interazione tubo-terreno, fortemente legata alla deformabilità relativa dei due elementi: se il tubo si deforma di più del terreno che lo circonda, sarà sollecitato in modo minore poiché deformandosi sensibilmente coinvolge il terreno di rinfianco a collaborare alla resistenza.

Dalla deformabilità relativa tubo-terreno dipende il comportamento statico della condotta. Emerge, quindi, la convenienza a classificare le tubazioni in base all'elasticità in sito.

Si definisce **coefficiente di elasticità in sito R** di una tubazione di diametro esterno DN, di diametro medio **Dm (DN-S)**, di spessore **S** e modulo elastico **E**, posata in un terreno di modulo elastico **E_t**, il numero:

$$R = \frac{SN}{E_t}$$

dove:

SN è la rigidità circonferenziale della tubazione pari a $\frac{E \cdot J}{D_m^3}$

J è il momento di inerzia trasversale della striscia unitaria di parete del tubo rispetto all'asse neutro della parete strutturalmente resistente pari a $\frac{s^3}{12}$

La tubazione interrata è flessibile o deformabile se risulta $R < \frac{1}{12}$, mentre è rigida per $R \geq \frac{1}{12}$.

In questa ottica, le tubazioni per il trasporto di fluidi si suddividono in tre categorie:

- tubazioni rigide (cemento armato, gres, fibrocemento);
- tubazioni semiflessibili (acciaio, ghisa sferoidale), quelle che in relazione alle caratteristiche del terreno, a seconda dei casi, possono avere comportamento rigido o flessibile;
- tubazioni flessibili (PE, PVC, PP, PRFV)

Le tubazioni rigide sotto l'azione dei carichi esterni si fessurano senza che la deformazione della sezione possa assumere caratteri significativi.

Viceversa, le tubazioni flessibili si deformano senza il raggiungimento di uno stato limite di fessurazione.

Ciò comporta che la verifica di stabilità sia eseguita in maniera del tutto diversa a seconda che si tratti di tubazioni rigide o di tubazioni flessibili.

- Per tubazioni flessibili le verifiche riguardano la deformazione diametrale, la stabilità all'equilibrio elastico e gli sforzi massimi di trazione e compressione
- Per le tubazioni rigide la verifica riguarda lo stato limite ultimo di rottura

La verifica statica di una tubazione interrata viene effettuata calcolando:

- i carichi permanenti che gravano sulla tubazione;
- i carichi accidentali che gravano sulla tubazione;
- il carico idraulico indotto dalla presenza della falda se pertinente;
- le reazioni laterali del terreno.

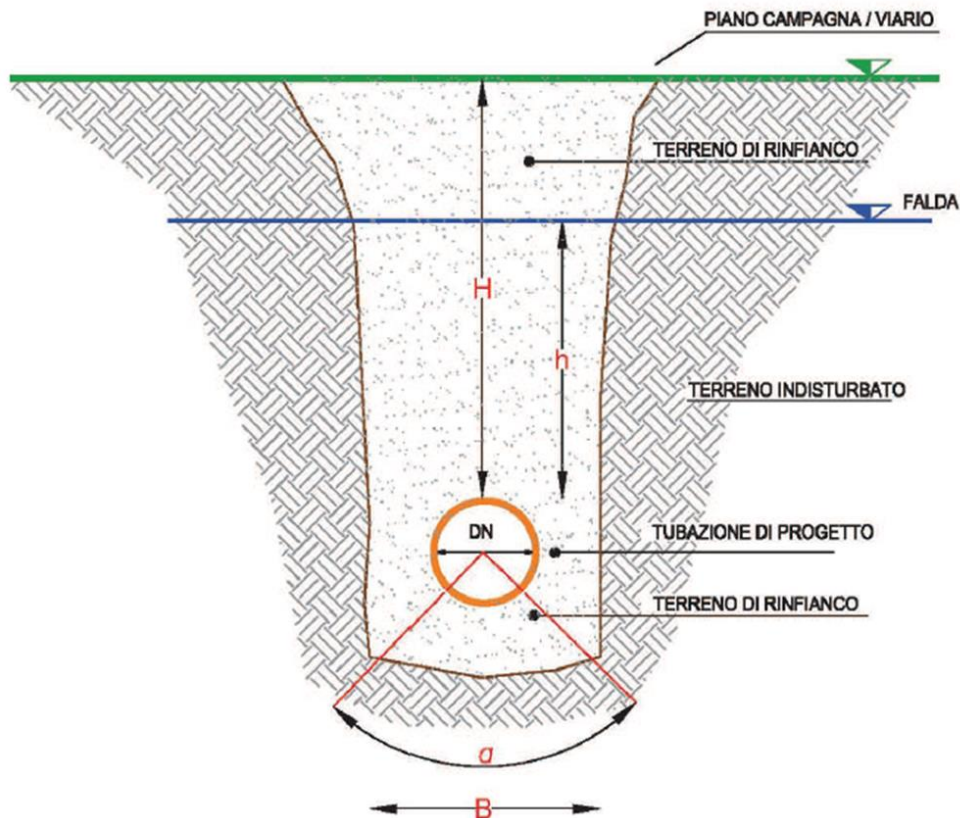
I carichi permanenti cui è sottoposta una tubazione interrata dipendono per lo più dall'azione del rinterro mentre i carichi accidentali sono da attribuirsi alla presenza di traffico.

Le sollecitazioni sono calcolate secondo metodologie di uso diffuso derivanti da normative e documenti di comprovata validità.

Per il calcolo del carico veicolare si fa riferimento a quanto espresso dalla normativa DIN 1072 secondo cui il traffico veicolare può essere suddiviso nelle seguenti classi di carico:

Classe	Carico per ruota P (KN)	Tipologia
HT60	100	Traffico pesante
HT45	75	
HT38	62.5	
HT30	50	
HT26	35	
LT12	20	Traffico leggero
LT6	10	
LT3	5	

7.2.4.2 SCHEMA DI TRINCEA ADOTTATO



LEGENDA DATI DI INPUT

B : larghezza dello scavo [m]
 H : altezza dello scavo dall'estradosso del tubo [m]
 h : altezza della falda dall'estradosso del tubo [m]
 DN : diametro del tubo [mm]
 a : angolo di supporto [°]

7.2.4.3 DATI DI INPUT – TS77767 – DN500

Caratteristiche tubazione

Materiale = Calcestruzzo C25/30

Diametro tubazione esterno (DN) = 590 mm

Spessore parete tubazione (s) = 45 mm

Modulo elasticità breve termine (E) = 30200000 kN/m²

Modulo elasticità lungo termine (Em) = 30200000 kN/m²

Diametro interno tubazione (Di) = DN – 2s = 500.00 mm

Diametro medio (Dm) = 545.00 mm

Rigidezza anulare (breve termine) (SNbt) = 1416.69 kN/m²

Rigidezza anulare (lungo termine) (SNlt) = 1416.69 kN/m²

Carico del fluido trasportato

Carico del fluido trasportato (Qa) = 1.93 kN/m

Caratteristica trincea e rinterro

Larghezza trincea sull'estradosso della tubazione (B) = 0.8m

Altezza trincea sull'estradosso della tubazione (H) = 1 m

Tipo di terreno di rinterro = Misto di cava di sabbia e ghiaia

Peso specifico rinterro (γ_t) = 20 kN/m³

Peso specifico rinterro immerso (γ'_t) = 16.5 kN/m³

Angolo di attrito interno terreno rinterro (Φ) = 33 °

Coefficiente attrito rinterro/pareti (μ) = 0.649

Tipo di terreno rinfianco = Terreno senza coesione - Ghiaia con curva granulometrica ben assortita o non ben assortita

Grado di compattazione del rinterro all'intorno del tubo - Indice Proctor = >95% -

Compattazione Alta (Densità relativa >70%)

Modulo elasticità del rinterro (Et) = 21000 kN/m²

Peso specifico acqua (γ_w) = 9.806 kN/m³

Tipo di tubazione = Flessibile

Tipo di trincea = Larga

Carico statico del rinterro

Altezza della falda su estradosso tubazione (h) = 0 m

Coefficiente di spinta attiva (k_a) = 0.295

Coefficiente di Marston (Ct) = --

Carico statico del rinterro (Qst) = 11.80 kN/m

Pressione verticale (qst) = 23.53 kN/m²

Sovraccarico idrostatico

Pressione della falda su estradosso tubazione (qidr) = 0 kN/m²

Carico idrostatico (Qidr) = 0.000 kN/m

Sovraccarico dinamico

Tipologia di traffico = Traffico pesante

Classe convoglio = HT26

Carico per ruota (P) = 35 kN

Coefficiente di incremento (ϕ) = 1.30

Pressione dinamica (σ_z) = 24.029

Carico dinamico (Qdin) = 14.177 kN/m²

Sovraccarico statico

Carico statico agente (Pn) = 40 kN/m

Larghezza di impronta (u1) = 1.00 m

Lunghezza di impronta (u2) = 1.0 m

Pressione statica (qs) = 4.44 kN/m²

Coefficiente di diffusione (β) = 0.88

Sovraccarico statico (Ps) = 2.31

Carico totale sulla tubazione

Carico del fluido trasportato (Q_a) = 1.93 kN/m
 Sovraccarico statico dovuto al rinterro (Q_{st}) = 11.80 kN/m
 Sovraccarico idrostatico (Q_{idr}) = 0.00 kN/m
 Sovraccarico dinamico stradale (Q_{din}) = 14.177 kN/m
 Sovraccarico statico (P_s) = 2.31 kN/m
Carico totale sulla tubazione (Q_{tot}) = 30.21 kN/m

7.2.4.4 VERIFICA STATICA – TS77767 – DN500

Verifica delle deformazioni a breve termine

Angolo di appoggio (2α) = 90
 Coefficiente di sottofondo (K) = 0.096
 Coefficiente di deformazione differita (F) = 1
 Deformazione diametrale del tubo (Δd) = 0.23 mm
 Deformazione percentuale (δ) = 0.04 %
 Deformazione massima ammissibile (δ_{lim}) = 5 %
Verifica soddisfatta = SI

Verifica delle deformazioni a lungo termine

Coefficiente di deformazione differita (F) = 2
 Deformazione diametrale del tubo (Δd) = 0.46 mm
 Deformazione percentuale (δ) = 0.08 %
 Deformazione massima ammissibile (δ_{lim}) = 5 %
Verifica soddisfatta = SI

Verifica di instabilità all'equilibrio elastico

Fattore di progettazione (F_s) = 2.5
 Fattore di spinta idrostatica (R_w) = 1.00
 Coefficiente empirico supporto elastico (B') = 0.236
 Pressione risultante dovuta ai carichi esterni (P_{est}) = 47.94
 Pressione ammissibile di Bucking (ANSI-AWWA C950/88) - Breve termine = 5325.90 kN/m²
Verifica soddisfatta = SI

Pressione ammissibile di Bucking (ANSI-AWWA C950/88) - Lungo termine = 5325.90 kN/m²
Verifica soddisfatta = SI

Calcolo del massimo sforzo di trazione

Peso specifico materiale tubazione (γ_c) = 25 kN/m³

	Carichi (kN/m)	Sforzo Normale N			Momento Flettente M		
		Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo	Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo
Peso proprio G_c	1.93	-0.1021	0.4815	0.1021	0.0375	-0.0443	-0.058
Peso dell'acqua Q_a	1.93	-0.4081	-0.1309	-0.8162	0.0375	-0.0443	0.0579
Carico verticale uniforme Q	28.28	-0.7637	14.1422	0.7637	1.1515	-1.1681	1.3016
Spinta H_0	3.48	1.7393	0	1.7393	-0.1293	0.1293	-0.1293
Spinta H_t	1.03	0.3212	0	0.7050	-0.0315	0.0381	-0.0442
Totale	36.64	0.787	14.493	2.494	1.066	-1.089	1.128

Tensione all'estradosso Sezione chiave (σ_e _chiave) = 3.175 Mpa
Tensione all'intradosso Sezione chiave (σ_i _chiave) = -3.140 Mpa
Tensione all'estradosso Sezione sul fianco (σ_e _fianco) = -2.906 Mpa
Tensione all'intradosso Sezione sul fianco (σ_i _fianco) = 3.550 Mpa
Tensione all'estradosso Sezione sul fondo (σ_e _fondo) = 3.398 Mpa
Tensione all'intradosso Sezione sul fondo (σ_i _fondo) = -3.287 Mpa
Tensione max (σ_{max}) = 3.550 Mpa
Tensione min (σ_{min}) = -3.287 Mpa
Tensione ammissibile (in funzione del materiale della tubazione) = 47 Mpa
Verifica soddisfatta = SI

Calcolo della reazione laterale del terreno

Grado di compattazione = Buono
Fattore di compattazione = 15
Coefficiente rigidità terreno = 15.00 N/cm³
Pressione laterale terreno a breve termine (r_{tbt}) = 1.811 kN/m
Fattore di reazione laterale a breve termine (R_{tbt}) = 0.756 kN/m
Pressione laterale terreno a lungo termine (r_{lt}) = 1.811 kN/m
Fattore di reazione laterale lungo termine (R_{lt}) = 0.756 kN/m

Le verifiche statiche per la tubazione risultano soddisfatte.

7.2.4.5 DATI DI INPUT – TS77766 – DN800

Caratteristiche tubazione

Materiale = Calcestruzzo C25/30
Diametro tubazione esterno (DN) = 910 mm
Spessore parete tubazione (s) = 55 mm
Modulo elasticità breve termine (E) = 30200000 kN/m²
Modulo elasticità lungo termine (Em) = 30200000 kN/m²
Diametro interno tubazione (Di) = DN – 2s = 800.00 mm
Diametro medio (Dm) = 855.00 mm
Rigidezza anulare (breve termine) (SNbt) = 669.91 kN/m²
Rigidezza anulare (lungo termine) (SNlt) = 669.91 kN/m²

Carico del fluido trasportato

Carico del fluido trasportato (Qa) = 4.93 kN/m

Caratteristica trincea e rinterro

Larghezza trincea sull'estradosso della tubazione (B) = 1.2m
Altezza trincea sull'estradosso della tubazione (H) = 1 m
Tipo di terreno di rinterro = Misto di cava di sabbia e ghiaia
Peso specifico rinterro (γ_t) = 20 kN/m³
Peso specifico rinterro immerso (γ'_t) = 16.5 kN/m³
Angolo di attrito interno terreno rinterro (Φ) = 33 °
Coefficiente attrito rinterro/pareti (μ) = 0.649

Tipo di terreno rinfianco = Terreno senza coesione - Ghiaia con curva granulometrica ben assortita o non ben assortita

Grado di compattazione del rinterro all'intorno del tubo - Indice Proctor = >95% -

Compattazione Alta (Densità relativa >70%)

Modulo elasticità del rinterro (E_t) = 21000 kN/m²

Peso specifico acqua (γ_w) = 9.806 kN/m³

Tipo di tubazione = Flessibile

Tipo di trincea = Larga

Carico statico del rinterro

Altezza della falda su estradosso tubazione (h) = 0 m

Coefficiente di spinta attiva (k_a) = 0.295

Coefficiente di Marston (C_t) = --

Carico statico del rinterro (Q_{st}) = 18.20 kN/m

Pressione verticale (q_{st}) = 23.53 kN/m²

Sovraccarico idrostatico

Pressione della falda su estradosso tubazione (q_{idr}) = 0 kN/m²

Carico idrostatico (Q_{idr}) = 0.000 kN/m

Sovraccarico dinamico

Tipologia di traffico = Traffico pesante

Classe convoglio = HT26

Carico per ruota (P) = 35 kN

Coefficiente di incremento (ϕ) = 1.30

Pressione dinamica (σ_z) = 24.029

Carico dinamico (Q_{din}) = 21.866 kN/m²

Sovraccarico statico

Carico statico agente (P_n) = 40 kN/m

Larghezza di impronta (u_1) = 1.00 m

Lunghezza di impronta (u_2) = 1.0 m

Pressione statica (q_s) = 4.44 kN/m²

Coefficiente di diffusione (β) = 0.88

Sovraccarico statico (P_s) = 3.56

Carico totale sulla tubazione

Carico del fluido trasportato (Q_a) = 4.93 kN/m

Sovraccarico statico dovuto al rinterro (Q_{st}) = 18.20 kN/m

Sovraccarico idrostatico (Q_{idr}) = 0.00 kN/m

Sovraccarico dinamico stradale (Q_{din}) = 21.866 kN/m

Sovraccarico statico (P_s) = 3.56 kN/m

Carico totale sulla tubazione (Q_{tot}) = 48.55 kN/m

7.2.4.6 VERIFICA STATICA – TS77766 – DN800

Verifica delle deformazioni a breve termine

Angolo di appoggio (2α) = 90

Coefficiente di sottofondo (K) = 0.096

Coefficiente di deformazione differita (F) = 1
 Deformazione diametrale del tubo (Δd) = 0.70 mm
 Deformazione percentuale (δ) = 0.08 %
 Deformazione massima ammissibile (δ_{lim}) = 5 %
Verifica soddisfatta = SI

Verifica delle deformazioni a lungo termine

Coefficiente di deformazione differita (F) = 2
 Deformazione diametrale del tubo (Δd) = 1.40 mm
 Deformazione percentuale (δ) = 0.15 %
 Deformazione massima ammissibile (δ_{lim}) = 5 %
Verifica soddisfatta = SI

Verifica di instabilità all'equilibrio elastico

Fattore di progettazione (Fs) = 2.5
 Fattore di spinta idrostatica (Rw) = 1.00
 Coefficiente empirico supporto elastico (B') = 0.236
 Pressione risultante dovuta ai carichi esterni (Pest) = 47.94
 Pressione ammissibile di Bucking (ANSI-AWWA C950/88) - Breve termine = 3756.94 kN/m²
Verifica soddisfatta = SI
 Pressione ammissibile di Bucking (ANSI-AWWA C950/88) - Lungo termine = 3756.94 kN/m²
Verifica soddisfatta = SI

Calcolo del massimo sforzo di trazione

Peso specifico materiale tubazione (γ_c) = 25 kN/m³

	Carichi (kN/m)	Sforzo Normale N			Momento Flettente M		
		Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo	Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo
Peso proprio G_c	3.69	-0.1957	0.9233	0.1957	0.1109	-0.1311	-0.1714
Peso dell'acqua Q_a	4.93	-1.0447	-0.3351	-2.0895	0.1480	-0.1749	0.2287
Carico verticale uniforme Q	43.63	-1.1779	21.8125	1.1779	2.7392	-2.7789	3.0965
Spinta H_0	5.37	2.6827	0	2.6827	-0.3076	0.3076	-0.3076
Spinta H_t	2.44	0.7641	0	1.6771	-0.1155	0.1400	-0.1622
Totale	60.05	1.028	22.401	3.644	2.575	-2.637	2.684

Tensione all'estradosso Sezione chiave (σ_{e_chiave}) = 5.126 Mpa
 Tensione all'intradosso Sezione chiave (σ_{i_chiave}) = -5.089 Mpa
 Tensione all'estradosso Sezione sul fianco (σ_{e_fianco}) = -4.824 Mpa
 Tensione all'intradosso Sezione sul fianco (σ_{i_fianco}) = 5.638 Mpa
 Tensione all'estradosso Sezione sul fondo (σ_{e_fondo}) = 5.390 Mpa
 Tensione all'intradosso Sezione sul fondo (σ_{i_fondo}) = -5.257 Mpa
 Tensione max (σ_{max}) = 5.638 Mpa
 Tensione min (σ_{min}) = -5.257 Mpa
 Tensione ammissibile (in funzione del materiale della tubazione) = 47 Mpa
Verifica soddisfatta = SI

Calcolo della reazione laterale del terreno

Grado di compattazione = Buono

Fattore di compattazione = 15

Coefficiente rigidità terreno = 15.00 N/cm³

Pressione laterale terreno a breve termine (rtbt) = 5.232 kN/m

Fattore di reazione laterale a breve termine (Rtbt) = 3.367 kN/m

Pressione laterale terreno a lungo termine (rtlt) = 5.232 kN/m

Fattore di reazione laterale lungo termine (Rtlt) = 3.367 kN/m

Le verifiche statiche per la tubazione risultano soddisfatte.

7.3

CONCLUSIONI RELATIVE ALLE INTEGRAZIONI RICHIESTE

Per quanto riportato nel presente capitolo 7, si dimostra il rispetto dei contenuti dell'art.3 c.5 della LR 41/2018 relativamente a:

- Non alterazione del buon regime delle acque
- Nessuna interferenza con le esigenze di regimazione idraulica, accessibilità e manutenzione del corso d'acqua
- Compatibilità con la presenza di opere idrauliche (non applicabile nel caso di specie)
- Nessuna interferenza con la stabilità del fondo e delle sponde
- Nessun aggravio in aree limitrofe, neanche per le persone e per gli immobili

L'intervento e le azioni complementari rispettano pertanto i requisiti di compatibilità idraulica richiesti dalle norme vigenti.