

REGIONE MARCHE
PROVINCIA DI FERMO
COMUNE DI FERMO

**IMPIANTO DI TRATTAMENTO ANAEROBICO DELLA FRAZIONE ORGANICA DEI
RIFIUTI SOLIDI URBANI PER LA PRODUZIONE DI BIOMETANO**

CIG: 9880245C18 – CUP: F62F18000070004

PROGETTO ESECUTIVO

NOME ELABORATO	CLASSE
	2.1
	GEOLOGIA E IDROGEOLOGIA - RELAZIONI
	N. TAVOLA
	2.1.1
	FORMATO
	A4
CODIFICA ELABORATO	SCALA
	/
RELAZIONE IDRAULICA	
23008-OW-C-21-RI-001-BB0-1	

REV	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO
01	08/01/2025	RISCONTRO RAPP. VER. INT. REV.2-BIS	M.MACALUSO	C. BUTTICE'	R. MARTELLO
00	26/09/2024	PRIMA EMISSIONE	M.MACALUSO	C. BUTTICE'	R. MARTELLO

Committente	Progettista indicato	Mandataria
 CITTÀ DI FERMO Settore IV e V Lavori Pubblici, Protezione Civile, Ambiente, Urbanistica, Patrimonio, Contratti e Appalti Via Mazzini 4 63900 – Fermo (FM) DOTT. Mauro Fortuna RUP	 ENGINEERING COMPANY Via Resuttana 360 90142 -PALERMO OWAC Engineering Company S.R.L ING. Rocco Martello Direttore Tecnico UNI EN ISO 9001:2015 N. 30233/14/S UNI EN ISO 45001:2018 N. OHS-4849 UNI EN ISO 14001:2015 N. EMS-9477/S UNI/PDR 74:2019 N. SGBIM-01/23 UNI/PDR 74:2019 N. 21042BIM	 Via del Cardoncello 22 70022 – Altamura (BA) EDILALTA S.R.L. DOTT. Angelantonio Disabato Socio Mandante  Fueling a Sustainable World™ Via Bassa di Casalmoro 3 46041 – Asola (MN) ANAERGIA S.R.L. DOTT. Andrea Parisi Institore



01	M.MACALUSO	07/01/2025	C. BUTTICE'	08/01/2025	R.MARTELLO	08/01/2025	
00	M.MACALUSO	26/09/2024	C. BUTTICE'	26/09/2024	R.MARTELLO	26/09/2024	
REV	ESEGUITO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA	



Sommario

1. PREMESSA	4
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE DELL'IMPIANTO.....	5
2.1. LOCALIZZAZIONE DELL'IMPIANTO.....	5
2.2. SINTESI DELLE CARATTERISTICHE GEO-MORFOLOGICHE DELL'AREA.....	6
2.2.1. <i>Geologia</i>	8
2.2.2. <i>Idrogeologia</i>	8
2.2.3. <i>Vulnerabilità acquifero</i>	10
3. ANALISI IDROLOGICA DEL SITO DI IMPIANTO.....	10
3.1. DETERMINAZIONE DELLE CURVE PLUVIOMETRICHE	11
3.2. INDIVIDUAZIONE DELLE CURVE DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICA PER TEMPI INFERIORI ALL'ORA	21
3.3. DETERMINAZIONE DELLA PIOGGIA DI PROGETTO PER EVENTI DI BREVE DURATA	24
4. DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLE RETI DI GESTIONE DELLE ACQUE METEORICHE DELL'IMPIANTO 28	
4.1. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI REGIMAZIONE DELLE METEORICHE PREVISTE IN IMPIANTO	28
4.2. METODO DI DIMENSIONAMENTO ADOPERATO	28
4.3. MODELLAZIONE IDRAULICA DEI SISTEMI DI DRENAGGIO DELL'IMPIANTO	29
4.3.1. <i>Dimensionamento della rete di raccolta delle acque dei piazzali e delle coperture</i>	31
4.3.2. <i>Dimensionamento della vasca di prima pioggia</i>	39
5. INVARIANZA IDRAULICA	42
5.1. VALUTAZIONE DELL'INVARIANZA IDRAULICA	43
5.1.1. <i>Calcolo del volume d'invaso</i>	43
5.1.2. <i>Verifica della volumetria per piogge con Tempo di ritorno di 30 anni e durata 2 ore</i>	44
5.2. DIMENSIONAMENTO DELL'INVASO DI LAMINAZIONE	50
5.3. VERIFICA DEL SISTEMA DI SCARICO E ALLONTANAMENTO DELLE ACQUE METEORICHE PER L'INVARIANZA IDRAULICA	51
ALLEGATO n° 1.	Planimetria invarianza idraulica: stato attuale
ALLEGATO n° 2.	Planimetria invarianza idraulica: stato di progetto
ALLEGATO n° 3.	Planimetria di individuazione del sistema di invarianza idraulica



1. PREMESSA

La presente relazione idraulica si riferisce all'impianto di trattamento anaerobico della FORSU per la produzione di biometano, localizzato in C.da San Biagio del Comune di Fermo, in prossimità del Centro Integrato per la Gestione dei Rifiuti Urbani (CIGRU) gestito dalla società Fermo Asite S.r.l., ed autorizzato con Determina n. 61 del 31/01/2022 e s.m.i. del Settore III della Provincia di Fermo.

In sintesi l'impianto rappresenta l'implementazione e l'efficientamento del CIGRU con particolare riferimento alla minimizzazione degli impatti legati al trattamento delle matrici organiche; l'impianto prevede infatti:

- Il pre-trattamento della FORSU conferita al fine di rendere il rifiuto compatibile con i successivi trattamenti;
- La digestione anaerobica delle matrici organiche del rifiuto per la produzione di biogas;
- Il post-trattamento del digestato prodotto, al fine di ottenere acqua depurata da un lato (tramite l'impianto di depurazione *in situ* previsto) e fertilizzanti conformi alla normativa italiana ed europea dall'altro lato;
- Il post-trattamento del biogas per la produzione di biometano, da utilizzare nel settore dei trasporti tramite compressione su carri bombolai.

L'impianto, con una potenzialità di trattamento di 35.000 t/anno di FORSU, consente la produzione di circa 3.000.000 Sm³/anno di biometano e circa 12.300 t/anno di digestato solido destinato alla produzione di ammendante compostato misto all'interno dell'impianto di compostaggio del CIGRU.

Nel seguito si riportano le metodologie e le elaborazioni effettuate per il dimensionamento delle opere idrauliche dell'impianto (reti di raccolta delle acque meteoriche, vasca di prima pioggia, opere per l'invarianza idraulica, ecc.).



2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE DELL’IMPIANTO

2.1. LOCALIZZAZIONE DELL’IMPIANTO

L’area oggetto di intervento ricade geograficamente nella sezione n°315050 della carta in scala 1:10000 della Regione Marche e risulta ubicata nella porzione Sud-occidentale del territorio comunale di Fermo, ad una distanza di circa 3.5 chilometri, in direzione Ovest dalla frazione di Ponte D’Ete Caldarette.

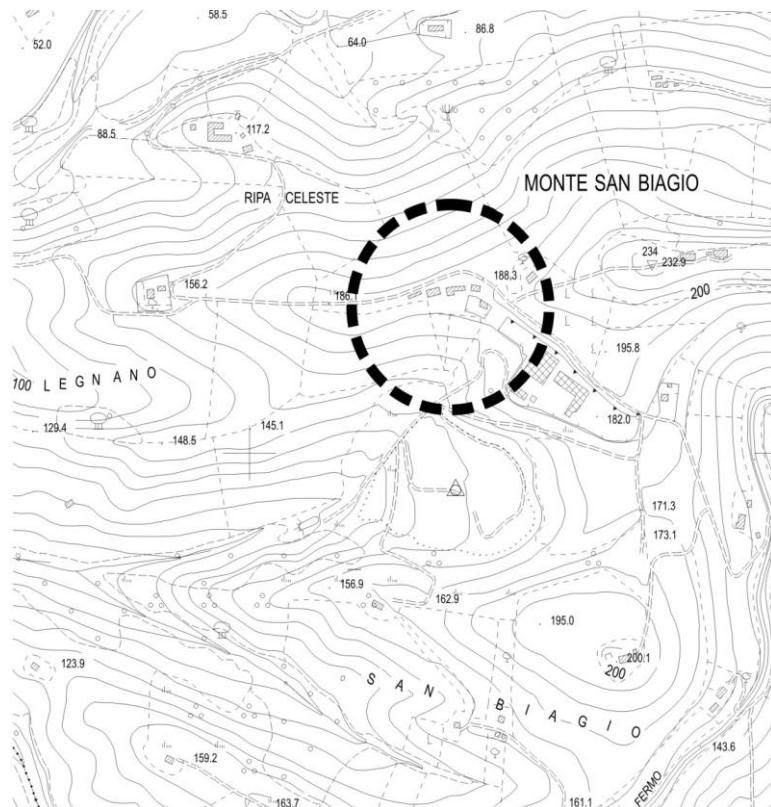


Figura 1 Ubicazione area in esame su base CTR 315050

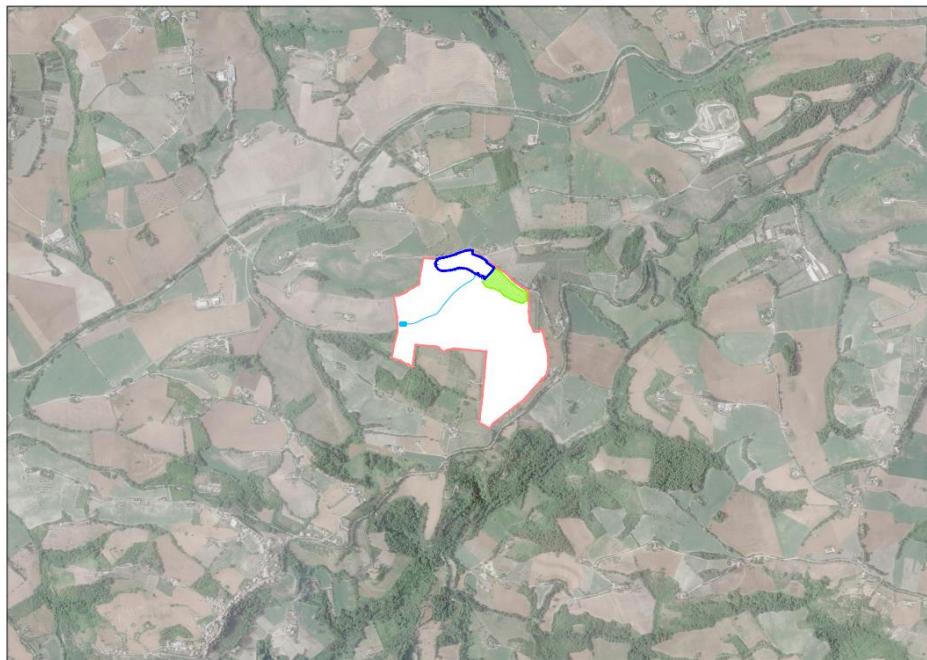


Figura 2 Foto aerea dell'area di impianto scala 1:10000

2.2. SINTESI DELLE CARATTERISTICHE GEO-MORFOLOGICHE DELL'AREA

Morfologicamente l'area oggetto di studio ricade lungo il versante di destra idrografica del Fiume Ete Vivo, il cui alveo dista circa 1400 metri dalla porzione inferiore del corpo di discarica esistente.

In particolare l'area in progetto, compresa tra le quote topografiche 185 e 173 mt. sopra il livello medio del mare, incide sulla superficie sommitale di una stretta struttura collinare avente un'asse di allungamento disposto secondo la direzione NNE-SSW. L'attuale assetto geomorfologico dell'area risulta condizionato dalla natura litologica dei terreni presenti, le cui caratteristiche verranno ampiamente trattate nei capitoli successivi; la loro distribuzione nello spazio, nonché dall'azione combinata della tettonica trasversale avvenuta a partire dal Pleistocene (Coltorti & Nanni, 1986) e l'erosione lineare esercitata dalle acque correnti superficiali. Ciò ha determinato un rapido approfondimento dell'intero sistema idrografico, con la formazione quindi di numerosi impluvi simili a quello in cui ricade a l'area in esame, all'interno della quale, a fondovalle scorre un elemento idrico secondario, fosso Catalini, rappresentante un modesto affluente di destra idrografica del Fiume Ete Vivo.

In particolare l'area comprende la zona sommitale della dorsale collinare, di chiara genesi erosiva, avente una morfologia pressoché sub-pianeggiante, unitamente al tratto superiore del versante meridionale che si estende a valle della stessa, caratterizzato



da una pendenza piuttosto omogenea di circa 15 °C. Scendendo ulteriormente verso valle, in direzione sud, oltre l'area di intervento, il profilo topografico si modifica tra le quote 150 e 120 m s.l.m., per effetto dell'azione dei mezzi meccanici che operano per il reperimento dei materiali necessari all'abbancamento della vicina discarica, infatti tale area viene indicata come cava di prestito ed evidenziata in planimetria nella carta Geomorfologica (Allegato 3). Oltre quota 120, il terreno riassume il suo andamento naturale e declinante, questa volta con pendenze più modeste (10-11°) sino ad intercettare, a fondo valle, l'alveo del fosso Catalini a quota 100 mt. circa slm.

Per quanto riguarda la stabilità gravitativa dell'area infine, si può affermare che non si sono riscontrate lesioni da ascrivere all'azione della gravità, sugli edifici esistenti all'interno dell'impianto e sui fabbricati limitrofi, per cui l'area oggetto di intervento può essere ritenuta dal punto di vista generale morfologicamente stabile.

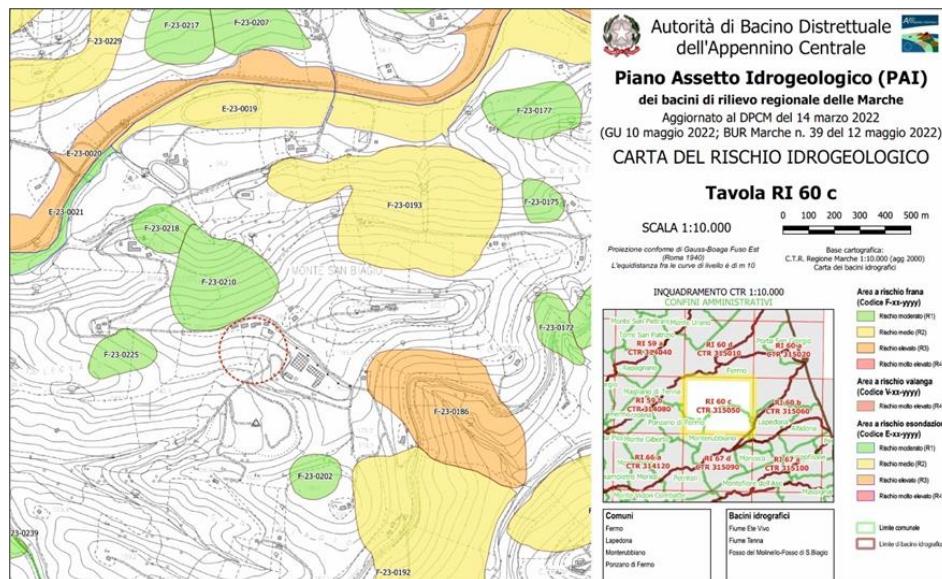


Figura 3 Stralcio Tavola RI 60c PAI con indicata l'area di intervento

A conferma di ciò, è stato redatto da parte della Regione Marche uno studio specifico denominato Piano per l'assetto idrogeologico (PAI), richiesto dalle LL. 267/98 e 365/00, in merito all'individuazione delle aree a maggior rischio idrogeologico relative ai bacini idrografici regionali, si evince chiaramente, come la zona in esame non risulta attualmente compresa tra le aree a rischio di esondazione e aree a rischio di frana (vedi Figura 3 - Tavola RI 60c PAI).



2.2.1. Geologia

Attraverso lo studio dei sondaggi geognostici e delle prove penetrometriche realizzate nelle due campagne rispettivamente del 2019 (Moro-Basili) e del 2013 (Cutini) è stato possibile ricostruire il modello geologico 3D dell'area in cui sorgerà l'impianto in progetto. dell'intera area in progetto.



Figura 4 Modello geologico 3D con le opere in progetto

Come si può osservare in figura 4 è presente uno spessore variabile di sedimenti di genesi continentale (coltre di copertura) prevalentemente crescente da monte verso valle. Tali depositi, di genesi detritico-colluviale, sono composti prevalentemente da sedimenti limoso-argilosi e/o argilloso-sabbiosi derivanti da processi di alterazione e degradazione avvenuti in ambiente subaereo, che hanno interessato i sedimenti marini più antichi retrostanti. Alla base dei terreni di genesi detritico-colluviale suddetti è posto un sub-strato marino Plio-pleistocenico costituito superficialmente da argille sovraconsolidate leggermente marnose di colore avana-nocciola stratificate a rari livelli sabbiosi.

2.2.2. Idrogeologia

La ricostruzione del quadro idrogeologico dell'area è stata possibile attraverso le informazioni ricavate dai sondaggi effettuati nell'area di progetto nel 2013 e nel 2019, oltre alle misure freatimetriche desunte dai piezometri e/o pozzi freatici presenti all'interno dell'impianto in cui ricade il lotto di intervento. Nell'area è emersa l'assenza di un vero e proprio acquifero diffuso propriamente detto, almeno sino alla profondità massima investigata ritenuta utile ai fini dello studio. In occasione del solo sondaggio



S1 effettuato nell'estrema porzione orientale del lotto è stato rinvenuto un livello saturo localizzato all'interno di un orizzonte sabbioso più spesso intercalato all'interno della formazione marina del substrato. Visto il mancato rinvenimento di altri livelli saturi e/o manifestazioni idriche in occasione della realizzazione degli altri sondaggi, considerato la tipologia litologica dei sedimenti in cui è stato rinvenuto il livello saturo suddetto, lo stesso può essere ricondotto ad un orizzonte saturo e/o piccola falda di estensione areale estremamente ridotta, di carattere "stagionale", intestato all'interno di uno dei livelli sabbiosi più spessi intercalato nel substrato marino. Ciò viene testimoniato dal rinvenimento nell'area circostante di diversi piezometri/pozzi completamente asciutti, associati ad altri in cui si misurano livelli piezometrici ubicati a quote molto differenti ed estremamente fluttuanti, che quindi non possono essere ricondotti ad una unica falda acquifera propriamente detta.

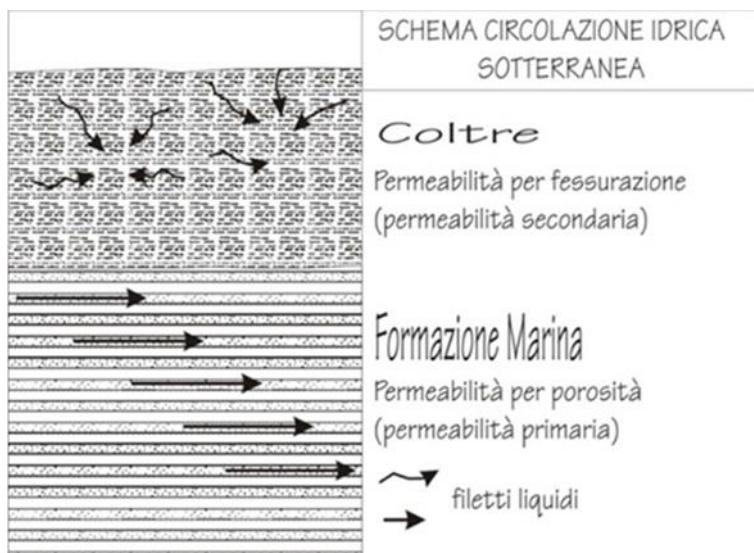


Figura 5 Schema circolazione idrica sotterranea

La circolazione idrica sotterranea risulta quindi estremamente complessa in quanto legata alle variazioni spaziali delle litofacies e dall'andamento piano-altimetrico dei livelli sabbiosi più permeabili in cui risultano intestati i singoli acquiferi e/o zone di saturazione. Alla luce dell'assetto litostratigrafico dei sedimenti marini, caratterizzati da un'alternanza di strati argillosi e livelli sabbiosi, considerando le diverse quote dei livelli piezometrici rinvenuti si può ragionevolmente ipotizzare che si tratti, più che di un singolo acquifero, di un insieme di piccole falde di scarsa trasmissività talora in leggera pressione, intestate all'interno dei livelli sabbiosi intercalati nella formazione marina e delimitate inferiormente e superiormente dagli orizzonti argillosi impermeabili che fungono da piccoli e localizzati "acquiclude".



Pertanto, in considerazione delle caratteristiche dell’acquifero la circolazione idrica sotterranea risulta condizionata dal locale assetto lito-stratigrafico del sub-strato, nonché dalle condizioni strutturali dello stesso, che a luoghi possono innescare dei fenomeni di intercomunicabilità delle diverse falde sovrapposte. In ragione alla profondità delle falde e/o livelli saturi misurati in campagna, è possibile ipotizzare un’area di alimentazione degli stessi piuttosto vasta. La principale fonte di ricarica degli stessi è dovuta all’infiltrazione delle acque correnti superficiali e profonde provenienti dal versante retrostante, nonché dalle acque meteoriche che ne condizionano presumibilmente anche il regime. I livelli piezometrici pertanto dipenderanno strettamente dal regime pluviometrico stagionale, con massimi nel periodo primaverile-invernale e minimi nel periodo estivo-autunnale mentre vista la natura delle falde la ricarica degli stessi potrebbe risentire delle precipitazioni verosimilmente con dei ritardi piuttosto marcati.

2.2.3. Vulnerabilità acquifero

Visti gli esigui spessori degli orizzonti sabbiosi e considerando l’elevato rapporto di stratificazione (A/S) che caratterizza il substrato, la trasmissività complessiva delle falde e/o livelli saturi risulta estremamente limitata, per cui è possibile prevedere complessivamente una bassa/trascurabile produttività idrica, così come estremamente bassa risulta essere la vulnerabilità di tali acquiferi visto il confinamento degli stessi all’interno di sedimenti praticamente impermeabili.

3. ANALISI IDROLOGICA DEL SITO DI IMPIANTO

Le curve di probabilità pluviometrica rappresentano un importante strumento per il progetto della maggior parte delle opere idrauliche, in quanto consentono in maniera agevole di poter disporre di relazioni funzionali **$t-h(t)$** , utili a descrivere il legame fra durata **t** ed altezza di pioggia massima **$h(t)$** , per fissato tempo di ritorno T. In questo modo è possibile ottenere in maniera immediata i dati di input utili al dimensionamento di opere finalizzate alla difesa idraulica, ma anche all’utilizzazione delle acque.

Esistono diverse relazioni del tipo **$h(t)=f(t)$** , utili a descrivere il legame anzi detto, la cui determinazione può essere affidata all’applicazione di diversi metodi statistici, a partire dai dati idrologici a disposizione negli annali, che consistono nelle serie di altezze massime annuali di precipitazione relative ad eventi di diversa durata.



Nel presente studio, per le elaborazioni è stato utilizzato il **metodo tradizionale**, alla cui base c'è l'adattamento di una opportuna funzione di distribuzione di probabilità ai dati idrologici per diverse durate degli eventi di precipitazione.

3.1.DETERMINAZIONE DELLE CURVE PLUVIOMETRICHE

Le espressioni delle curve di probabilità pluviometrica possono assumere la forma di funzioni parametriche a due o tre parametri. Nel caso del metodo tradizionale, la curva pluviometrica ha la seguente espressione:

$$h = a \cdot t^n$$

dove **a** ed **n** sono i parametri da stimare.

Il primo passo per l'applicazione del metodo tradizionale consiste nella determinazione della media e dello scarto quadratico medio per ognuna delle serie di altezze massime di precipitazione, relative alle durate di: 1, 3, 6, 12 e 24 ore, mediante le seguenti formule.

- Per la **media aritmetica** \bar{x} , secondo la relazione:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{N}$$

- Per lo **scarto quadratico medio** S_x , secondo la relazione:

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{(N - 1)}}$$

Nelle quali x_i rappresenta il valore di altezza di precipitazione, in mm, del generico dato del campione considerato ed **N** rappresenta la dimensione campionaria.

Si passa quindi alla determinazione delle frequenze cumulate di Weibull per i dati del campione, calcolate attraverso la relazione:

$$F_i = i/(N + 1)$$

dove **i** è il numero d'ordine relativo all'*i-esimo* dato del campione, i cui elementi sono stati ordinati in ordine crescente.

Si è scelto di utilizzare come funzione di distribuzione di probabilità, da adattare ad ognuna delle serie di dati relative alle diverse durate, la distribuzione di probabilità di Gumbel, che fa parte della famiglia delle funzioni di distribuzione dette "asintotiche del massimo valore", in quanto si adattano bene ad interpretare l'andamento di variabili



casuali che rappresentano i valori massimi di un’ulteriore insieme di dati (come in questo caso i valori di altezza massima di precipitazione).

L'espressione della funzione di ripartizione è la seguente:

$$F_x(x) = P[X \leq x] = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Dove α e β sono i parametri della funzione; stimando questi ultimi con il metodo dei momenti, che consiste nell’uguagliare i momenti teorici della distribuzione con i rispettivi momenti del campione, si ottengono le espressioni:

$$\alpha = \frac{1,283}{S_x}; \quad \beta = \bar{x} - 0.450 \cdot S_x$$

Avendo calcolato le frequenze di Weibull relative ai dati del campione, è stato possibile determinare i quantili, **$xi(Fi)$** , per l’adattamento della distribuzione di Gumbel, secondo la relazione:

$$x(F_i) = \beta - \frac{1}{\alpha} \ln(-\ln(F_i))$$

ricavata invertendo la funzione di ripartizione della distribuzione di Gumbel, nella quale si è posto:

$$F_i = F_x(x_i) = P[X \leq x_i]$$

Stimati i parametri, si procede alla verifica della bontà di adattamento, in modo da valutare qualitativamente e quantitativamente l’adattamento della distribuzione alla serie dei dati osservati.

In primo luogo si utilizza il test grafico probability plot, che consiste nel riportare in un diagramma cartesiano i punti di coordinate **$(xi; x(Fi))$** ; osservando i punti riportati si evince che valori disposti approssimativamente lungo la bisettrice del primo quadrante sono indice di buon adattamento della distribuzione utilizzata.

Un test di tipo statistico è utilizzato per lo stesso scopo è quello di Kolmogorov - Smirnov, che permette una valutazione meno soggettiva della bontà di adattamento rispetto al probability plot. Questo test consiste nel verificare la validità di una certa ipotesi **H_0** rispetto ad un’ipotesi alternativa **H_1** , confrontando il valore campionario **D_c** con un valore teorico **D_t** , funzione del livello di significatività opportunamente scelto (in genere 1% o 5%) e della dimensione campionaria **N** . L’ipotesi nulla **H_0** consiste nell’adattabilità della distribuzione di probabilità scelta alla serie dei dati osservati, mentre l’ipotesi **H_1** coincide con la negazione dell’ipotesi nulla. L’ipotesi **H_0** è verificata



se il valore della distanza D_c calcolata risulta non superiore a quello della distanza teorica D_t ricavata dalla “tavola del test di Kolmogorov-Smirnov” in funzione del livello di significatività e del numero di osservazioni del campione. Il valore della distanza calcolata si ricava applicando l’equazione:

$$D_c = \max |F_k - P(x_i)|$$

Dove:

- F_k rappresenta la frequenza cumulata, che nello specifico caso del test di Kolmogorov viene calcolata come:

$$F_k = \frac{i}{N}$$

- $P(x_i)$ rappresenta il valore della funzione di ripartizione della distribuzione utilizzata, calcolato in funzione della variabile x_i

Verificati i requisiti per la bontà di adattamento della distribuzione di probabilità utilizzata si passa alla costruzione delle **curve di probabilità pluviometrica** in funzione degli opportuni valori del **tempo di ritorno T** utilizzati. Queste risultano caratterizzate dalla relazione monomia:

$$h = a \cdot t^n$$

Dove:

- h rappresenta l’altezza massima di precipitazione, per un opportuno tempo di ritorno T , in funzione della durata temporale;
- t è la durata temporale dell’evento di precipitazione;
- a ed n sono parametri incogniti da determinare.

Per quanto concerne il tempo di ritorno, concettualmente esprime l’intervallo temporale che mediamente intercorre tra il verificarsi di un certo evento ed un altro avente le medesime caratteristiche. L’espressione utilizzata per T risulta:

$$T = \frac{1}{1 - P_T}$$

Dove P_T rappresenta la probabilità che l’evento si verifichi. Contestualmente, ipotizzando un certo tempo di ritorno per l’evento, la probabilità risulta:



$$P_T = \frac{T-1}{T}$$

Dunque, al fine di determinare le curve di probabilità pluviometrica in primo luogo si sceglie il valore di T e si ricava la corrispondente P_T .

L'espressione della curva di probabilità pluviometrica viene ricercata come relazione interpolare di specifici punti ricavati dall'adattamento della funzione di probabilità ai dati del campione. Tali punti sono i valori di altezza di precipitazione massima h_T , per le diverse durate, ricavati come quantili della **distribuzione di Gumbel**, secondo la relazione:

$$h_T = \beta - \frac{1}{\alpha} \ln(-\ln(P_T))$$

In questo modo si ottengono un numero di valori h_T pari alle diverse durate di pioggia considerate (5 valori).

Infine per la determinazione dei parametri incogniti a ed n dell'espressione della curva di probabilità pluviometrica si imposta la trasformazione logaritmica della formula monomia:

$$h = a \cdot t^n \rightarrow \ln(h) = \ln(a) + n \cdot \ln(t)$$

Con riferimento al vettore dei quantili, calcolati in funzione del tempo di ritorno ed al vettore delle durate $t = (1, 3, 6, 12, 24)$ ore, valgono le seguenti uguaglianze:

$$\ln(h_T) = y; \quad \ln(t) = x; \quad \ln(a) = A; \quad n = B$$

a mezzo delle quali si arriva all'espressione lineare:

$$y = A + Bx$$

attraverso la quale è possibile applicare le regole di regressione lineare, ottenendo quindi i parametri a ed n dalle seguenti espressioni:

$$B = \frac{\sum_i^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum_i^n (x_i - \bar{x})^2} \rightarrow n = B$$

$$A = \bar{y} - B\bar{x}$$

Avendo esplicitato i parametri incogniti si tracciano i grafici delle curve di probabilità



pluviometriche per i diversi tempi di ritorno.

Per l'applicazione di quanto esposto al caso in studio, sono stati raccolti i dati di pioggia i dati pluviometrici (massimi annuali per durate di 1, 3, 6, 12, 24 ore) per gli anni che vanno dal 1951 al 2007, rilevati dalla stazione di Fermo (tabella 1).

Tabella 1 Dati di precipitazione massima registrati presso la stazione pluviometrica di Fermo

ANNO	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1951	27,8	27,8	27,8	43,8	69,6
1952	13,4	24	46	64	98,2
1953	36,4	65	81,4	109,6	119,8
1954	56,6	59,6	59,6	71,6	83,8
1955	20,8	28,8	47,2	54,8	72,2
1956	32	38,8	55,6	80	152
1957	37,4	37,8	44,4	68,4	95,6
1958	30	44,8	79	114,6	135
1959	42,2	46	63,4	76,4	83,6
1960	30,6	47,2	61	95,2	131,6
1961	21	29	43,8	53,2	75,6
1962	12,2	23,4	26,8	35,2	37
1964	19,4	20,2	21,4	31,2	42
1965	13,6	17,6	21,2	34	49
1966	30	55,6	75	99,8	106,4
1967	27,6	49,4	52,2	54,6	56,8
1968	14,6	34,8	39,4	41	59,8
1969	32,2	46,6	64,2	65,8	104
1970	29,6	45	62,8	65	65,8
1971	40	43,6	53,8	57,8	60,6
1972	40	40	59,6	81,2	83,2
1973	15,4	26,4	34,2	45	64
1974	22,8	38,2	45	45	50,6
1975	22	23	37	52,8	55,6
1976	34	42,4	43,4	60	93,2
1977	29,2	50	52,6	52,6	53,4
1978	17,2	33,6	48,2	71,6	95,4
1979	19	28,4	35,4	40,4	47,6
1980	25,4	33,4	49,4	50,2	50,2
1981	26	32	34,6	42,4	48,4
1982	17	26	41	53	77,6
1983	14,4	18,4	26,8	27	28,4
1984	21	26,8	28,2	28,4	34
1985	22,8	26	33,4	35,4	47,2
1986	36,4	41,4	41,8	46	77,6
1987	12,2	20	20,4	21,6	36
1988	27,6	29,2	30,2	30,2	30,2
1989	19,4	33,6	42,6	44,2	48
1990	17	25	27	35,6	45,8
1991	18,2	47	50,4	53,6	57,4
1992	21,8	39,6	50,2	58,6	79,2
1993	9,6	15,2	21,8	30,6	41,4
1994	27,8	39,2	43,4	46,8	57,8
1995	46,6	46,8	46,8	55,8	63,2
1996	48	72	76,6	77,6	78,6
1997	22,2	28,2	36	57,8	68
1998	22,8	32,8	53	88	112,8
1999	49,6	54,6	54,8	54,8	67,8
2001	16,4	23,4	30,8	34,8	46
2002	27,8	33,8	34,2	49,4	49,4



ANNO	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
2003	22,2	24,8	38	53,6	54,2
2004	15,8	21,2	34,6	34,6	37
2005	15,6	24	35,8	41,2	53,8
2006	23,4	27,2	40,4	40,4	40,4
2007	17,4	24,8	32,4	37,6	38,8

In Tabella 2, per le serie di durata da 1 a 24 ore, sono elencati i valori calcolati della media, dello scarto quadratico medio, della varianza e dei coefficienti α e β . Inoltre, per tempi di ritorno di 10, 20 e 200 anni (corrispondenti a probabilità 0.900, 0.950 e 0.995), sono elencati i quantili della distribuzione di Gumbel per ogni durata.

Tabella 2 Parametri per il calcolo dei quantili per diverse durate e per diversi tempi di ritorno

Durata t (ore)	1	3	6	12	24
media	25,66	35,15	44,29	54,43	67,47
varianza	110,32	156,80	223,51	432,10	789,24
sqm	10,50	12,52	14,95	20,79	28,09
alfa	0,1222	0,1025	0,0858	0,0617	0,0457
beta	20,94	29,52	37,56	45,08	54,82
h T_{R10}	39,36	51,48	63,79	81,54	104,10
h T_{R20}	45,25	58,51	72,17	93,20	119,86
h T_{R30}	48,64	62,55	77,00	99,91	128,93
h T_{R200}	64,29	81,20	99,27	130,88	170,78

Nelle seguenti figure sono presentati i risultati del test del probability plot dove sulle ascisse, per le diverse durate, si hanno i valori registrati ai pluviometri riportati in ordine crescente, mentre sulle ordinate si hanno i quantili calcolati a partire dalle frequenze di Weibull calcolate come descritto in precedenza.

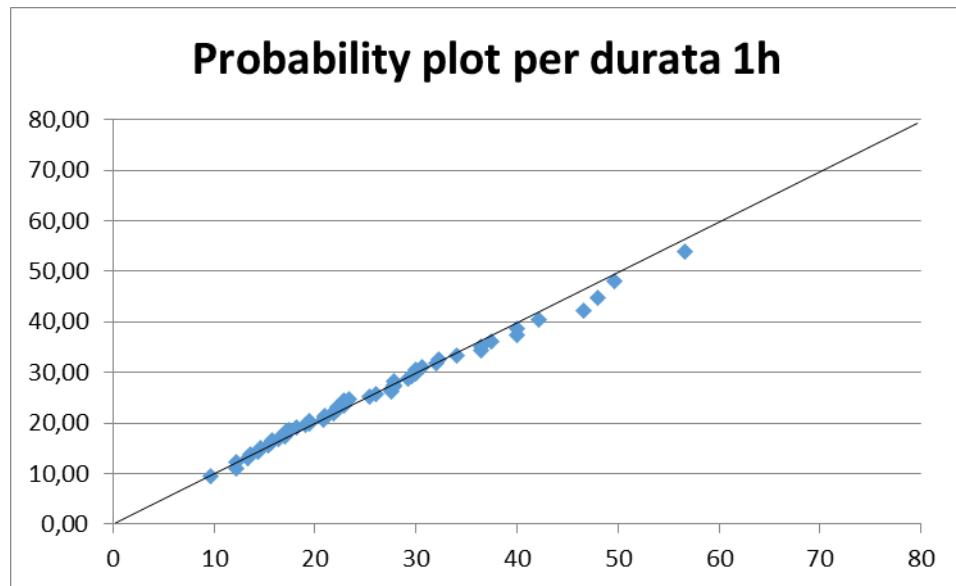


Figura 6 Probability Plot per la durata di un'ora

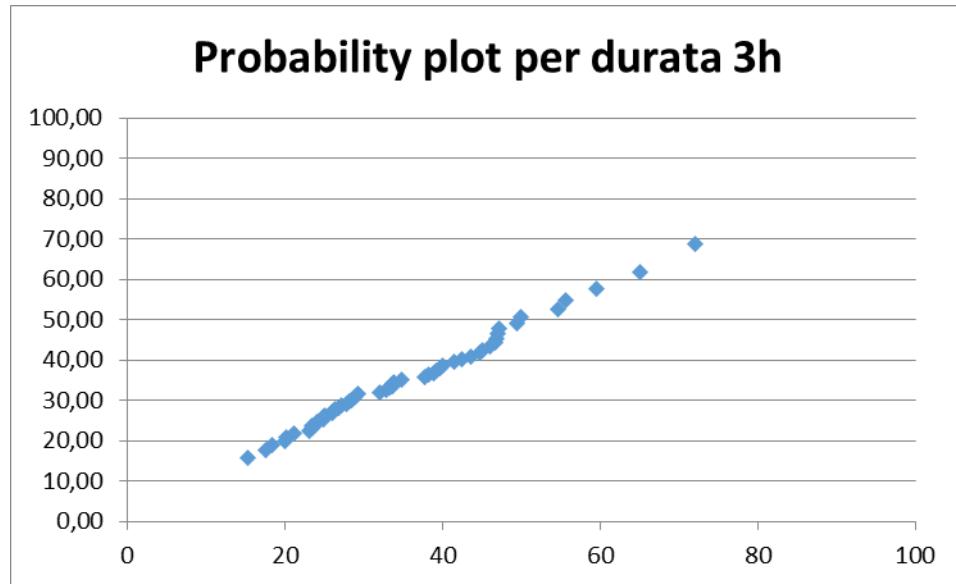


Figura 7 Probability Plot per la durata di tre ore

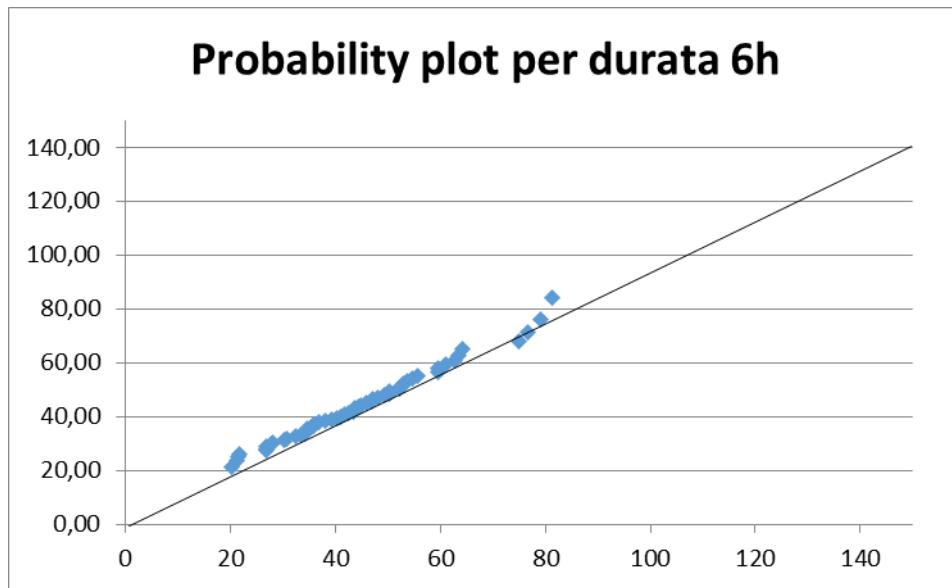


Figura 8 Probability Plot per la durata di sei ore

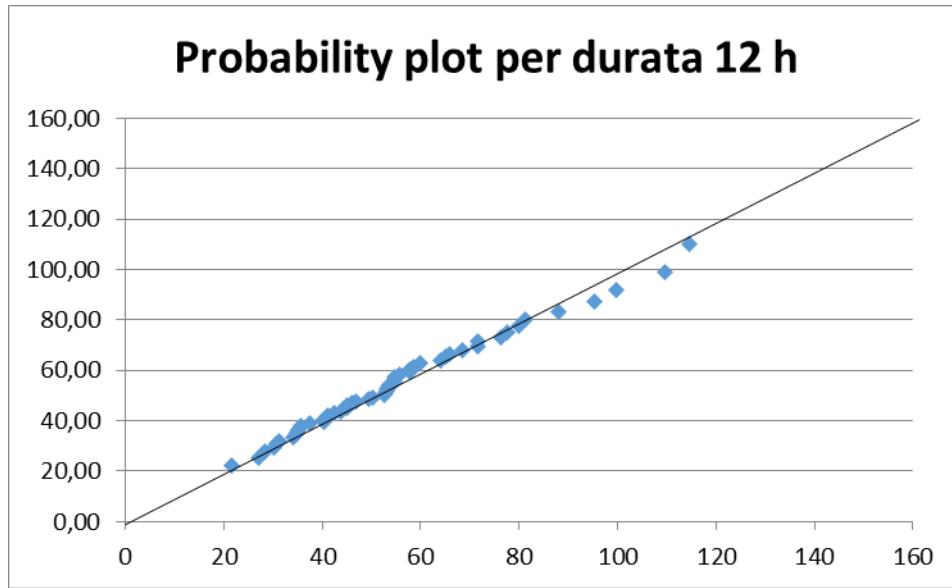


Figura 9 Probability Plot per la durata di dodici ore

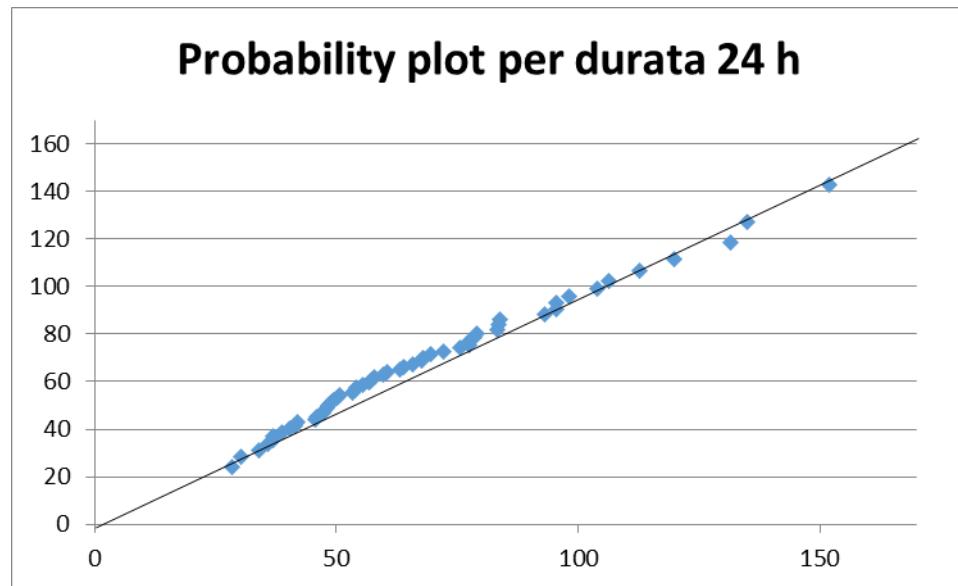


Figura 10 Probability Plot per la durata di ventiquattro ore

Dopo aver eseguito il test grafico, è stato elaborato il test di Kolmogorov, il quale, in base al numero di osservazioni (55) e ad un livello di significatività $P=0.99$, ha dato un valore del $Dt=0.21574$. Eseguendo le elaborazioni enunciate in precedenza, si è passati al calcolo dei Dc per ogni durata. Come si nota dalla Tabella 3, i valori calcolati sono tutti inferiori al Dt , per cui l'ipotesi di adattabilità della distribuzione di probabilità risulta confermata.

Tabella 3 Risultati del test di Kolmogorov-Smirnov

Dc (1)	Dc (3)	Dc (6)	Dc (12)	Dc (24)	Dt
0,09300	0,11146	0,09389	0,08901	0,09087	0,21574

Infine sono state condotte le elaborazioni (regressioni lineari) che hanno permesso di ricavare i coefficienti delle curve di probabilità pluviometrica per tempi di ritorno pari a 10, 20, 30 e 200 anni. In Tabella 4 sono mostrate le elaborazioni riguardanti la regressione lineare per ognuna delle curve mentre in Tabella 5 sono elencati i passaggi per il calcolo dei coefficienti.

Tabella 4 Regressione lineare per i vari tempi di ritorno

Tr=10 anni					
Y	3,673	3,941	4,156	4,401	4,645
X	0,000	1,099	1,792	2,485	3,178
X-Msx	-1,711	-0,612	0,081	0,774	1,467
Y-Msy	-0,330	-0,061	0,153	0,399	0,643
(X-Msx)^2	2,926	0,375	0,007	0,599	2,153
(X-Msx)*(Y-Msy)	0,5640	0,0374	0,0124	0,3087	0,9435



Tr=20 anni					
Y	3,812	4,069	4,279	4,535	4,786
X	0,000	1,099	1,792	2,485	3,178
X-Msx	-1,711	-0,612	0,081	0,774	1,467
Y-Msy	-0,190	0,067	0,277	0,532	0,784
(X-Msx)^2	2,926	0,375	0,007	0,599	2,153
(X-Msx)*(Y-Msy)	0,3253	-0,0408	0,0224	0,4122	1,1503
Tr=30 anni					
Y	3,884	4,136	4,344	4,604	4,859
X	0,000	1,099	1,792	2,485	3,178
X-Msx	-1,711	-0,612	0,081	0,774	1,467
Y-Msy	-0,118	0,134	0,341	0,602	0,857
(X-Msx)^2	2,926	0,375	0,007	0,599	2,153
(X-Msx)*(Y-Msy)	0,2017	-0,0817	0,0277	0,466	1,2573
Tr=200 anni					
Y	4,163	4,397	4,598	4,874	5,140
X	0,000	1,099	1,792	2,485	3,178
X-Msx	-1,711	-0,612	0,081	0,774	1,467
Y-Msy	-0,471	-0,238	-0,037	0,240	0,506
(X-Msx)^2	2,926	0,375	0,007	0,599	2,153
(X-Msx)*(Y-Msy)	0,8061	0,1454	-0,0030	0,1856	0,7422

Tabella 5 Elaborazioni per il calcolo dei coefficienti delle curve di probabilità pluviometrica

Tr=10 anni		Tr=20 anni	
Sx	8.55	Sx	8.55
Msx	1.71	Msx	1.71
Sy	20.82	Sy	21.48
Msy	4.16	Msy	4.30
S(X-Msx)^2	6.06	S(X-Msx)^2	6.06
S (X-Msx)*(Y-Msy)	1.87	S (X-Msx)*(Y-Msy)	1.87
n	0.308	n	0.308
a	37.96	a	43.32
Tr=30 anni		Tr=200 anni	
Sx	8.55	Sx	8.55
Msx	1.71	Msx	1.71
Sy	21.83	Sy	23.17
Msy	4.37	Msy	4.63
S(X-Msx)^2	6.06	S(X-Msx)^2	6.06
S (X-Msx)*(Y-Msy)	1.87	S (X-Msx)*(Y-Msy)	1.88
n	0.308	n	0.308
a	46.40	a	60.64

Sono infine riportate, in figura 11, le curve di probabilità pluviometrica determinate attraverso i coefficienti appena calcolati.

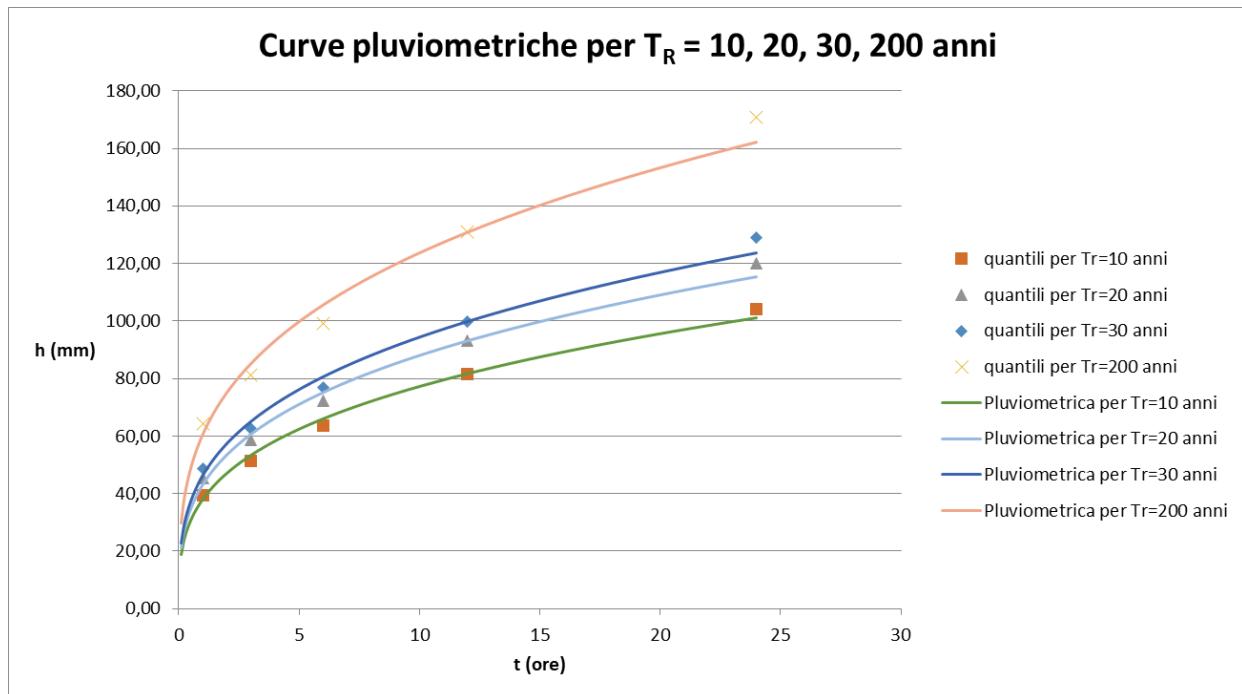


Figura 11 Curve di probabilità pluviometrica per i diversi tempi di ritorno considerati

3.2. INDIVIDUAZIONE DELLE CURVE DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICA PER TEMPI INFERIORI ALL'ORA

L'utilizzo di parametri “CPP 1-24 ore” per durate più brevi può portare ad una errata valutazione delle intensità di pioggia e pertanto delle altezze d'acqua considerate. Pertanto per durate di pioggia inferiori all'ora si fa riferimento ad una metodologia di stima derivante da osservazioni sperimentali. In letteratura sono infatti disponibili numerosi studi ed esperienze che mostrano come le altezze d'acqua massime associate ad eventi di breve durata siano correlate a quelle determinate per tempi di pioggia di un'ora secondo uno schema tipico. E' stato dimostrato infatti che il rapporto tra l'altezza di pioggia $h_{t,T}$ con durate t inferiori a 60 minuti, e l'altezza di pioggia $h_{60,T}$ di durata 60 minuti e pari tempo di ritorno T è dipendente solo dalla durata t espressa in minuti:

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = f(t)$$

La funzione $f(t)$ risulta estremamente variabile a seguito della geografia e, quindi, dei regimi pluviometrici locali; sulla base di numerosi studi empirici è stato dimostrato che tale funzione può essere espressa nella seguente forma:



$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = \left(\frac{t}{60}\right)^s$$

Con s che indica un coefficiente che assume differenti valori in dipendenza della regione geografica in esame. Ad esempio, s assume il valore 0,386 per la Sicilia, 0,345 per la Sardegna, 0,227 per Molise e Abruzzo, 0,398 per la Basilicata, 0,310 per la Campania, 0,227 per la Puglia, 0,451 per gli Stati Uniti, 0,290 per l’India, 0,393 per il Canada, ecc.

Sulla base di quanto sopra, per il sito dell’impianto in esame il coefficiente s assume valore pari a 0,227 e l’espressione delle altezze di pioggia breve diventa:

$$h_{t,T} = h_{60,T} \left(\frac{t}{60}\right)^{0,227}$$

La legge trovata, nel caso in esame, è stata adoperata per integrare le Curve di Probabilità Pluviometrica relative al tempo di ritorno di 10 anni al fine di poter correttamente dimensionare i sistemi di drenaggio interni dell’impianto (reti meteoriche di piazzali e coperture). La scelta del tempo di ritorno di 10 anni si può ritenere coerente con quanto presente in letteratura, non essendo imposto dalla normativa regionale un tempo di ritorno specifico da utilizzare per il dimensionamento dei sistemi di regimazione delle acque meteoriche negli impianti industriali. Il tempo di ritorno tradizionalmente adottato in letteratura per la progettazione delle reti meteoriche in Italia è pari a 5 anni (si rimanda alla successiva tabella 6), ma in via cautelativa, anche in ragione dell’aumentare di eventi critici che possono portare le reti fognarie all’insufficienza idraulica, si è deciso di aumentare tale valore a 10 anni.

Tabella 6 Criteri per la scelta dei tempi di ritorno

<i>Tempi di ritorno T [anni]</i>	<i>Condotti fognari e vie d’acqua superficiali</i>
1 ÷ 5	Condotti fognari la cui insufficienza determini scorrimenti idrici superficiali non pericolosi e con possibilità di smaltimento alternativo agevole verso recapiti esterni (aree verdi e/o corpi idrici ricettori)
5 ÷ 10	Condotti fognari la cui insufficienza determini scorrimenti idrici superficiali e/o allagamenti aventi carattere di entità e pericolosità non altrimenti eliminabile
10 ÷ 20	Condotti fognari situati in siti pianeggianti di naturale confluenza delle acque meteoriche, privi di possibilità di smaltimento alternativo delle stesse e la cui insufficienza determini situazioni pericolose
20 ÷ 100	Vie superficiali di convogliamento delle acque meteoriche eccedenti la capacità idraulica delle fognature, in siti urbanizzati in cui l’allagamento provochi danni inaccettabili agli insediamenti



Nel dettaglio, partendo dalle altezze di pioggia determinate per durata di un'ora e per il suddetto tempi di ritorno di 10 anni, sono state determinate, tramite la funzione precedentemente illustrata, le altezze di pioggia di durata inferiore all'ora, con intervallo temporale di 5 minuti (tabella 7).

Tabella 7 Altezze di pioggia per durate inferiori all'ora e tempo di ritorno di 10 anni

t [minuti]	t [ore]	h_{t,10} [mm]
5	0,0833	21,59
10	0,1667	25,27
15	0,2500	27,71
20	0,3333	29,58
25	0,4167	31,12
30	0,5000	32,43
35	0,5833	33,59
40	0,6667	34,62
45	0,7500	35,56
50	0,8333	36,42
55	0,9167	37,21
60	1,0000	37,96

Successivamente, diagrammando su un piano bi-logaritmico [$\ln(t)$, $\ln(h)$] i punti ottenuti per durate comprese tra 5 e 60 minuti, è possibile effettuare una regressione lineare con il metodo dei minimi quadrati (in analogia a quanto effettuato per le piogge di durata superiore all'ora) ottenendo i parametri della retta interpolante e, di conseguenza, i parametri a' ed n' della curva di possibilità pluviometrica per $t < 1$ ora (tabella 8).

Tabella 8 Elaborazioni per il calcolo dei coefficienti delle curve di probabilità pluviometrica per durate inferiori all'ora

Tr=10 anni	
Sx	-9.139
Msx	-0.703
Sy	45.199
Msy	3.477
S(X-Msx)²	8.396
S(X-Msx)*(Y-Msy)	1.906
n'	0.227
a'	37.96

Nella seguente figura 12, infine, si riporta la curva di possibilità pluviometrica



ricavata per tempi di ritorno di 10 anni, elaborata sulla base delle seguenti espressioni delle durate di pioggia:

- $h_{t,10} = 37,96 t^{0,227}$ per $t < 1$ ora
- $h_{t,10} = 37,96 t^{0,308}$ per $t \geq 1$ ora

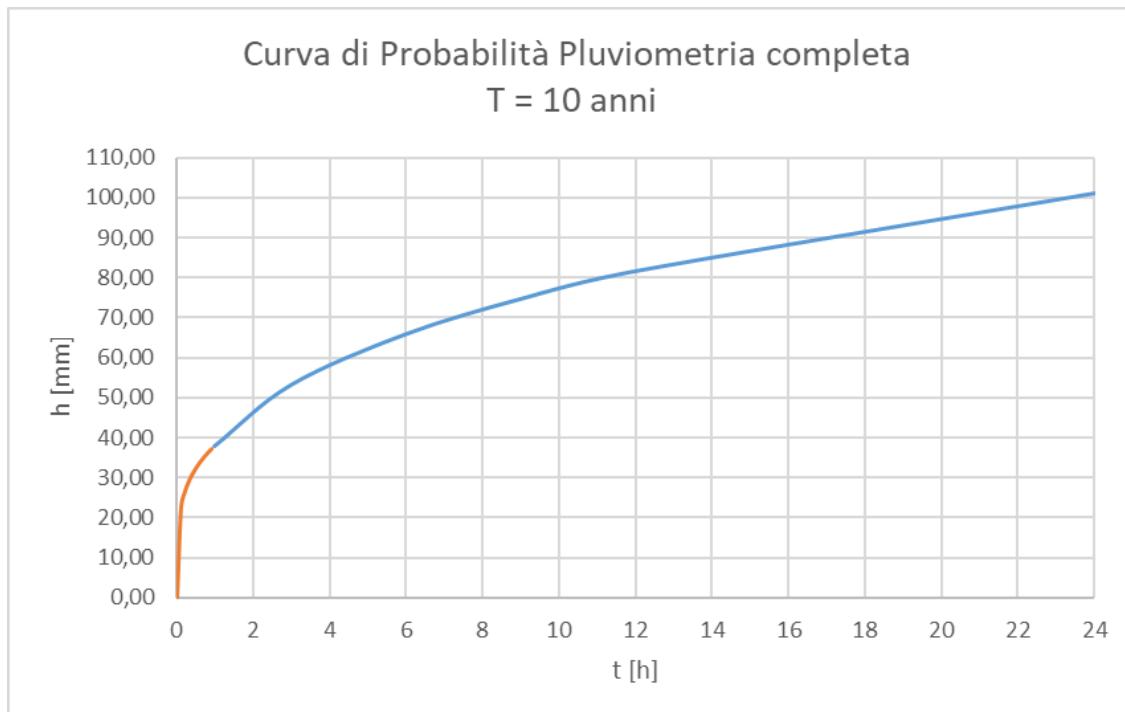


Figura 12 Curve di probabilità pluviometrica completa per tempo di ritorno di 10 anni

3.3. DETERMINAZIONE DELLA PIOGGIA DI PROGETTO PER EVENTI DI BREVE DURATA

Al fine di meglio approssimare il comportamento delle piogge di breve durata ed elevata intensità (piogge con durata inferiore all'ora) è stato costruito lo ietogramma di pioggia (ovvero il grafico che rappresenta, durante un evento meteorico, l'andamento dell'intensità di pioggia per un dato intervallo di tempo Δt) corrispondente al tempo di ritorno di 10 anni che sarà adoperato per il corretto dimensionamento e la verifica idraulica delle reti di regimazione meteorica dell'impianto (reti dei piazzali e delle coperture).

Nel dettaglio si è scelto di costruire lo ietogramma cosiddetto Chicago che, presentando andamenti temporali delle piogge non costanti, consente una migliore rappresentazione del fenomeno meteorico intenso, normalmente caratterizzato dalla



preseenza di picchi di intensità di pioggia.

La principale caratteristica di tale tipologia di ietogramma consiste nel fatto che per ogni durata, anche parziale, l'intensità media della precipitazione dedotta è congruente con quella definita dalla curva di probabilità pluviometrica.

La costruzione dello ietogramma è stata effettuata considerando che il volume di pioggia di assegnata durata t è individuato dalla curva di probabilità pluviografica secondo la legge precedentemente trovata:

$$h = at^n$$

Nell'ipotesi che la precipitazione si possa verificare con un picco all'inizio dell'evento e con un volume congruente, per ogni durata parziale t , a quello deducibile dalla CPP, deve sussistere la relazione:

- $\int_0^T i \cdot dt = a \cdot T^n$

E, differenziando, si ottiene:

- $i(t) = n \cdot a \cdot t^{(n-1)}$

Nell'ipotesi, più veritiera, in cui la precipitazione si verifichi con un picco intermedio rispetto alla durata totale dell'evento, dividendo la durata totale T in due parti T_b (prima del picco) e T_a (dopo il picco) è possibile ricavare le equazioni che governano l'intensità di pioggia durante l'intero evolversi dell'evento meteorico:

- Prima del picco (tratto ascendente)

- $T = \frac{T_b}{r}$

- $i(t) = n \cdot a \cdot \left(\frac{t_b}{r}\right)^{(n-1)}$

- Dopo il picco (tratto discendente)

- $T = \frac{T_a}{1-r}$

- $i(t) = n \cdot a \cdot \left(\frac{t_a}{1-r}\right)^{(n-1)}$

Tali equazioni forniscono un andamento temporale delle intensità di pioggia, il cui valore medio, per ciascuna durata parziale, risulta congruente con quello dedotta dalla CPP.



Lo ietogramma così costruito risulta poco sensibile alla variazione della durata di base T; la parte centrale dello ietogramma, infatti, rimane la stessa per durate progressivamente maggiori, aggiungendosi solo due code, all'inizio e alla fine dell'evento, in modo da tenere conto dei volumi idrici aggiuntivi.

Lo ietogramma sviluppato per l'impianto in esame, come detto, è stato costruito a partire dalla curva di probabilità pluviometrica desunta per tempo di ritorno di 10 anni.

L'intervallo di tempo adoperato per la costruzione dello ietogramma Chicago è pari a 5 minuti; data l'estensione delle aree di impianto destinate alla regimazione idraulica delle piogge, è stata considerata una durata totale dell'evento di 1 ora, con posizione del picco dopo i primi 20 minuti di pioggia ($r = 0,333$).

Per ogni intervallo individuato, è stata determinata l'altezza cumulata di pioggia mediante le seguenti relazioni:

- Tratto ascendente prima del picco:

$$\circ \quad h(t) = a' \cdot r \cdot \left[\left(\frac{t_r}{r} \right)^{n'} - \left(\frac{t_r-t}{r} \right)^{n'} \right] \text{ valida per } t \leq t_r$$

- Tratto discendente dopo del picco:

$$\circ \quad h(t) = a' \cdot \left[r \cdot \left(\frac{t_r}{r} \right)^{n'} + (1-r) \left(\frac{t-t_r}{1-r} \right)^{n'} \right] \text{ valida per } t > t_r$$

dove a' ed n' sono i parametri ricavati delle CPP con TR 10 anni e per piogge di durata inferiore ad 1 ora.

Riepilogando, è stato elaborato il seguente ietogramma Chicago:

Tabella 9 Dati adoperati per l'elaborazione dello ietogramma Chicago per l'impianto

Durata dell'evento meteorico	Tp	1,0	h
Coefficiente di picco di pioggia	r	0,333	-
Tempo di picco di pioggia	Tr	0,333	h
		20	min
Intervallo di tempo di calcolo	Δt	0,0833	h
		5	min
Legge di pioggia ($t < 1$ ora)	a'	37,96	T _R 10 anni
	n'	0,227	



Tabella 10 Elaborazione dello ietogramma Chicago per Tempo di Ritorno 10 anni

	t		h	h cumulata	h(t)	i(t)
	[min]	[ore]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm/h]
Prima del picco	0	0,0000	0,00	0,00	0,00	0,00
	5	0,0833	21,59	0,80	0,80	9,60
	10	0,1667	25,27	1,84	1,04	12,51
	15	0,2500	27,71	3,42	1,57	18,89
	20	0,3333	29,58	12,65	9,24	110,84
Dopo il picco	25	0,4167	31,12	28,44	15,78	189,40
	30	0,5000	32,43	31,12	2,69	32,27
	35	0,5833	33,59	32,91	1,78	21,37
	40	0,6667	34,62	34,27	1,37	16,40
	45	0,7500	35,56	35,40	1,12	13,48
	50	0,8333	36,42	36,36	0,96	11,53
	55	0,9167	37,21	37,20	0,84	10,13
	60	1,0000	37,96	37,96	0,76	9,07
Verifica Pioggia Totale				37,96		

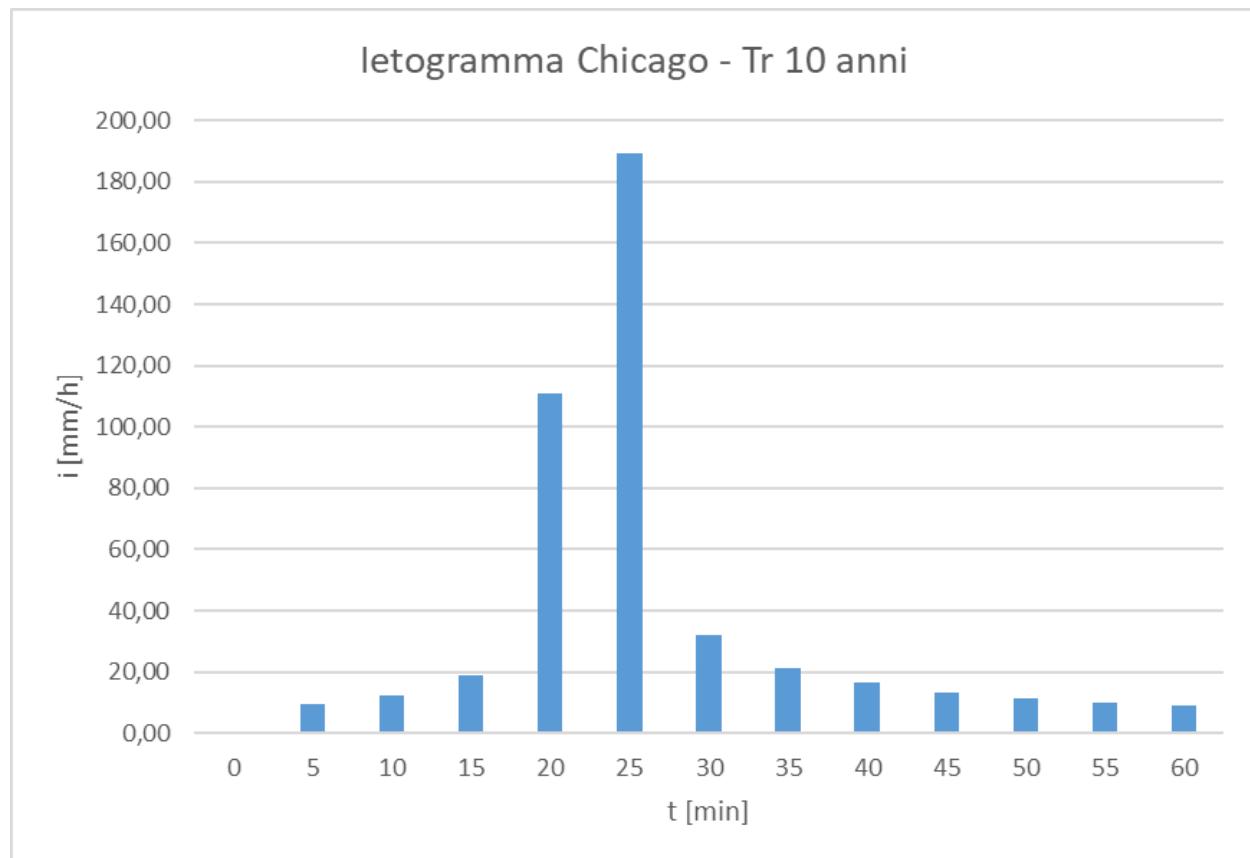


Figura 13 Ietogramma di pioggia: durata 1 h e tempo di ritorno 10 anni



4. DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLE RETI DI GESTIONE DELLE ACQUE METEORICHE DELL’IMPIANTO

4.1. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI REGIMAZIONE DELLE METEORICHE PREVISTE IN IMPIANTO

Il sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche dell’impianto sarà suddiviso in:

- Rete di raccolta delle acque meteoriche dei piazzali e delle coperture. Le acque meteoriche captate da tale rete vengono collettate alla linea delle acque meteoriche complessivamente raccolte e provenienti dal dilavamento di superfici non contaminate, per destinarle ad una vasca di invarianza idraulica a compensazione della superficie da impermeabilizzare destinata all’area del nuovo biodigestore.
- Rete di raccolta delle acque meteoriche di prima pioggia, ovvero le acque ricadenti su aree passibili di contaminazione dovuta alla movimentazione su tali superfici di mezzi meccanici per la movimentazione del digestato. Tali acque sono destinate ad una vasca di prima pioggia e, dopo successivo trattamento, scaricate direttamente al corpo idrico superficiale.

Come detto, le acque meteoriche di prima pioggia, all’interno di tale vasca verranno separate da sabbie, terricci e tutte le altre materie sedimentabili trascinate, le quali si accumuleranno sul fondo vasca. Successivamente verranno trasferite ad un disoleatore avente lo scopo di separare e trattenere gli eventuali oli.

Le acque di seconda pioggia unitamente a quelle delle coperture dei capannoni e dei restanti manufatti saranno invece direttamente inviate, conformemente ai limiti autorizzati per lo scarico in corpo idrico superficiale, al recapito finale nel fosso Catalini.

4.2. METODO DI DIMENSIONAMENTO ADOPERATO

Per il dimensionamento e la verifica delle reti di drenaggio previste in impianto è stato utilizzato il software Storm and Sanitary Analysis, applicativo del software Civil 3D, il quale ha permesso la modellazione in 3D delle reti in progetto (pozzetti, condotte, canali, ecc.). Successivamente è stato possibile importare le reti all’interno del modello di calcolo idraulico nel quale sono state inserite le caratteristiche della precipitazione di progetto e delle superfici drenanti. Infine si è passati alla simulazione dell’evento di



pioggia utilizzando il metodo dell’onda dinamica che ha permesso, in modo iterativo, di individuare i corretti diametri delle condotte, ipotizzati in prima battuta sulla base di valutazioni in impianti e layout analoghi.

Il software ha permesso quindi di ottenere le portate scolanti per ogni aerale ed il grado di riempimento massimo per ogni tratto di condotta. Come input di precipitazione è stato utilizzato lo ietogramma di tipo Chicago con durata di pioggia pari ad un ora, discretizzando la precipitazione in intervalli di 5 minuti a partire dalle curve di probabilità pluviometrica inferiori all’ora, per un tempo di ritorno pari a 10 anni. Per quanto riguarda le aree di scolo relative alle singole condotte, è stato adottato il metodo del Curve Number, considerando le superfici completamente impermeabili e prive di depressioni, a vantaggio di sicurezza.

4.3. MODELLAZIONE IDRAULICA DEI SISTEMI DI DRENAGGIO DELL’IMPIANTO

Nella figure 14 e 15 si riporta la rappresentazione tridimensionale dei sistemi di regimazione idraulica adottati con particolare riferimento a:

- Aree scolanti afferenti ai singoli nodi del sistema;
- Pozzetti di connessione, identificati come nodi (giunzioni);
- Condotte e canali di scolo.

All’interno del software di modellazione, inoltre, con riferimento alle aree scolanti, sono stati inseriti i seguenti parametri: superfici in mq, pendenza di scolo, scabrezza e larghezza equivalente della singola area valutata come dimensione perpendicolare alla direzione di scolo. Per le condotte e per i canali sono state inserite le caratteristiche dimensionali, la scabrezza e la pendenza.



Figura 14 Screen-shot generale della rete di regimazione idraulica delle acque meteoriche modellata con Storm and Sanitary Analysis

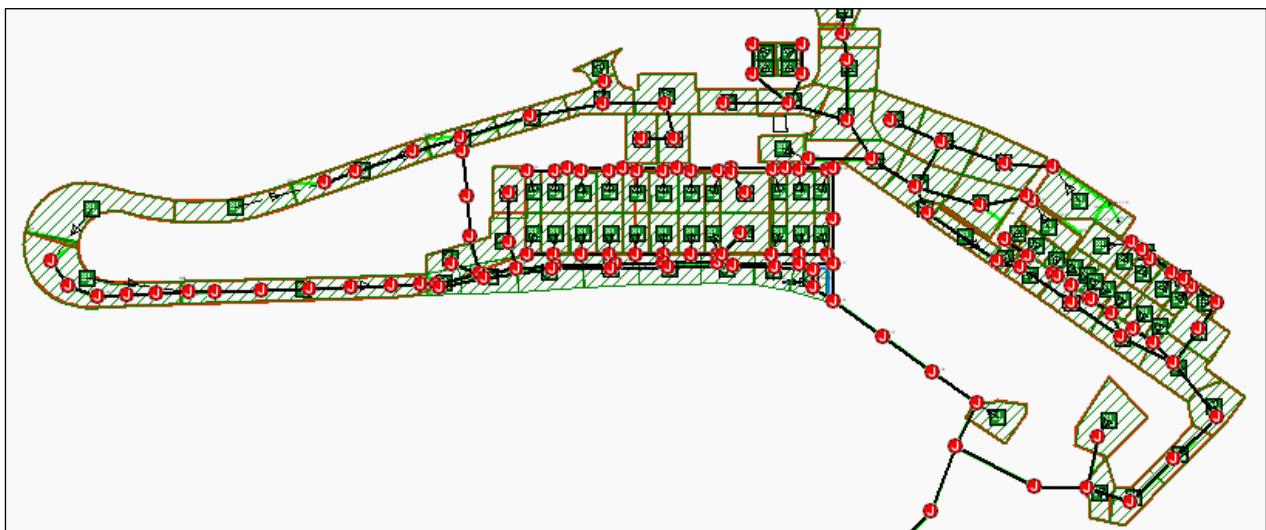


Figura 15 Dettaglio dei sistemi di regimazione idraulica dell'area di impianto modellati in Storm and Sanitary Analysis

Per il dettaglio di tutti i pozzetti e delle tubazioni costituenti la rete di collettamento e allontanamento delle acque meteoriche si rimanda alle tavole grafiche 9.2.2



Planimetria di captazione acque meteoriche e 9.2.3 Planimetria di gestione degli scarichi.

Infine, come anticipato, le caratteristiche della precipitazione fanno riferimento ad uno iogramma Chicago della durata di un'ora mentre la durata della simulazione effettuata è stata posta pari al doppio dell'evento (con tempo di ritorno di 10 anni).

4.3.1. Dimensionamento della rete di raccolta delle acque dei piazzali e delle coperture

Di seguito si riportano i risultati dei dimensionamenti effettuati per la rete di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche dei piazzali e delle coperture (Tabella 11):

Tabella 11 Tabulati di calcolo per la rete dei piazzali e coperture

Pz iniziale	Pz finale	Lunghezza	Quota iniziale	Quota finale	Pendenza	DN interno	DN esterno	Q di picco	Velocità max	Grado di riempimento
		(m)	(m)	(m)	(%)	(mm)	(mm)	(l/s)	(m/s)	(%)
MP1_01	MP1_02	20,46	186,18	185,98	0,98	150,60	160	8,01	0,83	53%
MP1_02	MP1_03	19,82	185,83	185,63	1,01	235,40	250	26,36	1,11	54%
MP1_03	MP1_04	14,64	185,18	185,04	0,96	376,60	400	70,95	1,32	49%
MP1_04	MP1_05	16,32	184,98	184,81	1,04	376,60	400	88,20	1,11	67%
MP1_05	MP1_06	8,92	184,75	184,66	1,01	470,80	500	187,68	1,62	63%
MP1_07	MP1_08	7,10	182,95	182,88	0,99	470,80	500	199,78	1,29	84%
MP1_08	MP1_09	19,68	182,87	182,68	0,97	470,80	500	211,45	1,46	81%
MP1_09	MP1_10	19,45	182,66	182,46	1,03	470,80	500	224,56	1,45	87%
MC4_09	MC4_10	8,49	177,67	177,58	1,06	117,60	125	3,21	0,67	45%
MC4_10	MP2_14	2,59	177,47	177,45	0,77	150,60	160	12,33	0,80	81%
MC4_11	MC4_10	8,54	177,66	177,57	1,05	117,60	125	3,27	0,68	46%
MC5.1_01	MC5.1_02	8,64	177,58	177,54	0,46	150,60	160	3,34	0,24	78%
MC5.1_02	MC5_01	3,81	177,55	177,53	0,52	150,60	160	9,71	0,71	71%
MC5_01	MC5_02	17,50	177,30	177,21	0,51	235,40	250	15,57	0,61	66%
MC5_02	MC5_03	17,06	177,21	177,13	0,47	235,40	250	27,64	0,78	77%
MC5_03	MC5_04	17,04	177,10	177,02	0,47	296,60	315	40,07	0,77	70%
MC5_04	MC5_05	17,47	177,03	176,94	0,52	376,60	400	54,32	0,83	57%
MP1_10	MP1_11	19,06	182,46	182,27	1,00	470,80	500	241,59	1,75	85%
MC5_06	MC5_07	16,08	176,85	176,69	1,00	376,60	400	67,11	1,33	46%
MC5_07	MP2_15	13,43	176,64	176,50	1,04	376,60	400	67,09	1,34	46%
MC5.1_03	MC5_01	4,16	177,56	177,54	0,48	150,60	160	5,89	0,61	53%
MC5.1_04	MC5_02	4,14	177,66	177,64	0,48	150,60	160	5,98	0,61	54%
MC5.1_05	MC5_02	3,92	177,66	177,64	0,51	150,60	160	6,14	0,62	54%
MC5.1_06	MC5_03	4,10	177,66	177,64	0,49	150,60	160	6,37	0,63	56%
MC5.1_07	MC5_03	4,10	177,66	177,64	0,49	150,60	160	6,12	0,62	54%



Pz iniziale	Pz finale	Lunghezza	Quota iniziale	Quota finale	Pendenza	DN interno	DN esterno	Q di picco	Velocità max	Grado di riempimento
		(m)	(m)	(m)	(%)	(mm)	(mm)	(l/s)	(m/s)	(%)
MC5.1_08	MC5_04	4,10	177,66	177,64	0,49	117,60	125	3,32	0,54	55%
MC5.1_09	MC5_05	4,10	177,66	177,64	0,49	117,60	125	3,49	0,55	56%
MC5.1_10	MC5_05	3,98	177,66	177,62	1,01	117,60	125	6,45	0,73	76%
MP1_11	MP1_12	21,46	182,16	181,92	1,12	470,80	500	298,58	1,92	86%
MC5.1_11	MC5_06	1,89	177,66	177,64	1,06	117,60	125	3,08	0,62	47%
MC5_05	MC5_06	15,04	176,94	176,86	0,53	376,60	400	64,12	1,05	54%
MP1_12	MP1_13	18,93	181,69	179,43	11,94	470,80	500	307,52	4,76	40%
MP1_06	MP1_07	27,75	184,60	182,94	5,98	470,80	500	189,81	1,71	63%
MP2.1_01	MP2_02	6,52	185,41	185,35	0,92	150,60	160	3,52	0,64	35%
MP2.5_02	MP2_09	8,31	177,36	177,28	0,96	188,20	200	19,78	0,96	69%
MP2.4_01	MP2_08	9,30	177,38	177,29	0,97	150,60	160	5,52	0,74	44%
MP2.3_16	MP2.3_17	8,84	178,27	177,30	10,97	296,60	315	51,95	2,97	30%
MP2.3_17	MP2.3_18	4,46	177,17	176,90	6,05	296,60	315	51,91	2,10	45%
MP1_13	MP1_14	19,60	179,36	177,02	11,94	470,80	500	314,73	3,94	53%
MC3_04	MP1.4_01	15,20	185,78	185,32	3,03	188,20	200	7,66	0,41	63%
MP1.2_01	MP1_04	20,58	185,42	185,21	1,02	150,60	160	6,69	0,81	47%
MP1_14	MP1_15	14,38	176,89	176,74	1,04	593,20	630	322,46	1,51	72%
MP1_15	MP1_16	16,57	176,74	176,57	1,03	593,20	630	347,77	1,93	62%
PP_01	PP_02	14,18	177,64	177,49	1,06	188,20	200	4,52	0,67	30%
PP_02	PP_03	21,71	177,45	177,24	0,97	188,20	200	14,33	0,84	59%
PP_03	PP_04	18,68	177,23	177,04	1,02	235,40	250	27,18	0,91	65%
PP_04	PP_05	17,74	177,04	176,86	1,01	235,40	250	37,35	1,16	70%
PP_05	PP_06	21,08	176,85	176,64	1,00	296,60	315	47,63	1,05	63%
MP1_16	MP2_20	33,47	176,46	172,80	10,94	593,20	630	347,66	4,94	30%
PP_06	PP_07	13,02	176,64	176,51	1,00	296,60	315	56,65	1,18	66%
PP_07	PP_08	12,02	176,50	176,38	1,00	376,60	400	63,78	0,93	60%
MP1_15_1	MP1_15	16,30	177,33	177,17	0,98	188,20	200	16,47	0,98	58%
MP2.6_02	MP2.6_01	10,09	185,92	185,88	0,40	150,60	160	8,62	0,66	68%
MP2.6_01	MP2_01	11,58	185,80	185,68	1,04	188,20	200	17,41	0,99	60%
MC5_04_2	MC5_04_1	7,30	177,70	177,66	0,55	188,20	200	11,01	0,65	58%
MC5_04_1	MC5_04	0,90	177,67	177,65	2,22	188,20	200	11,01	0,97	43%
MC1_01	MC1_02	9,68	186,36	186,26	1,03	117,60	125	1,93	0,59	34%
MP2_13_2	MP2_13_1	9,05	177,58	177,48	1,10	188,20	200	10,97	0,91	45%
MP2_13_1	MP2_13	2,34	177,46	177,43	1,28	188,20	200	10,97	0,88	46%
MP2_21	MP2_22	12,70	167,36	164,28	24,25	593,20	630	749,80	6,90	42%
MP2_22	MP2_23	56,80	162,00	150,86	19,61	593,20	630	749,62	7,69	38%
MC3_03	MC3_04	3,08	185,78	185,75	0,97	150,60	160	7,66	0,71	58%
MP1.3.2_03	MP1.3.2_04	15,10	185,97	185,82	0,99	235,40	250	17,04	0,75	52%
PP_08	MP2_16.1	5,00	176,39	176,34	1,00	376,60	400	71,73	1,08	62%
MP2_16.1	MP2_16	7,32	176,30	176,23	0,96	296,60	315	71,67	1,25	77%
MP2_23	MP2_24	49,15	149,88	144,02	11,92	593,20	630	749,48	6,28	45%



Pz iniziale	Pz finale	Lunghezza	Quota iniziale	Quota finale	Pendenza	DN interno	DN esterno	Q di picco	Velocità max	Grado di riempimento
		(m)	(m)	(m)	(%)	(mm)	(mm)	(l/s)	(m/s)	(%)
MP2_24	MP2_25	40,50	143,42	136,63	16,77	593,20	630	749,43	7,05	41%
MC1_02	MP1_02	14,48	186,17	186,02	1,04	117,60	125	3,94	0,71	51%
MP2_25	MP2_26	95,40	135,96	121,81	14,83	593,20	630	748,66	7,11	41%
MP2_26	MP2_27	43,60	120,83	113,10	17,73	593,20	630	748,60	7,25	40%
MP2_27	MP2_28	16,76	112,79	109,51	19,57	593,20	630	748,63	6,67	43%
MP2_28	MP2_29	23,54	109,24	105,74	14,87	593,20	630	748,66	6,31	44%
MP2_29	MP2_30	21,57	105,56	103,84	7,97	593,20	630	748,71	4,83	55%
MP2_30	MP2_31	22,66	103,66	102,53	4,99	593,20	630	748,74	4,02	64%
MP2_31	MP2_32	77,38	101,27	96,63	6,00	951,00	1.000	748,04	4,85	27%
MP2_32	out	32,16	96,37	95,72	2,02	951,00	1.000	748,53	2,98	38%
MC1.1_01	MC1.1_02	9,71	186,36	186,26	1,03	117,60	125	2,22	0,58	42%
MC1.1_02	MP1_02	9,80	186,25	186,16	0,92	117,60	125	4,20	0,68	55%
MP1.1_01	MP1.1_02	7,90	185,52	185,44	1,01	188,20	200	14,84	0,76	66%
MP1.1_02	MP1_03	19,66	185,43	185,24	0,97	235,40	250	28,65	1,08	60%
MP1.3.1_01	MP1.3_01	18,02	186,12	185,94	1,00	188,20	200	11,95	0,92	48%
MP1.3_01	MP1_05	16,49	185,37	185,20	1,03	296,60	315	63,10	1,34	65%
MP1.3.2_04	MP1.3_01	21,38	185,81	185,60	0,98	235,40	250	33,80	1,16	64%
MP1.4_01	MP1_05	21,60	185,37	185,16	0,97	188,20	200	22,54	1,04	73%
MC2_01	MC2_02	9,12	183,81	183,72	0,99	117,60	125	1,98	0,58	35%
MC2_02	MP1_08	4,04	183,61	183,57	0,99	150,60	160	5,50	0,71	45%
MC2_03	MC2_04	1,13	183,65	183,64	0,88	117,60	125	0,68	0,26	30%
MC2_04	MC2_05	5,79	183,63	183,58	0,86	117,60	125	2,82	0,59	45%
MC2_05	MP1_09	4,90	183,39	183,34	1,02	150,60	160	4,62	0,70	40%
MC2_06	MC2_07	1,13	183,91	183,90	0,88	117,60	125	1,93	0,33	56%
MC2_07	MC2_08	7,65	183,89	183,82	0,92	117,60	125	4,99	0,70	63%
MC2_08	MP1_10	8,12	183,57	183,49	0,99	150,60	160	9,38	0,83	61%
MC2_09	MC2_10	7,92	183,75	183,67	1,01	117,60	125	4,58	0,71	57%
MC2_10	MP1_11	8,90	183,56	183,47	1,01	150,60	160	7,27	0,80	51%
MC3_05	MC3_06	3,88	183,86	183,82	1,03	150,60	160	10,30	0,82	66%
MC3_06	MC3_07	16,28	183,72	183,55	1,04	188,20	200	16,23	0,90	68%
MC3_07	MC3_08	12,76	183,55	183,42	1,02	188,20	200	23,15	1,04	75%
MC3_08	MP1.5_01	10,50	183,26	183,16	0,95	235,40	250	25,96	0,87	67%
MP1.5_01	MP1_11	13,60	183,15	183,02	0,96	235,40	250	36,68	1,13	70%
MC3.1_04	MC3_06	3,62	183,85	183,81	1,10	117,60	125	4,41	0,70	56%
MC3.1_05	MC3_07	4,11	183,81	183,77	0,97	117,60	125	4,42	0,67	58%
MC3.1_06	MC3_07	3,85	183,81	183,77	1,04	117,60	125	1,82	0,56	34%
MP2_01	MP2_02	19,60	185,59	185,39	1,02	235,40	250	31,27	1,15	60%
MP2_02	MP2_03	23,61	185,21	184,98	0,97	296,60	315	45,89	1,13	57%
MP2_03	MP2_04	23,12	184,97	184,74	0,99	296,60	315	54,75	1,31	59%
MP2_04	MP2_05	3,72	184,54	184,51	0,81	376,60	400	91,92	1,23	64%
MP2_05	MP2_06	14,72	184,20	180,63	24,25	376,60	400	100,32	4,81	24%



Pz iniziale	Pz finale	Lunghezza	Quota iniziale	Quota finale	Pendenza	DN interno	DN esterno	Q di picco	Velocità max	Grado di riempimento
		(m)	(m)	(m)	(%)	(mm)	(mm)	(l/s)	(m/s)	(%)
MP2_06	MP2_07	12,83	179,83	177,31	19,64	376,60	400	100,32	4,25	28%
MP2_07	MP2_08	11,78	177,17	177,05	1,02	376,60	400	100,27	1,44	60%
MP2_08	MP2_09	11,18	176,60	176,49	0,98	470,80	500	186,33	1,26	82%
MP2_09	MP2_10	12,20	176,48	176,36	0,98	470,80	500	205,75	1,42	79%
MP2_10	MP2_11	19,36	176,34	176,14	1,03	470,80	500	214,82	1,45	80%
MP2_11	MP2_12	14,68	176,14	175,99	1,02	470,80	500	226,39	1,68	73%
MP2_12	MP2_13	17,19	175,97	175,80	0,99	593,20	630	237,45	1,73	51%
MP2_13	MP2_14	26,17	175,59	175,52	0,27	593,20	630	255,50	1,16	75%
MP2_14	MP2_15	10,47	175,52	175,41	1,05	593,20	630	266,31	1,57	68%
MP2_15	MP2_16	11,10	175,29	175,18	0,99	593,20	630	332,71	1,37	85%
MP2_16	MP2_17	19,13	175,17	174,98	0,99	593,20	630	402,39	1,70	82%
MP2_17	MP2_18	19,31	174,95	174,76	0,98	593,20	630	401,71	1,78	76%
MP2_18	MP2_19	17,23	174,71	174,54	0,99	593,20	630	401,68	1,97	69%
MP2_19	MP2_20	18,22	174,46	172,64	9,99	593,20	630	405,37	4,62	35%
MP2_20	MP2_21	20,84	171,89	167,80	19,63	593,20	630	749,78	6,93	41%
MP2.2_05	MP2.2_06	10,17	186,91	186,50	4,03	150,60	160	20,01	1,69	63%
MP2.2_06	MP2.2_07	19,42	186,48	185,70	4,02	150,60	160	19,99	1,75	61%
MP2.2_07	MP2_04	15,73	185,65	185,50	0,95	188,20	200	19,97	1,00	68%
MP2.3_06	MP2.3_07	9,39	184,86	184,11	7,99	150,60	160	21,68	2,24	53%
MP2.3_07	MP2.3_08	9,18	184,06	183,70	3,92	188,20	200	21,67	1,43	64%
MP2.3_08	MP2.3_09	9,19	183,70	183,61	0,98	188,20	200	21,63	0,99	74%
MP2.3_09	MP2.3_10	8,91	183,58	183,49	1,01	188,20	200	21,61	1,00	73%
MP2.3_10	MP2.3_11	10,20	183,44	183,34	0,98	235,40	250	21,57	0,85	63%
MP2.3_11	MP2.3_12	8,40	183,31	183,23	0,95	296,60	315	52,09	1,17	62%
MP2.3_12	MP2.3_13	14,32	183,21	183,07	0,98	296,60	315	51,99	1,25	58%
MP2.3_13	MP2.3_14	15,30	183,05	181,37	10,98	296,60	315	51,98	3,11	29%
MP2.3_14	MP2.3_15	12,91	181,29	179,88	10,92	296,60	315	51,97	3,07	29%
MP2.3_15	MP2.3_16	13,04	179,77	178,35	10,89	296,60	315	51,96	3,06	29%
MP2.3_18	MP2_08	13,62	176,80	176,66	1,03	376,60	400	80,88	1,08	76%
MP2.5_01	MP2.5_02	15,97	177,53	177,37	1,00	188,20	200	9,54	0,63	55%
MC4_01	MC4_02	8,48	177,65	177,56	1,06	117,60	125	3,24	0,68	45%
MC4_02	MP2_10	3,00	177,49	177,46	1,00	150,60	160	9,62	0,79	65%
MC4_03	MC4_04	8,48	177,60	177,51	1,06	117,60	125	6,10	0,70	77%
MC4_04	MP2_11	3,59	177,47	177,44	0,84	150,60	160	12,15	0,80	79%
MC4_05	MC4_06	8,49	177,66	177,58	0,94	117,60	125	5,86	0,73	69%
MC4_06	MP2_12	2,30	177,48	177,46	0,87	150,60	160	12,01	0,79	79%
MC4_07	MC4_08	8,49	177,66	177,58	0,94	117,60	125	6,03	0,74	70%
MC4_08	MP2_13	2,30	177,46	177,44	0,87	150,60	160	9,02	0,73	65%
GR1	MP1.1_01	2,72	185,58	185,55	1,00	150,60	160	14,48	1,23	65%
GR2	MP2.1_01	1,03	185,43	185,42	1,00	150,60	160	3,52	0,87	30%
GR3	MP2_04	11,53	185,42	185,30	1,00	150,60	160	17,25	1,26	75%



Pz iniziale	Pz finale	Lunghezza	Quota	Quota	Pendenza	DN	DN	Q di	Velocità	Grado di
			iniziale	finale						
		(m)	(m)	(m)	(%)	(mm)	(mm)	(l/s)	(m/s)	(%)
GR4	MP2.2_05	10,73	187,15	187,05	1,00	150,60	160	20,02	1,27	85%
GR5	MP2.3_06	9,47	185,04	184,94	1,00	150,60	160	20,17	1,27	85%
GR6	MP2.3_11	4,22	183,25	183,21	1,00	188,20	200	30,60	1,47	75%
GR7	MP2.3_18	3,86	177,09	177,05	1,00	188,20	200	29,56	1,46	70%
GR8	MP1.2_01	0,81	185,43	185,42	1,00	150,60	160	6,90	1,08	45%
GR9	MP1.4_01	7,62	185,44	185,37	1,00	150,60	160	14,90	1,24	65%
GR10	MP1.3.2_02	2,07	181,37	181,35	1,00	150,60	160	13,11	1,34	55%
GR11	MP1_07	2,25	183,24	183,22	1,00	150,60	160	7,79	1,07	45%
GPP01	PP_08	4,22	176,89	176,85	1,00	150,60	160	8,16	1,07	45%

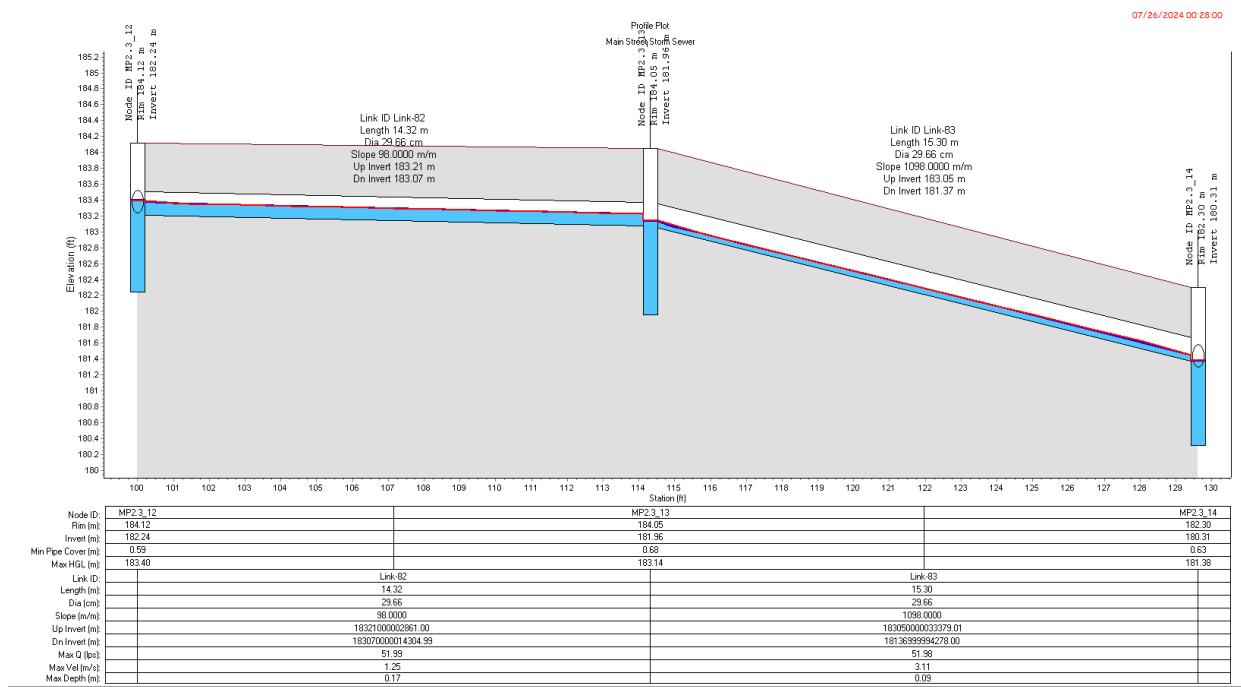


Figura 16 Schermata di esempio dei risultati della simulazione con grado di riempimento massimo.

Infine, ad integrazione dei dimensionamenti precedentemente illustrati, data la presenza in adiacenza al capannone di conferimento e pretrattamento di un piccolo piazzale sottomesso agli altri, si riportano di seguito i dimensionamenti delle reti di smaltimento delle acque meteoriche di tale piazzale e dei pluviali del capannone adiacenti allo stesso.

Nel dettaglio, nella seguente tabella è riepilogato il dimensionamento della tubazione di collegamento tra i pozzetti MP1.3.2_01 e MP1.3.2_01 per la raccolta delle acque meteoriche di tale piazzale:



Tabella 12 Tabulato di calcolo tubazione

Pz inizio	Pz fine	Lunghezza	Quota inizio	Quota fine	Pendenza	DN interno	DN esterno	Q max	Velocità max	Grado di riempimento
		[m]	[m]	[m]	[%]	[mm]	[mm]	[l/s]	[m/s]	[%]
MP1.3.2_01	MP1.3.2_02	5,48	181,84	181,78	1,00	188,20	200	3,94	0,913	25%

All'interno del pozetto MP1.3.2_02 è stata inoltre prevista una pompa di rilancio verso il pozetto MP1.3.2_03, posto ad una quota superiore. La portata assegnata alla pompa è stata ricavata attraverso il software Storm and Sanitary Analysis considerando la pioggia relativa all'area di influenza assegnata e tenendo anche conto la portata di pioggia raccolta attraverso la griglia GR10. Si ricava nel complesso una portata di pioggia pari a 17,05 l/s.

Il dislivello geodetico da superare viene determinato come differenza di quota tra il fondo del pozetto di raccolta (o più esattamente tra la parte superiore del corpo pompa) e il punto più alto della condotta premente. Il dislivello geodetico risulta pari a circa 5,40 metri.

Viene scelto, coerentemente con quanto suggerito dalla UNI EN 12056-4 un numero massimo di avviamenti della pompa pari a 12 in un'ora in modo da garantire un tempo di intervallo pari a 5 minuti.

In tal modo è stata identificata una pompa che garantisca una portata pari a 18 l/s e una prevalenza di 6 metri, ricavata dalla somma tra il dislivello geodetico e la perdita di carico data dalla lunghezza della tubazione. Tale pompa presenta inoltre una potenza nominale di 1,6 kW e una tubazione di mandata DN 80 mm.

La pompa si trova infine all'interno di un pozetto di rilancio, dimensionato in modo tale da garantire un accumulo che consente il mantenimento delle frequenze orario di avviamento ipotizzate in precedenza. In tal modo è stato ricavato, per il pozetto MP1.3.2_02, un volume utile di accumulo pari a 5,45 m³ con dimensioni di 2 x 2,20 x h utile 2,20 m.

In ultimo, per il dimensionamento dei pluviali delle coperture del capannone del conferimento e dei pre-trattamenti prospicienti il piazzale di cui sopra, con riferimento alle tubazioni da MC3_01 a MC3_03 e da MC3.1_01 a MC3.1_03 è stata adoperata la Formula di Chezy, con il coefficiente di conduttanza espresso secondo la formulazione di Gauckler-Strickler per sezioni circolari:

$$Q = Ks \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$



Dove:

- K_s è il coefficiente di scabrezza, per tubi in PE, PVC, PRFV = $120 \text{ m}^{1/2}/\text{sec}$
 - Ω [m^2] rappresenta l'area bagnata della tubazione
 - R [m] è il raggio idraulico della sezione
 - i [m/m] è la pendenza della tubazione, fissata a 0,5%

Il grado di riempimento è definito come:

$$\% = \Gamma/D$$

Dove:

- Γ [mm] è il tirante idrico nella sezione circolare, funzione dell'angolo al centro del condotto, riferito alla corda costituita dalla larghezza del pelo libero
 - D [mm] è il diametro interno della sezione circolare.

Si riportano in figura 17 e 18 il dettaglio planimetrico e in prospetto di tali pluviali.

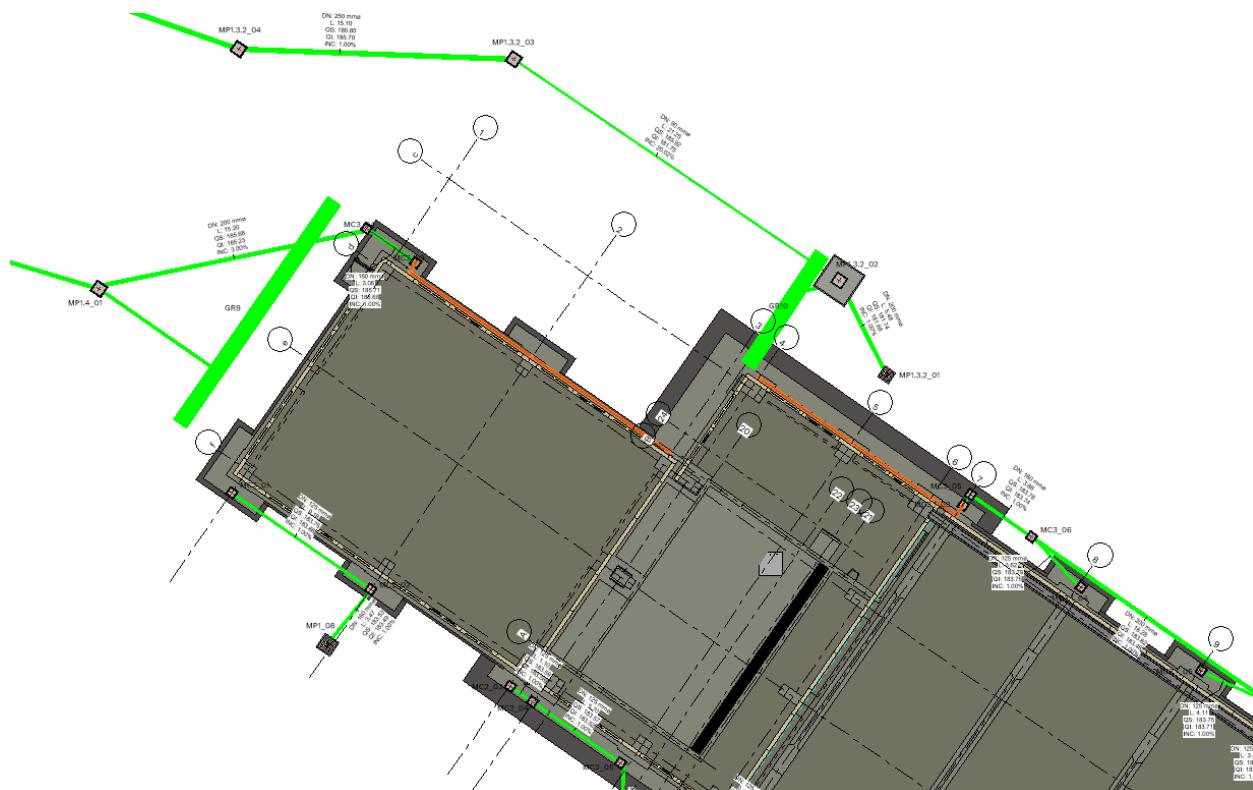


Figura 17 Dettaglio dei pluviali delle coperture del capannone di conferimento

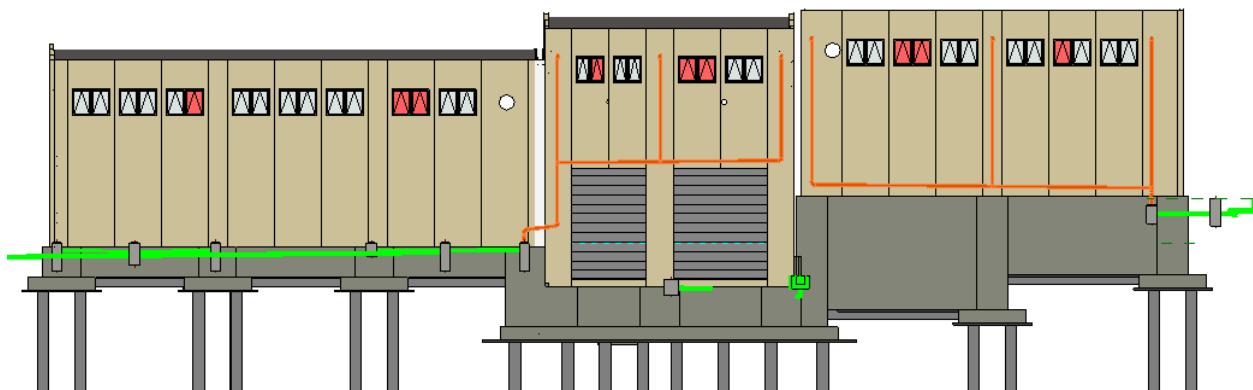


Figura 18 Dettaglio pluviali delle coperture del capannone di conferimento

Dalla costruzione della scala delle portate per la sezione di una tubazione in PVC dal diametro esterno di 160 mm, riportata nella seguente figura 19, è possibile evidenziare che la portata massima di progetto, pari a circa 7,66 l/s (0,0077 m³/s) defluisce con un grado di riempimento massimo inferiore al 40% con una pendenza della tubazione dell'1% e inferiore al 50% con una pendenza della tubazione dello 0,5%.

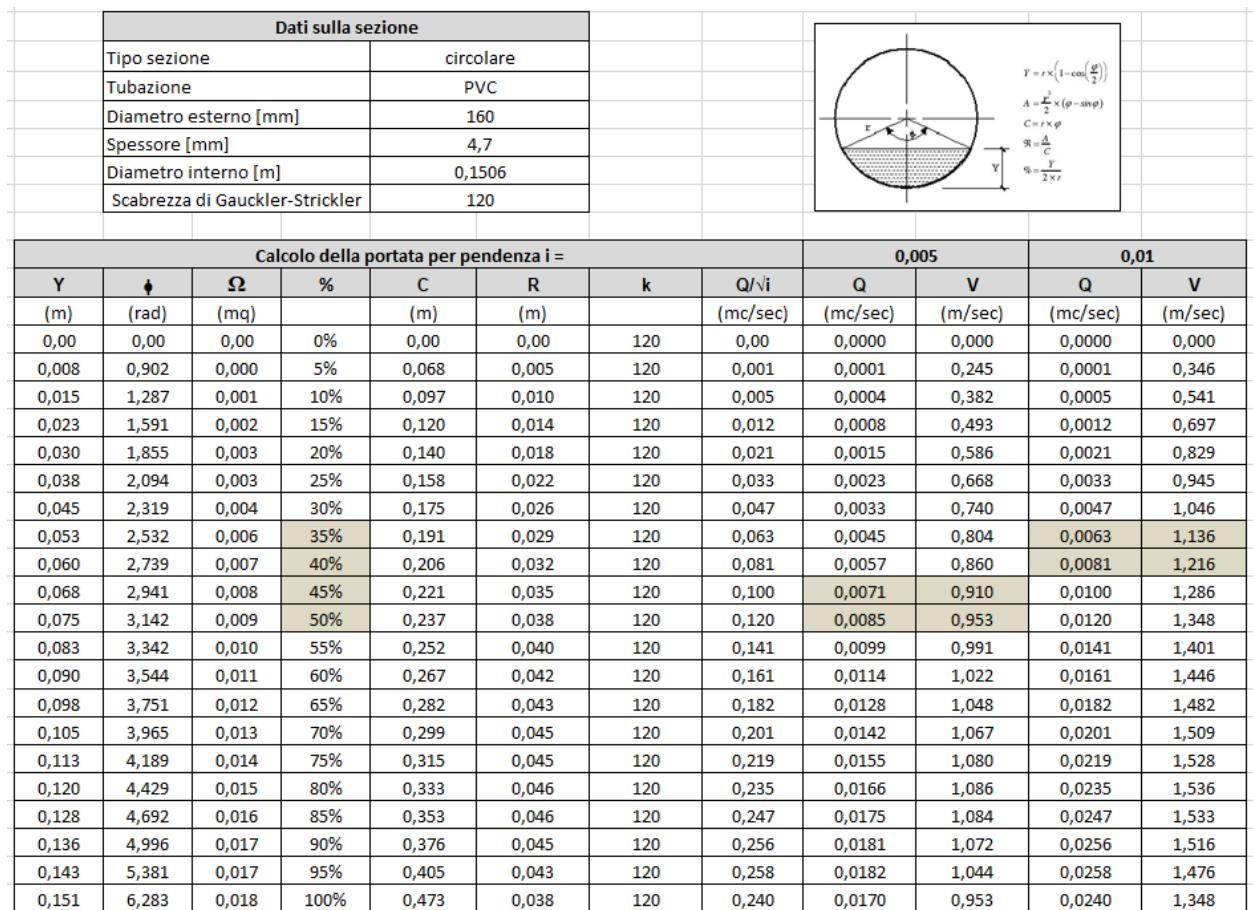


Figura 19 Dimensionamento pluviali delle coperture del capannone conferimento



4.3.2. Dimensionamento della vasca di prima pioggia

Tutte le lavorazioni presso l'impianto del biodigestore avvengono al chiuso e conseguentemente dal punto di vista normativo non si generano acque di prima pioggia. Tuttavia, residua un potenziale rischio di sversamento in una zona non coperta interna allo stabilimento di 1.417 m² circa, dove, con i mezzi a disposizione della Asite, si esegue il trasferimento del digestato solido per le esigenze di processo.

La predetta area di movimentazione esterna del digestato solido è attrezzata con una linea di raccolta delle acque di prima pioggia che vengono recapitate in una vasca di accumulo dotata di sedimentatore e disoleatore (depuratore delle acque di prima pioggia distinto dal depuratore del biodigestore). Le acque di prima pioggia trattate non vengono inviate al corpo idrico recettore (fosso Catalini), ma le stesse vengono convogliate a valle della vasca di invarianza idraulica prima dell'immissione delle acque di quest'ultima nel fosso Catalini.

Le acque di seconda pioggia (scolmate) vengono collettate alla linea delle acque meteoriche complessivamente raccolte e provenienti dal dilavamento di superfici non contaminate e delle coperture, per destinarle ad una vasca di invarianza idraulica a compensazione della superficie da impermeabilizzare destinata all'area del nuovo biodigestore. Tale vasca è costituita da un piccolo invaso in terra “a fossa”, realizzato mediante una zona topografica depressa che, per sua natura, presenta caratteristiche di permeabilità che permettono la parziale infiltrazione nel suolo delle acque meteoriche di dilavamento in essa convogliate. L'invaso riduce la quantità laminata verso il corpo idrico superficiale e calmiera i picchi di piena durante i fenomeni meteorici più intensi.

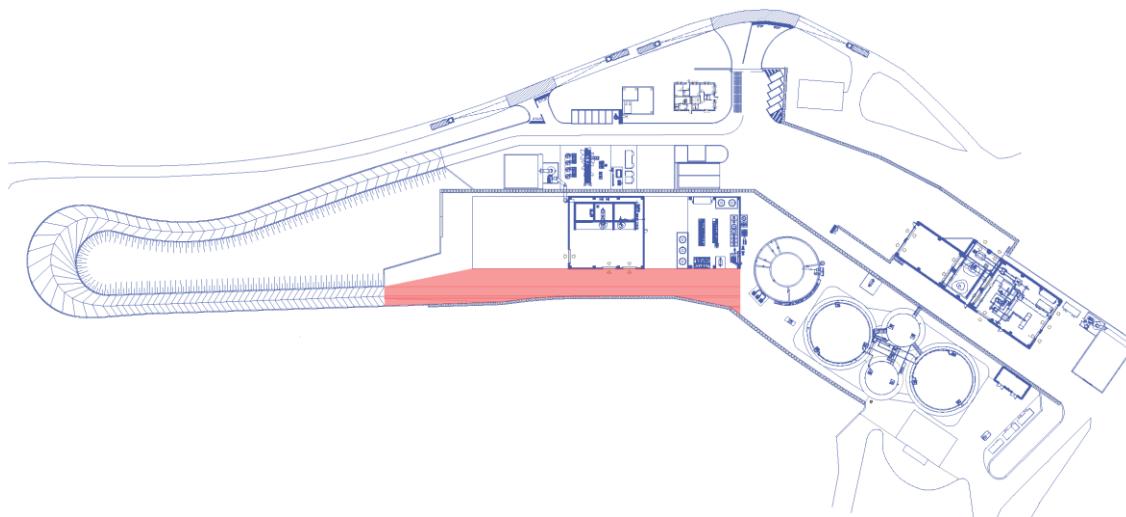


Figura 20 Area impermeabile soggetta a trattamento di prima pioggia



Le superfici assoggettate al trattamento della prima pioggia sono quelle individuate in figura 20 e, come detto, corrispondono alle aree adibite al transito dei mezzi che trasportano il digestato solido a smaltimento.

Il volume da assegnare alla vasca di prima pioggia viene calcolato considerando la superficie della zona a potenziale rischio di sversamento del digestato liquido dai mezzi di movimentazione e l'altezza di prima pioggia rappresentata dai primi 5 mm di precipitazione:

Tabella 13 Dimensionamento della vasca di prima pioggia

Area impermeabile [m ²]	h [mm]	Volume vasca [m ³]
1.417	5	7,09

Viene definito un volume teorico della vasca di prima pioggia pari a 7,09 m³. In via cautelativa viene scelta una vasca dal volume commerciale di 9 m³ le cui caratteristiche, unitamente a quelle del pozetto scolmatore, sono riportate nella seguente tabella:

Tabella 14 Caratteristiche vasca di prima pioggia

Capacità e dimensioni esterne Vasca di prima pioggia			
Volume utile [m ³]	Larghezza [cm]	Lunghezza [cm]	Altezza [cm]
9	246	270	200
Dimensioni esterne pozetto scolmatore			
Larghezza [cm]		Lunghezza [cm]	Altezza [cm]
125		130	100

In definitiva, quindi, si prevede l'installazione di una vasca di trattamento delle acque di prima pioggia così caratterizzata:

- sistema con accumulo dei primi 5 mm di pioggia e rilancio al disoleatore esterno;
- superficie servita 1.800 m²;
- volume utile 9 m³;
- diametro tubazioni in ingresso e in uscita al pozetto scolmatore (materiale PVC tipo SN8):



- ingresso da piazzale: DN 400;
- ingresso prima pioggia: DN 160;
- uscita seconda pioggia: DN 315;
- disoleatore con portata di 2 l/sec;
- sistema di gestione UNI EN ISO 9001 e ISO 45001;
- vasca e pozzetti realizzati in Cemento Armato Vibrato monoblocco, rinforzate con pilastri verticali e puntoni orizzontali in acciaio inox, con pittura elastomerica protettiva antifessurazione Elastocolor delle pareti esterne in calcestruzzo ad alta elasticità permanente ed elevata resistenza chimica, calcestruzzo in classe di resistenza a compressione C45/55 (RCK >55 N/mm²), armature interne in acciaio ad aderenza migliorata controllate in stabilimento e rete elettrosaldata a maglia quadrata di tipo B450C, corredate di attestazioni resistenza chimica e reazione al fuoco (classe: A1);
- Pozzetto Scolmatore esterno delle dimensioni esterne di cm 125x130xh100, completo di fori di entrata, by-pass e uscita alla Vasca di Prima Pioggia;
- Vasca di Prima Pioggia prefabbricata per sedimentazione ed accumulo in monoblocco c.a.v. delle dimensioni esterne di cm 246x270xh200 per formare un volume utile complessivo di mc 9, completa di foro di ingresso e valvola di chiusura interamente realizzata in acciaio inox AISI 304 installata in entrata, kit prima pioggia PLC con n.1 elettropompa 220/400V, sensore pioggia, allarme ottico-acustico e quadro elettrico con display touchscreen, setto in c.a.v. di protezione elettropompa;
- Disoleatore Statico esterno marcato CE e conforme alla norma UNI EN 858-1, portata NS 2 lt./sec., delle dimensioni esterne di cm 125x180xh150, completo di fori di ingresso/uscita, raccordo innesto in entrata con guarnizione in gomma elastomerica e relativo deflettore di calma in acciaio inox AISI 304, filtro Refill per coalescenza in telaio in acciaio inox AISI 304 estraibile e lavabile, dispositivo di chiusura automatica del tipo Otturatore a galleggiante interamente realizzato in acciaio inox AISI 304.



5. INVARIANZA IDRAULICA

Nel presente studio è stata presa in considerazione la variazione di permeabilità superficiale dovuta all'attuazione del progetto per la realizzazione del biodigestore, visto che lo stesso comporterà una variazione in “negativo” della permeabilità superficiale, rispetto alla situazione ante operam del sito.

L'obiettivo della presente verifica sarà pertanto quello di garantire l'invarianza idraulica del sito anche dopo l'attuazione del progetto, ossia la realizzazione dell'opera prevista non dovrà comportare un aggravio della portata di piena dei deflussi idrici superficiali al corpo idrico ricevente, nel caso specifico costituito dal fosso Catalini sottostante, rispetto a quelli antecedenti la trasformazione dell'uso del suolo. Tale obiettivo dovrà essere raggiunto attraverso opportune azioni compensative, mirate a prevedere dei volumi di stoccaggio temporaneo dei deflussi, che compensino, con un'azione laminante e ritardante, l'accelerazione degli stessi, regolando nel contempo le piene, mantenendo quindi inalterate le prestazioni idrauliche del bacino e la sicurezza territoriale nel tempo.

Per garantire l'invarianza idraulica, la progettazione della trasformazione dell'uso del suolo dovrà tener conto, oltre che delle quantità idriche connesse al perseguitamento dell'invarianza propriamente dette, che verrà visto in seguito, anche di alcuni aspetti importanti quali:

- l'invarianza del punto di recapito: è opportuno convogliare le acque nel medesimo ricettore dello stato di fatto, per non aggravare altre reti;
- le quote altimetriche: a tutela delle aree limitrofe è buona norma mantenere inalterata la quota del piano campagna oggetto di trasformazione;
- la capacità di scolo delle aree limitrofe: che deve rimanere per quanto possibile inalterata.

Nel caso specifico del progetto oggetto di studio, i tre aspetti citati vengono di seguito illustrati:

- Nella attuale conformazione morfologica dell'area progetto, costituita da una vasta superficie digradante verso Sud con una inclinazione media di circa 15-16° e l'uso del suolo quasi totalmente agricolo con una residuale parte edificata (presenza di fabbricati), le acque pluviali di dilavamento superficiale vengono in parte assorbite dal terreno ed in parte invece dilavano sullo stesso per confluire al sottostante fosso Catalini. Nella situazione di post urbanizzazione, si cercherà di mantenere la stessa situazione regimando quindi tutte le acque di scorrimento superficiale, aventi in questo caso dei



volumi decisamente più importanti rispetto alla situazione ante operam, per inviarle alla laminazione, le quali poi verranno in parte reimmesse nel sottosuolo ed in parte inviate al fosso, così come avviene attualmente, mantenendo in questo modo invariati i punti di recapito idrico esistenti.

- Le quote topografiche di imposta di progetto dell'area in questione, dopo la trasformazione, verranno modificate con delle variazioni morfologiche piuttosto importanti tra stato attuale e stato modificato, con alterazioni in aggiunta e/o asporto dell'ordine di alcuni metri (terrazzamenti di terreno). Comunque, di fatto, tale modifiche non andranno ad alterare in alcun modo le attuali linee di deflusso idrico delle aree circostanti, sia quelle poste lateralmente all'area di progetto, così come quelle di monte e valle, dato che vengono mantenute inalterate le quote a confine con le altre proprietà; pertanto in tale contesto le modifiche delle quote topografiche generate dall'attuazione del progetto possono essere considerate trascurabili nell'andamento delle attuali linee di deflusso delle acque dilavanti delle aree esterne a quelle interessate dal nuovo biodigestore.
- La capacità di scolo delle aree limitrofe rimarrà inalterata, in quanto la realizzazione dell'impianto non creerà impedimenti al deflusso idrico delle aree contermini lasciando quindi inalterate, rispetto alla situazione attuale, le cosiddette condizioni al contorno.

5.1. VALUTAZIONE DELL'INVARIANZA IDRAULICA

5.1.1. Calcolo del volume d'invaso

Anche in questo caso per la definizione delle misure di invarianza idraulica si è fatto riferimento a quanto dettato dall'art. 10 della LR 23 novembre 2011, n.22 e nello specifico ai criteri contenuti nel BUR Marche n.19 del 17/02/2014 e nelle Linee Guida pubblicate dall'Autorità di Bacino della Regione Marche in data Marzo 2014, allegato B.

Da tali documenti di indirizzo, relativamente all'invarianza idraulica, viene definita la classificazione degli interventi di trasformazione urbana delle superfici, in base alla quale vengono determinate considerazioni di verifica differenti in relazione all'effetto atteso dell'intervento (successiva figura 21).

Nel caso specifico, l'area progetto, trattandosi di una superficie totale interessata dall'intervento di trasformazione urbanistica pari a 34.024 m², ricade in una classe di intervento di “significativa impermeabilizzazione potenziale”, per la quale le linee guida indicano delle verifiche idrogeologiche di maggior dettaglio rispetto alle altre classi di intervento, e nello specifico viene raccomandato di dimensionare le luci di scarico ed i tiranti idrici ammessi nell'invaso in modo da garantire la conservazione della portata



massima defluente dell'area in trasformazione ai valori precedenti l'impermeabilizzazione, almeno per una durata delle piogge di 2 ore ed un tempo di ritorno di 30 anni.

Classe di Intervento	Definizione
Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	intervento su superfici di estensione inferiore a 0,1 ha
Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 0,1 e 1 ha
Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha; interventi su superfici di estensione oltre 10 ha con $Imp < 0,3$
Marcata impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici superiori a 10 ha con $Imp > 0,3$

Figura 21 Classificazione degli interventi in base all'estensione della superficie

Pertanto al fine di adempiere a quanto auspicato dalla normativa, anziché utilizzare le formule semplificate presenti nelle linee guida, è stato condotto uno specifico studio idrologico ed idraulico basato sul metodo razionale per la quantificazione delle piogge della durata di due ore, con un tempo di ritorno di 30 anni.

5.1.2. Verifica della volumetria per piogge con Tempo di ritorno di 30 anni e durata 2 ore

La formazione della portata di piena è caratterizzata da diversi processi idrologici che concorrono alla formazione del deflusso a partire dall'evento meteorico, fino ad arrivare al ricettore. La precipitazione viene intercettata in parte dalle vegetazione presente, in parte si infiltra nel suolo, in parte ancora va ad accumularsi nei piccoli invasi e/o depressioni presenti nel sito, sia di tipo naturale che artificiale. La parte rimanente detta pioggia efficace, va a costituire il deflusso superficiale che scorrerà verso la rete di collegamento secondo le linee di massima pendenza del terreno e/o delle opere artificiali atte allo scolo.

L'elaborazione dei dati dedotti dagli Annali idrologici, ipotizzando un tempo di ritorno di 30 anni, consente di ricavare la relazione dell'altezza delle precipitazioni con la loro durata in cui il fattore “a” risulta essere 48.27 mm ore e il fattore “n” pari a 0.3086 per eventi >1 ora. Pertanto i dati del sito studiato possono essere come di seguito riassunti:



Tabella 15 Dati pluviometrici per il calcolo del volume di pioggia

Area lotto [m ²]	34.024
Tr	30
a [mm/h]	46,40
n	0,31
d [ore]	2

Una volta definiti i dati di pioggia, per ottenere il valore di calcolo dimensionale, vanno definiti i coefficienti di deflusso dell'area, prima e dopo la trasformazione; dove il coefficiente di deflusso è il rapporto tra la quantità di piogge destinata a dilavamento superficiale rispetto alle precipitazioni pluviometriche totali e dipende da diversi fattori quali il tipo di terreno, il grado di saturazione dello stesso, il tipo di vegetazione, la pendenza, ecc. Sono diversi e differenti i metodi per la determinazione di tale coefficiente, in questo caso, si è fatto riferimento ai valori delle Linee guida della Regione Marche, di seguito riportati, nei quali vengono definiti i valori per ogni tipo specifico di suolo considerato:

Tabella 16 Coefficienti di deflusso

TIPO DI SUPERFICIE	ϕ
Superficie permeabili (arie agricole, aree verdi, boschi e/o assimilabili)	0.1-0.4
Superficie semi-permeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato, ecc.)	0.5-0.7
Superficie impermeabili (tetti, strade, piazzali, ecc.)	0.8-1.0

L'area di progetto, nelle condizioni attuali, come riportato nell'Allegato 1, risulta costituita per la quasi totalità della sua estensione da una superficie agricola digradante alla quale è stato attribuito, considerando la pendenza del sito a luoghi piuttosto elevata, un coefficiente di deflusso pari a 0.3, e da superfici coperte (fabbricati), asfaltate e/o impermeabilizzate in genere, alle quali è stato assegnato un coefficiente di deflusso pari a 0.85. Pertanto il coefficiente complessivo di deflusso ante operam determinato dalla media pesata dei vari coefficienti utilizzati per l'intera area di progetto, risulta essere pari a 0,40.

Mentre dopo la trasformazione il sito risulterà caratterizzato da un valore del coefficiente di deflusso pari a 0.672, derivante dalla media pesata dei vari coefficienti di deflusso utilizzati, pari a 0.95 (in via cautelativa) per superfici cementate e/o asfaltate, a 0.5 per l'area destinata a piazzali semipermeabili, aree ciottolate situate a



ridosso degli impianti e macchinari, ed infine pari a 0,2 per le aree a verde. Per le aree che non contribuiscono alla formazione di deflusso superficiale viene considerato un coefficiente di deflusso pari a 0. La rappresentazioni di tali superfici viene riportata in Allegato 2.

Tabella 17 Calcolo del coefficiente di deflusso medio post operam

Tipologia di superficie	A [m²]	Coeff.deflusso
Piazzali, strade e coperture	20.700	0,95
Materiale drenante	2.120	0,50
Aree a verde	10.737	0,20
Non contribuente	467	0,00
Area di progetto	34.024	0,672

Una volta definiti i coefficienti di deflusso medi per l'area in esame, prima e dopo la trasformazione, possono essere calcolati i volumi di invaso, ante e post operam; ne deriva:

Tabella 18 Volumi di invaso ante-operam

CONDIZIONI ANTE OPERAM	
Area di progetto [m ²]	34.024
Coefficiente di deflusso	0,398
Altezza di pioggia [mm]	57,48
Volume di pioggia [m ³]	1.955,62
Volume effluente [m ³]	778,98

Tabella 19 Volumi di invaso post-operam

CONDIZIONI POST OPERAM	
Area di progetto [m ²]	34.024
Coefficiente di deflusso	0,672
Altezza di pioggia [mm]	57,48
Volume di pioggia [m ³]	1.955,62
Volume effluente [m ³]	1.314,65

Ne consegue che il volume massimo effluente attualmente dal sito oggetto di studio per una durata di piogge di 2 ore (tp) con un tempo di ritorno di 30 anni, risulta essere pari a 778,98 m³, che può essere tradotto in una portata massima fluente, nell'intervallo di tempo di progetto (2 ore, 7200 sec) di $Qu = 0.108 \text{ m}^3/\text{s}$ (108,19 l/sec), equivalente ad un coefficiente udometrico di 31,80 l/sec/ha.



Tabella 20 Coefficiente udometrico in condizioni ante-operam

CONDIZIONI ANTE OPERAM	
Q massima fluente [m ³ /s]	0,108
Q massima fluente [l/s]	108,19
Coefficiente udometrico [l/s/ha]	31,80

Dato che la portata massima imposta in uscita (allo scarico), prevista dalla normativa regionale nella configurazione di progetto, non può essere superiore a quella desumibile dal coefficiente udometrico di 20 litri al secondo per ettaro in riferimento ad elaborazioni di pioggia per $T_r=30$ anni, allora si avrà una portata ammissibile per l'area in oggetto:

Tabella 21 Portata massima ammissibile

Coefficiente udometrico [l/s/ha]	20
Q max ammissibile [l/s]	68,05
Q max ammissibile [m ³ /s]	0,068

Tale portata massima rappresenta la portata massima che può defluire verso l'impluvio naturale, da adoperare per il dimensionamento degli scarichi. Valore questo che diverrà migliorativo anche rispetto alla situazione attuale e, quindi, si potrà ottenere un risultato ancora più cautelativo rispetto alla invarianza idraulica pura, passando da un valore di scarico attuale, per l'area in questione, di 31,8 litri/sec/ha ad un valore di scarico dopo la trasformazione urbanistica di soli 20,00 litri/sec/ha, con indubbi vantaggi per il carico idraulico gravante sul corpo idrico ricevente.

Pertanto in questo caso il volume da laminare non potrà scaturire dalla semplice differenza tra il volume effluente post operam e quello ante operam, ma la quantità idrica di compenso necessario al fine di mantenere l'invarianza idraulica dopo la trasformazione del suolo, ossia il volume da laminare, dovrà essere calcolato come la differenza tra il volume effluente in tp (2 ore) di progetto (dopo la trasformazione) pari a $V_e = 1.314,65$ m³ e il volume scaricato nel ricettore in un tempo pari a tp (2 ore), considerando la portata massima defluente calcolata precedentemente (uguale a 0.068 m³/sec), pari a $V_u = 489,95$ m³, considerando l'area di 3.4024 ha. In tal modo si ottiene un volume da laminare di 824,7 m³.

Quindi, in sintesi, per la trasformazione dell'uso del suolo prevista per l'area progetto in questione, tenendo conto che la stessa risulta classificabile come intervento di significativa impermeabilizzazione potenziale, i valori di progetto da utilizzare per



l’ottenimento dell’inviananza idraulica, che in questo caso risulta essere anche migliorativa rispetto alla situazione ante operam, dopo la trasformazione, possono essere riassunti in:

Tabella 22 Valori di progetto per inviananza idraulica

Volume da laminare [m ³]	824,7
Q max per dimensionamento scarico [m ³ /s]	0,068
Q max per dimensionamento scarico [l/s]	68,05

Ovviamente per la scelta della tipologia dei sistemi di laminazione, potranno essere valutate differenti soluzioni da adottare, magari associate ad una o più combinazioni di tipologie, in quanto esistono molti dispositivi differenti che possono essere impiegati su un sito specifico per garantire una capacità di laminazione sostenibile, quali ad esempio (da linee guida Autorità di Bacino Regione Marche):

- a) Vasca in c.a. o altro materiale “rigido” posta a monte del punto di scarico, sia aperta che coperta (sia in serie, sia in parallelo; in quest’ultimo caso è richiesto uno studio idraulico);
- b) Invaso in terra posto a monte del punto di scarico (sia in serie, sia in parallelo; in quest’ultimo caso è richiesto uno studio idraulico);
- c) Depressione in area verde o in piazzale posta a monte del punto di scarico;
- d) Dimensionamento con “strozzatura” delle caditoie in modo da consentire un invaso su strade e piazzali (*);
- e) Dimensionamento con “strozzatura” delle grondaie e tetti piatti con opportuno bordo di invaso in modo da consentire un invaso sulle coperture (*,#);
- f) Sovradimensionamento delle fognature interne al lotto (1 mc. di tubo canale = 08 mc di invaso);
- g) Mantenimento di aree allagabili (es: verde, piazzali) con “strozzatura” adeguata degli scarichi (*);
- h) Scarico in acque costiere o comunque che non subiscono effetti idraulici dagli apporti meteorici;
- i) Scarico in vasche adibite ad altri scopi (sedimentazione, depurazione ecc...) purché il volume di invaso si aggiunga al volume previsto per altri scopi, e purché siano comunque rispettati i vincoli e i limiti allo scarico per motivi di qualità delle acque;
- j) Scarico a dispersione in terreni agricoli senza afflusso diretto alle reti di drenaggio sia superficiale, sia tubolare sotterraneo.



NOTE:

(*) richiesto un calcolo di dimensionamento idraulico degli scarichi

(#) i volumi così realizzati servono solo per la quota di impermeabilizzazione imputabile alle coperture, mentre quelli che servono per strade, piazzali ecc., devono essere realizzati a parte.

Ciascun sito, avendo caratteristiche uniche e diverse, condiziona la scelta dei dispositivi da adottare per garantire l'invarianza idraulica dell'area; non tutte le tecniche pertanto possono sempre essere impiegate ed è importante che la scelta venga fatta tenendo in considerazione le peculiarità del sito in studio, ovvero:

- - Caratteristiche d'uso del suolo;
- - Caratteristiche del terreno;
- - Caratteristiche qualitative e quantitative richieste;
- - Caratteristiche estetiche ed ecologiche richieste.

Nel caso specifico, tenendo conto del progetto di trasformazione dell'area di progetto e la presenza di un'ampia zona sub-pianeggiante di proprietà Asite (Foglio 111, p.la 34 comune di Fermo) a valle del futuro impianti, in adiacenza del fosso Catalini, caratterizzata da una sufficiente permeabilità dei terreni superficiali, unitamente all'assenza nell'area di zone umide e/o sature e quindi data la buona propensione del sito a favorire l'infiltrazione efficace delle acque pluviali, si ritiene perseguitibile l'utilizzo di soluzioni di laminazione legate alla dispersione idrica nel sottosuolo (zone topografiche depresse, esecuzione di canali allargati permeabili, utilizzo di vasche interrate permeabili, dispersione su campo agricolo), anche perché nel caso specifico, non vi è rischio di contaminazione della locale falda acquifera, in quanto la struttura in progetto, nelle aree “sensibili”, sarà dotata di un impianto di prima pioggia.

Quindi, per il progetto in questione, dato il volume da laminare, si realizzerà, come sistema di laminazione, quello previsto nelle linee guida regionali al punto “b” (invaso in terra posto a monte del punto di scarico), creando una zona topografica depressa ubicata a valle dell'impianto in progetto nelle adiacenze del fosso Catalini, la quale dovrà laminare una quantità di piogge massima ipotizzabile per il sito in questione, scaturita dal calcolo precedente di 824,7 m³, delle quali una parte si infiltreranno nel sottosuolo ed una parte verranno inviate al punto di scarico esistente al fosso Catalini, con una portata di 68,05 litri/sec, mantenendo in questo modo invariati, rispetto alla



situazione attuale, i recapiti idrici delle acque pluviali.

5.2. DIMENSIONAMENTO DELL'INVASO DI LAMINAZIONE

Il volume di laminazione calcolato in precedenza, pari a 824,7 m³, verrà inviato a valle dell'area progetto, in una zona sub-pianeggiante ritenuta idonea allo scopo ed appartenente sempre ad Asite (Foglio 111, p.la 34 comune di Fermo).

In questa zona verrà realizzato un piccolo invaso in terra “a fossa”, quindi privo di argini di tenuta idrica, avente delle dimensioni planimetriche alla sezione media di 49 x 9 m all'interno del quale verrà invasata temporaneamente in caso di piogge intense un'altezza idrica di 1,90 m, per un volume totale ipotizzato a fini cautelativi di circa 840 m³.

In dettaglio, dal punto di vista dimensionale, valutando che la superficie dell'invaso è costituita da terreno inerbito su un substrato geologico costituito da limi, argilla e sabbia (oltre colluviale), si considera una permeabilità di tipo verticale di 5×10^{-5} m/s. Si ottiene un volume di assorbimento idrico, considerando un tempo di permanenza delle acque nella depressione di almeno 2 ore, pari a:

$$0,00005 \text{ m/s} \times 7.200 \text{ s} \times 442,1 \text{ mq} = 159,2 \text{ m}^3$$

Ne consegue un volume residuo da inviare alle reti di recapito idrico locale pari a 665,5 m³, riducendo quindi ulteriormente, rispetto alla situazione attuale, la quantità idrica scaricata sul corpo idrico superficiale (Fosso Catalini), con indubbi vantaggi idraulici ed ambientali.

L'invaso sarà privo di opere ingegneristiche complesse; si prevede infatti la realizzazione di:

- Sponde ricavate mediante la modellazione del terreno autoctono, in modo da ricavare il volume di raccolta di progetto, con un angolo di declivio di 30° rispetto all'orizzontale.
- Protezione delle sponde con rivestimenti antierosivi costituiti da una geostuoia grimpante (GMA) in prolipropilene accoppiata ad una geogliglia tessuta (GGR) in poliestere ad alto modulo; in tal modo, grazie all'attaccamento vegetale, potranno evitarsi fenomeni di erosione delle sponde, garantendo la stabilità e durabilità dell'opera nel tempo.
- Piccoli arginelli perimetrali in terra, aventi lo scopo di impedire l'ingresso nell'invaso di acque dilavanti, magari fangose, provenienti dalle aree



circostanti a monte.

- Un sistema di scarico del bacino di laminazione costituito da:
 - un pozetto disperdente in calcestruzzo, di forma circolare e dal diametro di 1.000 mm, il quale presenta lungo tutta la circonferenza del rialzo una serie di fessurazioni che permettono un'efficace azione di smaltimento delle acque dell'invaso;
 - una tubazione in PVC, del diametro commerciale di 200 mm, in grado di smaltire la portata da garantire per lo scarico nel corpo idrico superficiale e tale da poter evitare otturamenti della condotta; inoltre la tubazione, preliminarmente allo scarico finale, sarà dotato di una opportuna strozzatura in grado di garantire l'effettiva portata di progetto all'uscita;
 - un canale emergenziale di sfioro che, nel caso di eventi metereologici eccezionali, può garantire il corretto convogliamento delle acque, consentendo di gestire eventuali criticità che si potrebbero verificare in occasione di eventi meteorici che determinino volumi maggiori di quello di progetto e di ricondurre la portata in esubero nell'alveo del fosso Catalini.

In Allegato 3 si riporta la planimetria di individuazione del sistema di invarianza idraulica.

Per i particolari costruttivi dell'invaso di laminazione si rimanda inoltre alla relazione “3.1.5-23008-OW-C-31-RT-010-CG0-0-RELAZIONE OPERE CIVILI INVARIANZA IDRAULICA” e all'elaborato grafico “3.2.5-23008-OW-C-32-DB-006-CG0-0-ELABORATI GRAFICI OPERE CIVILI INVARIANZA IDRAULICA”.

5.3. VERIFICA DEL SISTEMA DI SCARICO E ALLONTANAMENTO DELLE ACQUE METEORICHE PER L'INVARIANZA IDRAULICA

Al fine di verificare che la portata scaricata dalla rete di regimazione dell'impianto, nelle condizioni di dimensionamento dell'invarianza idraulica ($Tr= 30$ anni e $tp= 2$ ore), non causi criticità nel sistema, si è effettuata un'ulteriore simulazione della rete utilizzando una pioggia di progetto corrispondente a un tempo di ritorno di 30 anni e per una durata dell'evento di 2 ore.

E' stato dunque costruito, in analogia a quanto già elaborato nel precedente paragrafo 3.3, lo ietogramma di pioggia corrispondente al tempo di ritorno di 30 anni e



durata di pioggia di 2 ore. Per ogni intervallo individuato, è stata pertanto determinata l'altezza cumulata di pioggia mediante le seguenti relazioni:

- Tratto ascendente prima del picco:

$$\circ \quad h(t) = a \cdot r \cdot \left[\left(\frac{t_r}{r} \right)^n - \left(\frac{t_r-t}{r} \right)^n \right] \text{ valida per } t \leq t_r$$

- Tratto descendente dopo del picco:

$$\circ \quad h(t) = a \cdot \left[r \cdot \left(\frac{t_r}{r} \right)^{n'} + (1-r) \left(\frac{t-t_r}{1-r} \right)^{n'} \right] \text{ valida per } t > t_r$$

dove a ed n sono i parametri ricavati dalla CPP con T_R 30.

Riepilogando, sono stati elaborati i seguenti ietogrammi Chicago:

Tabella 23 Dati adoperati per l'elaborazione dello ietogramma Chicago per l'impianto

Durata dell'evento meteorico	Tp	2	h
Coefficiente di picco di pioggia	r	0,333	-
Tempo di picco di pioggia	Tr	0,417	h
		25	min
Intervallo di tempo di calcolo	Δt	0,0833	h
		5	min
Legge di pioggia	a	57,48	T_R 30 anni
	n	0,227	

Tabella 24 Elaborazione dello ietogramma Chicago per Tempo di Ritorno 30 anni

Prima del picco	t		h	h cumulata	h(t)	i(t)
	min	ore	[mm]	[mm]	[mm]	[mm/h]
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.08	32.70	0.69	0.69	0.69	8.31
10	0.17	38.27	1.53	0.84	0.84	10.11
15	0.25	41.96	2.63	1.10	1.10	13.17
20	0.33	44.79	4.29	1.66	1.66	19.89
25	0.42	47.12	14.01	9.73	9.73	116.71
30	0.50	49.11	41.31	27.30	27.30	327.55
35	0.58	50.86	45.96	4.65	4.65	55.81
40	0.67	52.42	49.04	3.08	3.08	36.96
45	0.75	53.84	51.41	2.36	2.36	28.36
50	0.83	55.15	53.35	1.94	1.94	23.31
55	0.92	56.35	55.01	1.66	1.66	19.94
60	1.00	57.48	56.47	1.46	1.46	17.52
65	1.08	58.53	57.78	1.31	1.31	15.68
70	1.17	59.52	58.96	1.19	1.19	14.23

MANDATORIA	MANDANTE	PROGETTISTA INDICATO	RELAZIONE IDRAULICA
EdilAlta	Anaergia Fueling a Sustainable World	OWAC ENGINEERING COMPANY	REV. 01



	75	1.25	60.46	60.05	1.09	13.06
	80	1.33	61.36	61.06	1.01	12.08
	85	1.42	62.21	62.00	0.94	11.26
	90	1.50	63.02	62.88	0.88	10.56
	95	1.58	63.80	63.70	0.83	9.95
	100	1.67	64.54	64.49	0.78	9.41
	105	1.75	65.26	65.23	0.74	8.94
	110	1.83	65.96	65.94	0.71	8.52
	115	1.92	66.62	66.62	0.68	8.14
	120	2.00	67.27	67.27	0.65	7.80
Verifica pioggia totale					67.27	

Ietogramma Chicago - Tr=30 anni, d=2 ore

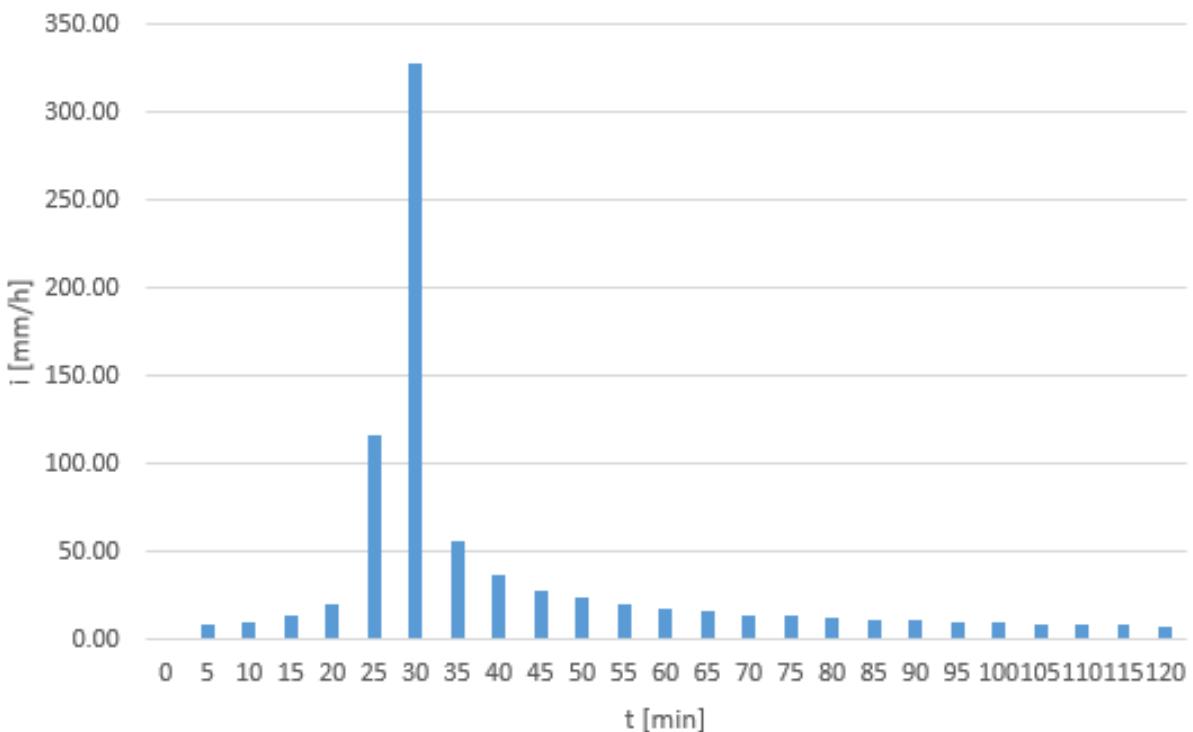


Figura 22 Ietogramma di pioggia: durata 2 h e tempo di ritorno 30 anni

Partendo da tali dati di pioggia, dunque, è stata effettuata la verifica della rete di collettamento delle acque meteoriche dell'impianto, già dimensionata per Tr= 10 anni, attraverso una nuova simulazione del software Storm and Sanitary Analysis, riscontrando una accettabile compatibilità idraulica della rete anche per tempi di ritorno maggiori rispetto a quello adoperato in fase di dimensionamento. Più in dettaglio seppure alcuni tratti della rete di regimazione dei piazzali e delle coperture risultino sovraccaricati, durante la simulazione, a seguito dei maggiori volumi idrici



circolanti, tuttavia tale fase di sovraccarico della rete dell'impianto si verifica per brevi intervalli di tempo (sempre inferiori ai 6 minuti) e inoltre la conformazione topografica dell'impianto stesso consentirà che tali eccedenze idriche non defluiscano immediatamente verso l'esterno dell'impianto, ma restino all'interno del sito e pertanto saranno comunque intercettati dalla rete di smaltimento.

Inoltre, con riferimento alla condotta di allontanamento verso il bacino di laminazione, la stessa è risultata comunque adeguata anche alla regimazione dei volumi idrici corrispondenti ad una pioggia con $Tr = 30$ anni e $tp = 2$ ore, come evidenziato dai dati riportati nella seguente tabella:

Tabella 25 Tabulati di calcolo tratto di scarico della rete delle meteoriche

Pz iniziale	Pz finale	Lunghezza	Quota iniziale	Quota finale	Pendenza	DN interno	DN esterno	Q di picco	Velocità max	Grado di riempimento
		(m)	(m)	(m)	(%)	(mm)	(mm)	(l/s)	(m/s)	(%)
MP2_20	MP2_21	20,84	171,89	167,80	19,63	593,20	630,00	1108,45	7,39	53%
MP2_21	MP2_22	12,70	167,36	164,28	24,25	593,20	630,00	1108,51	7,24	54%
MP2_22	MP2_23	56,80	162,00	150,86	19,61	593,20	630,00	1107,79	8,40	48%
MP2_23	MP2_24	49,15	149,88	144,02	11,92	593,20	630,00	1107,18	6,79	57%
MP2_24	MP2_25	40,50	143,42	136,63	16,77	593,20	630,00	1107,03	7,64	52%
MP2_25	MP2_26	95,40	135,96	121,81	14,83	593,20	630,00	1105,42	7,79	51%
MP2_26	MP2_27	43,60	120,83	113,10	17,73	593,20	630,00	1105,32	7,87	51%
MP2_27	MP2_28	16,76	112,79	109,51	19,57	593,20	630,00	1105,38	7,05	55%
MP2_28	MP2_29	23,54	109,24	105,74	14,87	593,20	630,00	1111,25	6,61	72%
MP2_29	MP2_30	21,57	105,56	103,84	7,97	593,20	630,00	1092,73	4,88	97%
MP2_30	MP2_31	22,66	103,66	102,53	4,99	593,20	630,00	1092,79	4,39	85%
MP2_31	MP2_32	77,38	101,27	96,63	6,00	951,00	1000,00	1092,08	5,33	33%
MP2_32	out	32,16	96,37	95,72	2,02	951,00	1000,00	1092,84	3,22	48%

Infine, attraverso i dati estrapolati dalla simulazione effettuata, è stato possibile anche elaborare l'idrogramma di piena corrispondente alla pioggia considerata, in modo da poterlo correlare con l'idrogramma in uscita dal bacino di laminazione e, in definitiva, poter confrontare il volume assegnato al bacino stesso, secondo le indicazioni normative per garantire l'invaria idraulica del sito, con il volume determinato per differenze dei due idrogrammi di piena.

L'idrogramma uscente dalla rete di regimazione idraulica dell'impianto, relativo ad un $Tr = 30$ anni e $d=2$ ore, che rappresenta dunque l'idrogramma in ingresso al bacino di laminazione, è mostrato in figura 23, mentre i singoli valori di portata, con un passo temporale di 5 minuti, vengono riportati nella sottostante tabella 26.

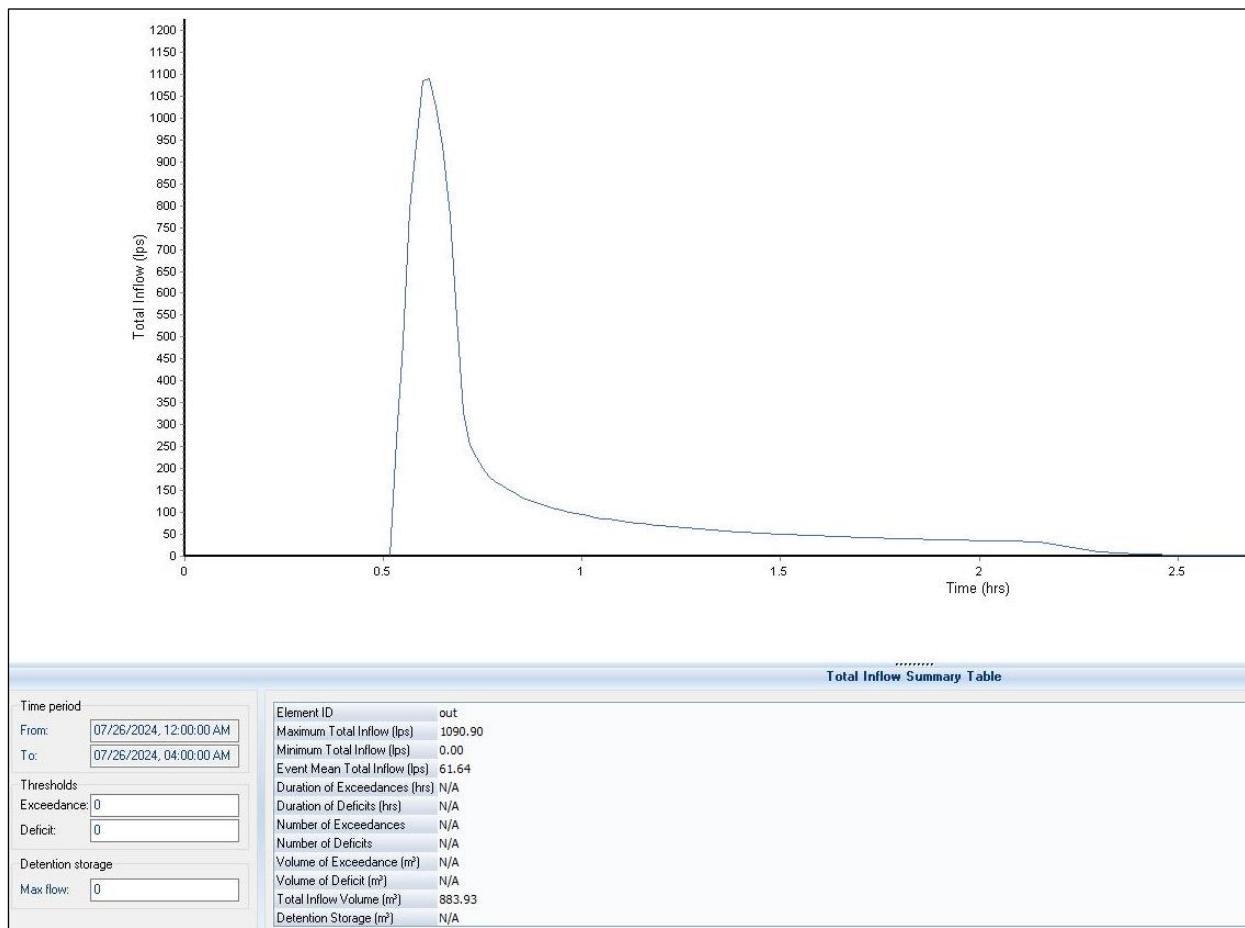


Figura 23 Idrogramma di piena Storm and Sanitary Analisys

L'andamento dell'idrogramma uscente dal bacino di laminazione viene invece ricavato sulla base della portata ammissibile allo scarico e pari a 68,05 l/s, come ricavato in precedenza. Per costruzione, il volume che consente di garantire l'invarianza idraulica del sito risulta pari all'area compresa tra l'idrogramma in arrivo alla sezione di chiusura considerata e l'idrogramma uscente; tale volume, poi, durante la fase di esaurimento dell'evento meteorico e, dunque, dei corrispondenti volumi idrici in arrivo all'invaso, corrisponde anche al volume ricavato, nella parte destra degli idrogrammi, per differenza tra l'idrogramma uscente e quello entrante, come rappresentato nella seguente figura 24 e come è possibile evincere dalla sintesi dei calcoli effettuati e riportati nella tabella 26.

Il volume ricavato è pari a circa 542 m³, valore del tutto analogo a quello determinato secondo quanto previsto dalla normativa regionale in vigore, valore quest'ultimo in ogni caso cautelativo, in quanto maggiore sia per l'utilizzo della formula razionale (e non dell'idrogramma effettivo di piena) che per l'aver considerato la superficie totale del sito e non solamente le porzioni dello stesso sottoposte ad effettiva trasformazione di



permeabilità.

Dalle elaborazioni svolte, infine, è possibile evincere anche che il volume idrico laminato all'interno dell'invaso di invarianza idraulica può essere scaricato dopo poco più di 4 ore (circa 248 minuti) dall'inizio dell'evento meteorico considerato.

Tabella 26 Costruzione degli idrogrammi di piena entrante e uscente e determinazione del volume di laminazione dell'invaso

Tempo (min)	Q entrante (l/min)	Q uscente (l/min)	Volume cumulato (m³)
0,0	0,0	0,0	0,0
5,0	0,0	0,0	0,0
10,0	0,0	0,0	0,0
15,0	0,0	0,0	0,0
20,0	0,0	0,0	0,0
25,0	0,0	0,0	0,0
30,0	0,0	0,0	0,0
32,0	15884,2	4083,0	5,9
35,0	56398,1	4083,0	106,4
40,0	46578,7	4083,0	385,6
45,0	11980,5	4083,0	475,6
50,0	8556,7	4083,0	505,0
55,0	6785,0	4083,0	522,4
60,0	5681,4	4083,0	532,8
65,0	4914,0	4083,0	538,7
70,0	4347,6	4083,0	541,4
73,0	4075,4	4083,0	541,7
75,0	3911,3	4083,0	541,6
80,0	3561,0	4083,0	539,8
85,0	3272,7	4083,0	536,5
90,0	3034,4	4083,0	531,8
95,0	2832,4	4083,0	526,0
100,0	2660,0	4083,0	519,3
105,0	2507,8	4083,0	511,8
110,0	2373,9	4083,0	503,6
115,0	2256,3	4083,0	494,8
120,0	2151,5	4083,0	485,4
125,0	2057,3	4083,0	475,5
130,0	1835,0	4083,0	465,0
135,0	993,3	4083,0	451,7
140,0	500,2	4083,0	434,9
145,0	285,5	4083,0	416,4
150,0	177,1	4083,0	397,1
155,0	115,1	4083,0	377,4
160,0	81,6	4083,0	357,5



Tempo (min)	Q entrante (l/min)	Q uscente (l/min)	Volume cumulato (m³)
165,0	61,8	4083,0	337,4
170,0	48,4	4083,0	317,2
175,0	38,5	4083,0	297,1
180,0	31,1	4083,0	276,8
185,0	25,6	4083,0	256,5
190,0	20,7	4083,0	236,2
195,0	17,2	4083,0	215,9
200,0	14,5	4083,0	195,6
205,0	12,4	4083,0	175,2
210,0	10,7	4083,0	154,9
215,0	9,2	4083,0	134,5
220,0	8,0	4083,0	114,1
225,0	7,0	4083,0	93,7
230,0	6,2	4083,0	73,4
235,0	5,4	4083,0	53,0
240,0	4,8	4083,0	32,6
245,0	0,0	4083,0	12,2
248,0	0,0	4083,0	0,0

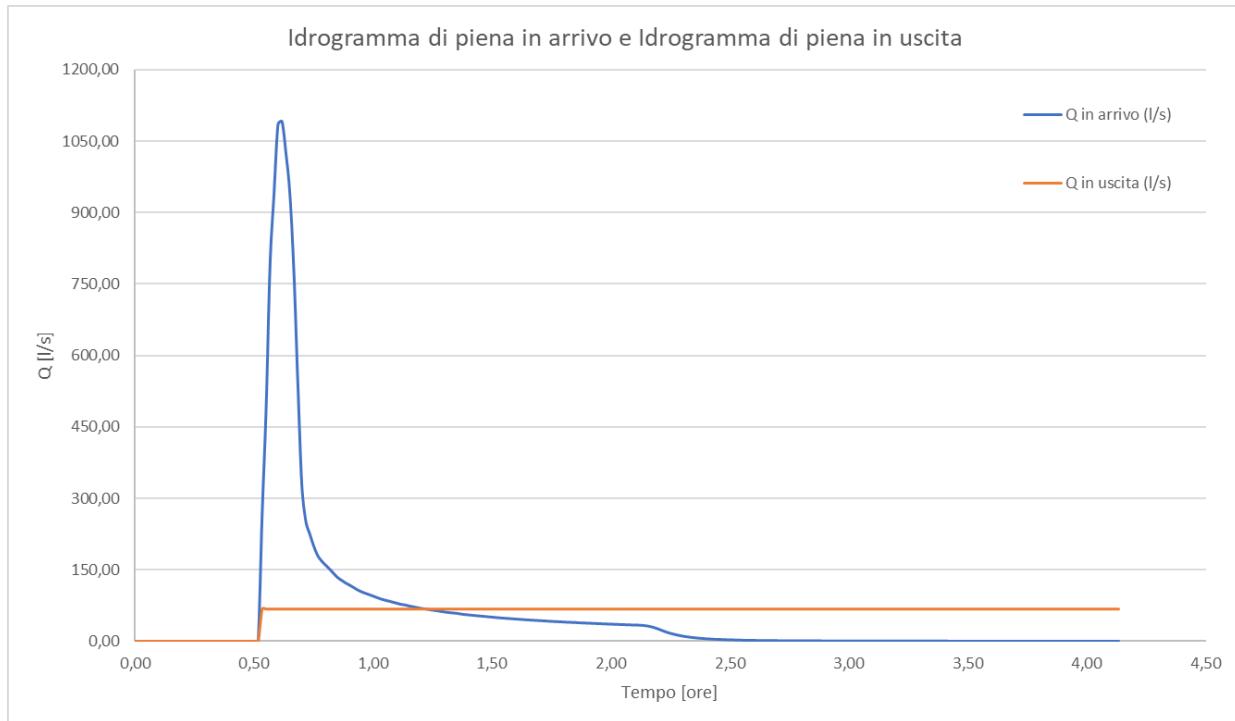


Figura 24 Idrogrammi di piena in entrata e uscita dal bacino di laminazione previsto



Città di Fermo
Settore IV e V
Lavori Pubblici, Protezione
Civile, Ambiente, Urbanistica,
Patrimonio, Contratti e Appalti

PROGETTAZIONE ESECUTIVA “IMPIANTO DI TRATTAMENTO ANAEROBICO
DELLA FRAZIONE ORGANICA DEI RIFIUTI SOLIDI URBANI PER LA
PRODUZIONE DI BIOMETANO”
CIG: 9880245C18 CUP: F62F18000070004

ALLEGATO N° 1. PLANIMETRIA INVARIANZA IDRAULICA: STATO ATTUALE

MANDATORIA



MANDANTE



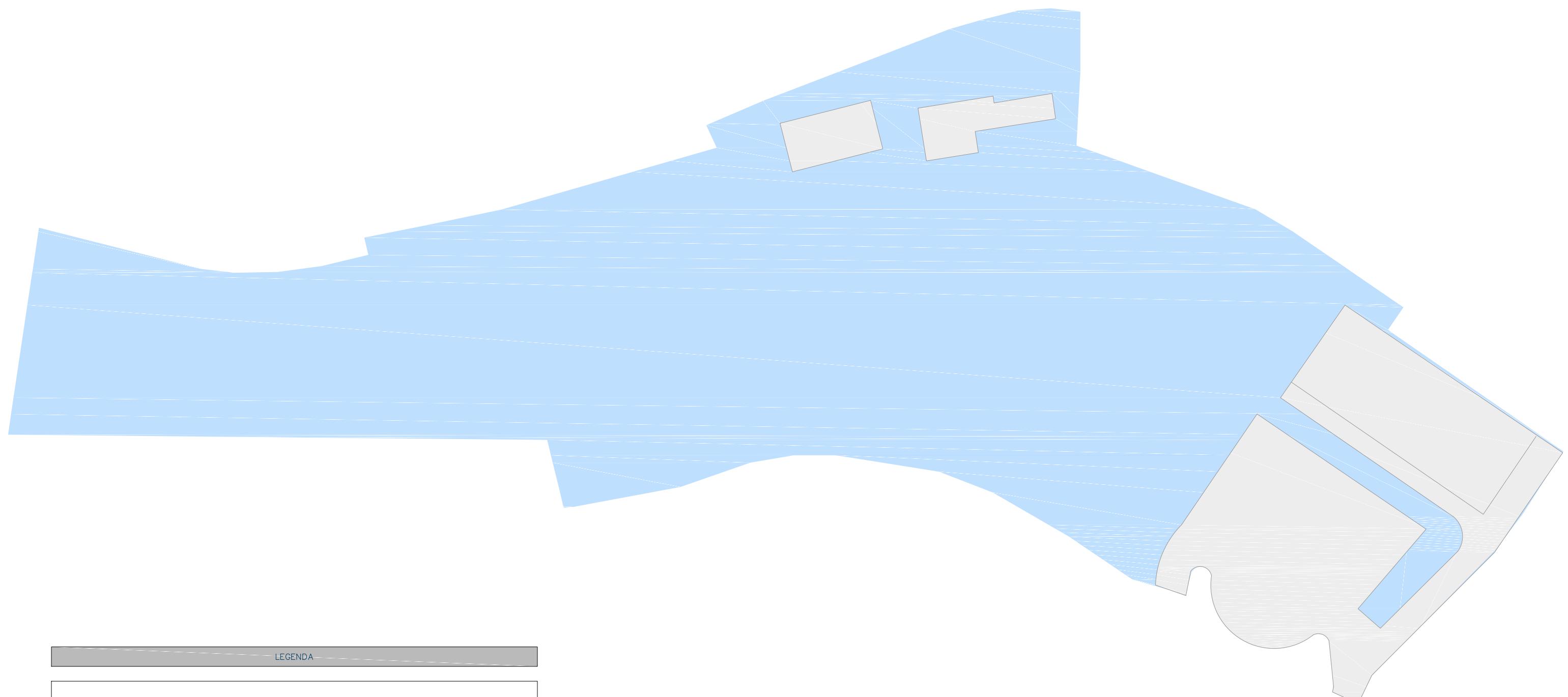
PROGETTISTA INDICATO



RELAZIONE IDRAULICA

REV. 01

Pag. 58 di 63



LEGENDA

AREA DI PROGETTO 34.024 mq



INGOMBRO SUPERFICIE PERMEABILE (VERDE) 27.941 mq



INGOMBRO SUPERFICIE IMPERMEABILE 6.083 mq



Città di Fermo
Settore IV e V
Lavori Pubblici, Protezione
Civile, Ambiente, Urbanistica,
Patrimonio, Contratti e Appalti

PROGETTAZIONE ESECUTIVA “IMPIANTO DI TRATTAMENTO ANAEROBICO
DELLA FRAZIONE ORGANICA DEI RIFIUTI SOLIDI URBANI PER LA
PRODUZIONE DI BIOMETANO”
CIG: 9880245C18 CUP: F62F18000070004

ALLEGATO N° 2. PLANIMETRIA INVARIANZA IDRAULICA: STATO DI PROGETTO

MANDATORIA



MANDANTE



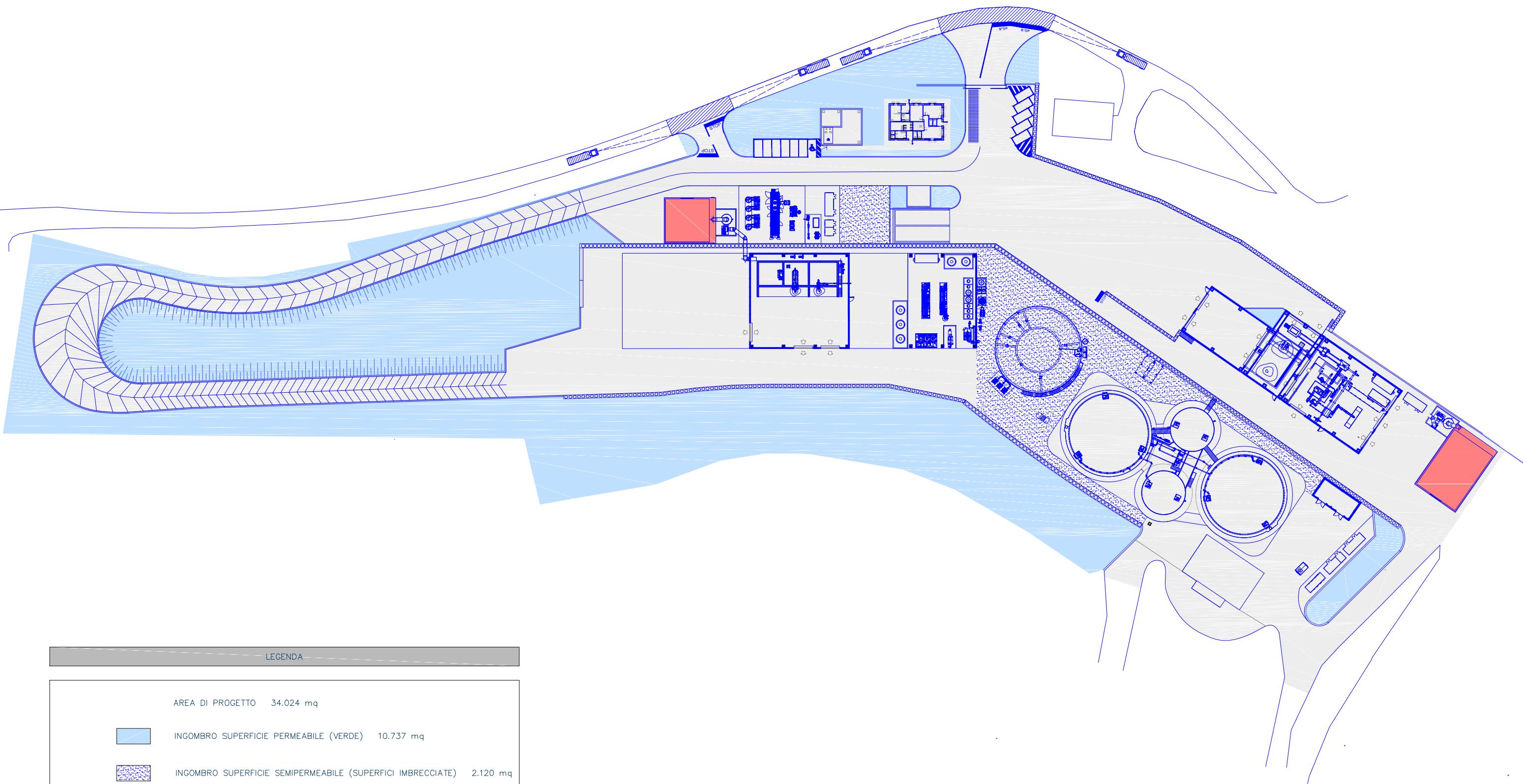
PROGETTISTA INDICATO



RELAZIONE IDRAULICA

REV. 01

Pag. 60 di 63





Città di Fermo
Settore IV e V
Lavori Pubblici, Protezione
Civile, Ambiente, Urbanistica,
Patrimonio, Contratti e Appalti

PROGETTAZIONE ESECUTIVA “IMPIANTO DI TRATTAMENTO ANAEROBICO
DELLA FRAZIONE ORGANICA DEI RIFIUTI SOLIDI URBANI PER LA
PRODUZIONE DI BIOMETANO”
CIG: 9880245C18 CUP: F62F18000070004

**ALLEGATO N° 3. PLANIMETRIA DI INDIVIDUAZIONE DEL SISTEMA DI INVARIANZA
IDRAULICA**

MANDATORIA



MANDANTE



PROGETTISTA INDICATO



RELAZIONE IDRAULICA

REV. 01

Pag. 62 di 63

PLANIMETRIA DEL SISTEMA DI LAMINAZIONE DELLE ACQUE PLUVIALI

