



Regione Emilia Romagna
Città metropolitana di Bologna
Comune di Camugnano
Comune di Castiglione dei Pepoli

PROGETTO DEFINITIVO

Nome progetto

"Eolico Camugnano"

Oggetto

Progetto per la realizzazione di un impianto eolico da 30 MW con sistema di accumulo da 8 MW e relative opere di connessione, da ubicarsi nei Comuni di Camugnano (BO) e Castiglione dei Pepoli (BO).

Titolo

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

Committente:



ENERGIA PULITA TRE S.R.L.
Via della Chimica 103
85100 Potenza (PZ)

Progettazione:



SYNERGY S.R.L.
Via Clodoveo Bonazzi, 2
40013 - Castel Maggiore (BO)

Il professionista:
Ing. Bartoli Giulio

5					
4					
3					
2					
1					
0		Emissione			
Rev.	Data	Motivo Revisione	Eseguito	Verificato	Approvato
Tipologia:		Formato:		Foglio:	
Scala:		File: SYN036.PD.RI.001		Tavola: N°	
TUTTI I DIRITTI SONO RISERVATI A NORMA DI LEGGE. Sono vietati la riproduzione e l'estrapolazione di parti senza la presenza di un'autorizzazione scritta da parte di Synergy S.r.l. ALL RIGHTS RESERVED BY LAW. Reproduction and extrapolation of parts are prohibited without the presence of a written mandate from Synergy S.r.l.					

GIULIO BARTOLI

Dott. Ingegnere

Via Orazio Quinto Flacco 22, 43123 Parma
c.f. BRTGLI81R02G337L – p.i. 02636280345
mail: giulio bartoli81@gmail.com – pec: giulio.bartoli@ingpec.eu
cell. 3402351381



Committente:

ENERGIA PULITA TRE S.R.L.

Commessa:

PROGETTO DEFINITIVO “EOLICO CAMUGNANO”

Ubicazione:

COMUNI DI CAMUGNANO (BO) E CASTIGLIONE DEI PEPOLI (BO)

Titolo:

RELAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA

Data: marzo 2024

File: 240227 eolico Camugnano

Revisione: 00

Timbro e firma:



Giulio Bartoli



1	INTRODUZIONE	3
2	RISCHIO GEOMORFOLOGICO ED IDRAULICO.....	4
2.1	PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI (P.G.R.A.) DEL BACINO DISTRETTUALE DEL FIUME PO.....	4
2.2	PIANO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI) DEL FIUME PO.....	7
3	STUDIO IDROGEOLOGICO.....	8
3.1	ANALISI DEI DATI PLUVIOMETRICI.....	8
3.2	RICOSTRUZIONE DELLE CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA.....	10
4	METODOLOGIE DI CALCOLO DELLE ELABORAZIONI IDROLOGICHE	14
4.1	DETERMINAZIONE DEI TEMPI DI CORRIVAZIONE.....	14
4.2	DETERMINAZIONE DELLE PERDITE IDROLOGICHE.....	16
4.3	CALCOLO DELLE PENDENZE MEDIE	17
5	DIMENSIONAMENTO DEGLI ATTRAVERSAMENTI.....	18
5.1	IDENTIFICAZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI A MONTE DEGLI ATTRAVERSAMENTI.....	19
5.2	CALCOLO DELLE PERDITE IDROLOGICHE	21
5.2.1	SOTTOBACINO TORRENTE VEZZANO.....	21
5.2.2	SOTTOBACINO RIO CAMPACCIO SX.....	22
5.2.3	SOTTOBACINO RIO CAMPACCIO DX	22
5.3	RISULTATI DELLE ELABORAZIONI IDROLOGICHE ED IDRAULICHE	22
5.4	VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI IN IPOTESI DI MOTO UNIFORME	23
6	IMPIANTO DI SCARICO DELLE ACQUE METEORICHE	24
6.1	CALCOLO PORTATA DI INVARIANZA.....	24
6.2	DIMENSIONAMENTO DEL VOLUME DI LAMINAZIONE.....	26
6.2.1	CALCOLO DELLA BOCCA TARATA E SEZIONE DI SCARICO	28
6.2.2	MANUFATTO DI REGOLAZIONE DI FINE RETE.....	29
6.3	VERIFICA DEI COLLETTORI FOGNARI	29
7	DIMENSIONAMENTO DELLE STAZIONI DI TRATTAMENTO	32
7.1	DIMENSIONAMENTO DELLE STAZIONI DI TRATTAMENTO.....	33
7.2	FOSSA IMHOFF	34
7.3	FILTRO BATTERICO ANAEROBICO.....	34
8	PIANO DI MANUTENZIONE.....	36



1 INTRODUZIONE

Su incarico conferito dalla Committenza, in merito alla realizzazione del parco “Eolico Camugnano”, situato nei Comuni di Camugnano (BO) e Castiglione dei Pepoli (BO), per una potenza complessiva di impianto di 30 MW sul punto di connessione alla RTN, si è proceduto alla stesura della presente relazione Idrologica e Idraulica volta all’analisi dei seguenti aspetti:

- Inquadramento idrografico dell’area di intervento;
- Analisi della normativa relativa alla zona oggetto di intervento in materia di dissesto idrogeologico e di rischio alluvioni;
- Scelta dei tempi di ritorno e ricostruzione delle Curve di Possibilità Pluviometrica (CPP);
- Analisi dei dati pluviometrici scaricati dagli annali idrologici consultabili sul portale web Arpa e per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica riferite a vari tempi di ritorno;
- Verifica idraulica della situazione ante operam;
- Dimensionamento e verifica idraulica degli attraversamenti dei Rii e Torrenti presenti;



2 RISCHIO GEOMORFOLOGICO ED IDRAULICO

2.1 PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI (P.G.R.A.) DEL BACINO DISTRETTUALE DEL FIUME PO

La cosiddetta “Direttiva Alluvioni” (direttiva europea 2007/60/EC), recepita nel diritto italiano con il D.lgs. 49/2010, prescrive che gli Stati Membri dell’Unione Europea elaborino un “Piano di gestione del rischio alluvioni” (P.G.R.A.) per ogni distretto idrografico o Unità di Gestione all’interno dei vari territori nazionali. Detto Piano dovrà contenere una diagnosi delle pericolosità e del rischio alluvione nei vari ambiti territoriali descritti, con obiettivo principale la salvaguardia della vita umana, di strutture, infrastrutture e merci con apposite misure per la riduzione del rischio. Il “Piano di Gestione del Rischio delle Alluvioni nel Distretto del Po” è stato approvato nel corso della seduta di Comitato Istituzionale del 3 marzo 2016, con deliberazione n. 2/2016.

Ai sensi di quanto disposto nell’art. 6 del D.lgs. 49/2010 gli elementi costituenti la pericolosità da alluvione sono:

- Estensione dell’inondazione (art. 6, comma 3, lettera a);
- Altezza idrica o livello (art. 6 comma 3, lettera b);
- Caratteristiche fisiche del deflusso quali velocità e portata (art. 6 comma 3, lettera c).

Tali elementi devono essere sviluppati su 3 diversi scenari, rappresentanti i 3 gradi di pericolosità:

- Alluvioni rare (TR fino a 500 anni);
- Alluvioni poco frequenti (TR 100 – 200 anni);
- Alluvioni frequenti (TR 30 – 50 anni);

Sugli aspetti sopra riportati la Direttiva 2007/60/CE prevede alcune varianti rispetto il D.lgs. 49/2010, prevedendo come aspetti costituenti la pericolosità da alluvione:

- Portata di piena (art. 6, comma 4, lettera a);



- Profondità delle acque (art. 6, comma 4, lettera b);
- Velocità del flusso o flusso d'acqua considerato (art. 6, comma 4, lettera c);

Gli scenari di piena sono invece:

- Scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi;
- Media probabilità di alluvioni ($TR \geq 100$ anni);
- Elevata probabilità di alluvioni;

In riferimento al progetto in questione, tutte le opere per la realizzazione degli impianti e le infrastrutture connesse ricadono in area a pericolosità idraulica nulla.

Le mappe del rischio tengono in considerazione la presenza di elementi potenzialmente esposti al rischio alluvione (popolazione coinvolta, strutture, infrastrutture) classificando il territorio in 4 classi di rischio:

- R4 – Rischio molto elevato, l'evento alluvionale potrebbe causare perdita di vite umane, lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici ed alle infrastrutture, danni al patrimonio culturale;
- R3 – Rischio elevato, l'evento alluvionale potrebbe causare danni all'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici, alle infrastrutture ed al patrimonio culturale;
- R2 – Rischio medio, l'evento alluvionale potrebbe causare danni minori agli edifici e alle infrastrutture;
- R1 – Rischio moderato, l'evento alluvionale potrebbe causare danni sociali ed economici marginali;

La determinazione della classe di rischio si ottiene su matrici specializzate combinando la classe di pericolosità e la classe di danno, in relazione alla destinazione d'uso del fabbricato ed alla posizione del sito di riferimento. Le classi di danno identificano, attribuendo un peso da 1 a 4 crescente a seconda dell'importanza del recettore (Figura 2-1), gli effetti potenziali che un fenomeno alluvionale potrebbe avere sul recettore stesso. Vengono perciò assegnati pesi maggiori (classe D4) alle classi residenziali, insediamenti



produttivi, insediamenti ospedalieri o impianti sportivi nei quali è presente una presenza antropica elevata o costante (Figura 2-1). Dalla mappa del rischio potenziale da alluvione del reticolo principale (RP) si riscontra come, nello stato di fatto, il sito ricade in un'area classificata da classe di rischio d'alluvione nullo.

CLASSE D4		CLASSE D3		CLASSE D2		CLASSE D1	
1111	Tessuto residenziale denso	133	Cantieri	211	Seminativi	134	Aree degradate non utilizzate e non vegetate
1112	Tessuto residenziale continuo mediamente denso	12124	Cimiteri	1411	Parchi e giardini	231	Prati permanenti in assenza di specie arboree ed arbustive
1121	Tessuto residenziale discontinuo	132	Discariche	221	Vigneti	311	Boschi di latifoglie
1122	Tessuto residenziale rado e nucleiforme	131	Cave	222	Frutteti e frutti minori	312	Boschi conifere
1123	Tessuto residenziale sparso	2113	Colture orticole	223	Oliveti	313	Boschi misti
11231	Cascine	2114	Colture floro-vivaistiche	3114	Castagneti da frutto	314	Rimboschimenti recenti
1424	Aree archeologiche	2115	Orti familiari	213	Risale	331	Spiagge, dune ed alvei ghiaiosi
12122	Impianti di servizi pubblici e privati			2313	Marcite	321	Praterie naturali d'alta quota
12111	Insediamenti industriali, artigianali, commerciali			1412	Aree verdi incolte	322 - 324	Cespuglieti
12112	Insediamenti produttivi agricoli			2241	Pioppeti	332	Accumuli detritici e affioramenti litoidi privi di vegetazione
12121	Insediamenti ospedalieri			2242	Altre legnose agrarie	333	Vegetazione rada
12123	Impianti tecnologici					411	Vegetazione delle aree umide interne e delle torbiere
1222	Reti ferroviarie e spazi accessori					3113	Formazioni ripariali
123	Aree portuali					3222	Vegetazione dei grei
12125	Aree militari obbliterate					3223	Vegetazione degli argini sopraelevati
124	Aeroporti ed eliporti					511	Alvei fluviali e corsi d'acqua artificiali
1421	Impianti sportivi					5121	Bacini idrici naturali
1423	Parchi divertimento					5123	Bacini idrici da attività estrattive interessanti la falda
1422	Campeggi e strutture turistiche e ricettive					5122	Bacini idrici artificiali
						335	Ghiacciai e nev perenni

Reti stradali	
D4	Reti primarie: autostrade, strade statali/regionali, strade provinciali
D3	Reti secondarie: strade comunali

Figura 2-1 Attribuzione della classe di danno ai diversi elementi censiti

CLASSI DI RISCHIO		CLASSI DI PERICOLOSITA'		
		P3	P2	P1
CLASSI DI DANNO	D4	R4	R4	R2
	D3	R4	R3	R2
	D2	R3	R2	R1
	D1	R1	R1	R1

Figura 2-2 Matrice di valutazione RP

Ai fini della reale classificazione della classe di rischio idraulico a seguito della costruzione delle opere di progetto si riscontra come la classe di rischio



non cambierà ad opera ultimata. La classe di danno varierà dalla classe “D2 – Aree verdi incolte” alla classe “D4 – Impianti Tecnologici” mentre la pericolosità idraulica (essendo indipendente dalla costruzione dell’opera) rimarrà nulla.

2.2 PIANO PER L’ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI) DEL FIUME PO

Il Piano per l’Assetto Idrogeologico (PAI) ha la finalità di ridurre il rischio idrogeologico entro valori compatibili con gli usi del suolo in atto, in modo da salvaguardare l’incolumità delle persone e ridurre al minimo i danni ai beni esposti. Il PAI contiene:

- La delimitazione delle fasce fluviali (Fascia A, Fascia B, Fascia B di progetto e Fascia C) dell’asta del Po e dei suoi principali affluenti;
- La delimitazione e classificazione, in base alla pericolosità, delle aree in dissesto per frana, valanga, esondazione torrentizia e conoide;
- La perimetrazione e la zonazione delle aree a rischio idrogeologico molto elevato in ambiente collinare e montano e sul reticolo idrografico principale e secondario nelle aree di pianura;
- Le norme alle quali le sopracitate aree a pericolosità di alluvioni sono assoggettate;

In riferimento al progetto in questione, per quanto riguarda la pericolosità idrologico/idraulica, tutte le opere per la realizzazione degli impianti e le infrastrutture connesse non interessano le fasce fluviali individuate nel PAI.



3 STUDIO IDROGEOLOGICO

Lo studio idrologico ha lo scopo di correlare gli eventi di pioggia alle portate di piena attraverso la trasformazione degli afflussi in deflussi.

Lo studio è stato impostato secondo il seguente schema:

1. Analisi dei dati pluviometrici – Ricostruzione delle curve di possibilità pluviometrica;
2. Scelta del tempo di ritorno (TR);
3. Valutazione delle perdite idrologiche tramite il metodo del *Curve Number (Soil Conservation Service)* degli Stati Uniti) prendendo in considerazione le caratteristiche geomorfologiche della zona di intervento;
4. Determinazione delle portate critiche;

3.1 ANALISI DEI DATI PLUVIOMETRICI

La ricostruzione della CPP è stata condotta considerando le piogge ricavate dalle serie storiche della stazione pluviometrica della Diga del Brasimone (Alto Reno) posizionata ad un'altitudine di 840 m s.l.m. I dati necessari per l'estrapolazione delle CPP sono contenuti nella Tabella III "Precipitazioni di massima intensità registrate ai pluviografi" della parte prima degli annali idrologici forniti da ARPAE, le quali contengono, per le stazioni dotate di pluviografo, i valori più elevati delle precipitazioni registrate nell'anno per 1, 3, 6, 12 e 24 ore consecutive o appartenenti o no allo stesso giorno.

NUMERO OSSERVAZIONI: 51	PIOGGE MASSIME ANNUE (mm) PER LE DURATE DI ORE (ore)				
	1	3	6	12	24
ANNO					
2022	41	43	47.4	58	92.5
2021	21	30.1	42.1	72	125.9
2020	29.6	44.4	66	85.6	116.8
2019	40.2	67.2	83	118.2	159.4
2018	21.4	30.8	54.2	65.9	100.2
2017	32.4	57.6	75.5	98	104.7
2016	20.6	53.2	77.8	100.8	123.4



2015	31.4	46.6	62.4	68.4	83.4
2014	30.6	70	87.4	113.2	161.4
2013	37.6	53.8	91.6	107	142
2012	23.6	48	66	76.2	99.6
2011	18.4	35.8	62.4	91.8	137.4
2010	35	40	52.8	88	132.8
2009	19	32.2	55.2	84.4	119.4
2008	31.6	43.2	52.8	80	123.4
2007	14.8	26.8	35.4	39.8	60.2
2006	18.8	31	50.4	69.2	81
2005	35.4	37.6	47.4	72.8	89.2
2004	49	73.4	98.8	101	101.6
2003	19.4	38.4	61.2	82.2	113
2002	42	47.6	48.2	61.8	80
2001	13.6	19.8	32.4	43.2	52.2
2000	28	55.4	72.2	137.2	146.8
1999	20.4	27.6	52.2	69.6	81
1998	25.8	41.4	56.2	61.4	73.2
1997	18.6	35.8	51.6	84.6	120.6
1996	15.8	26.4	50.8	63	83.6
1995	28.4	47.2	52.6	62	105.2
1994	32.8	61.6	65.4	67.6	101.8
1993	17.2	28	42.2	51.8	73.6
1992	29.6	50.4	50.8	65.6	79.4
1991	27.4	60.8	91	126	138.2
1990	24.6	68	118.6	166.4	195.4
1989	29.6	50.8	56	73	86.4
1988	25	33.4	42.6	67.8	97.2
1987	34.6	58.6	64.4	93.6	158.4
1986	21.4	25.8	47.4	66.2	73.8
1985	20.6	24.4	31.6	57	74.2
1984	28	50.6	60.2	61.8	62
1983	19	26.8	42	74	123
1982	28	31.6	40	71	124
1981	31.4	40	56	89.4	144
1980	68.8	116.8	133	167	168
1979	27.6	36.6	56	72	88.8
1978	15.8	38	70	82.6	103
1977	25.2	40.6	67.4	73.8	103.2
1976	29.6	40	56.8	56.8	82.8
1975	20	34	37.4	62	105.4
1974	22	33	54.4	79.4	94.2
1973	36.2	38.6	62.6	81.2	120.6
1972	32	38.4	57	80	106.2



3.2 RICOSTRUZIONE DELLE CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

Per ciascuna durata sono stati ricavati, per mezzo delle rette di distribuzione, i valori delle altezze di pioggia corrispondenti a tempi di ritorno di 5, 10, 25, 50, 100 e 200 anni, e stimati i parametri delle curve di possibilità pluviometrica espresse mediante la relazione:

$$h_d(d, T) = a(T) \cdot d^{n(T)}$$

In particolare, per le analisi statistiche sono stati estrapolati i massimi annuali fino all'anno 1972 per un totale di 51 osservazioni per durata. L'estrapolazione delle CPP si effettua attraverso un'indagine statistica individuando la distribuzione di probabilità che meglio si adatta all'interpretazione della variabile casuale "altezza di pioggia massima annuale di assegnata durata". A questo punto si è assunto che le popolazioni da cui si possono considerare estratti i campioni di dati osservati siano distribuite secondo la legge di *Gumbel* (distribuzione asintotica del massimo valore).

$$P(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}}$$

Calcolando la frequenza cumulata F con la formula di *Weibull* (dove i rappresenta il numero di valori minori a quello considerato, coincidente con la posizione di ciascuna osservazione nel vettore ordinato in senso crescente ed N è la numerosità del campione) $F = i/(N + 1)$ e confondendo quest'ultima con la probabilità di non superamento P , è possibile ricavare il valore della variabile ridotta y_i relativo a ciascuna osservazione h_{d_i} risultando così immediato il tracciamento dei punti sperimentali sul piano probabilistico di Gumbel ed il loro confronto con le rette di distribuzione (Figura 3-1). Dall'osservazione di Figura 3-1 **si denota la bontà della distribuzione scelta ad interpretare il campione di dati, disponendosi secondo un andamento rettilineo. La distribuzione di Gumbel è pertanto idonea a rappresentarlo.**

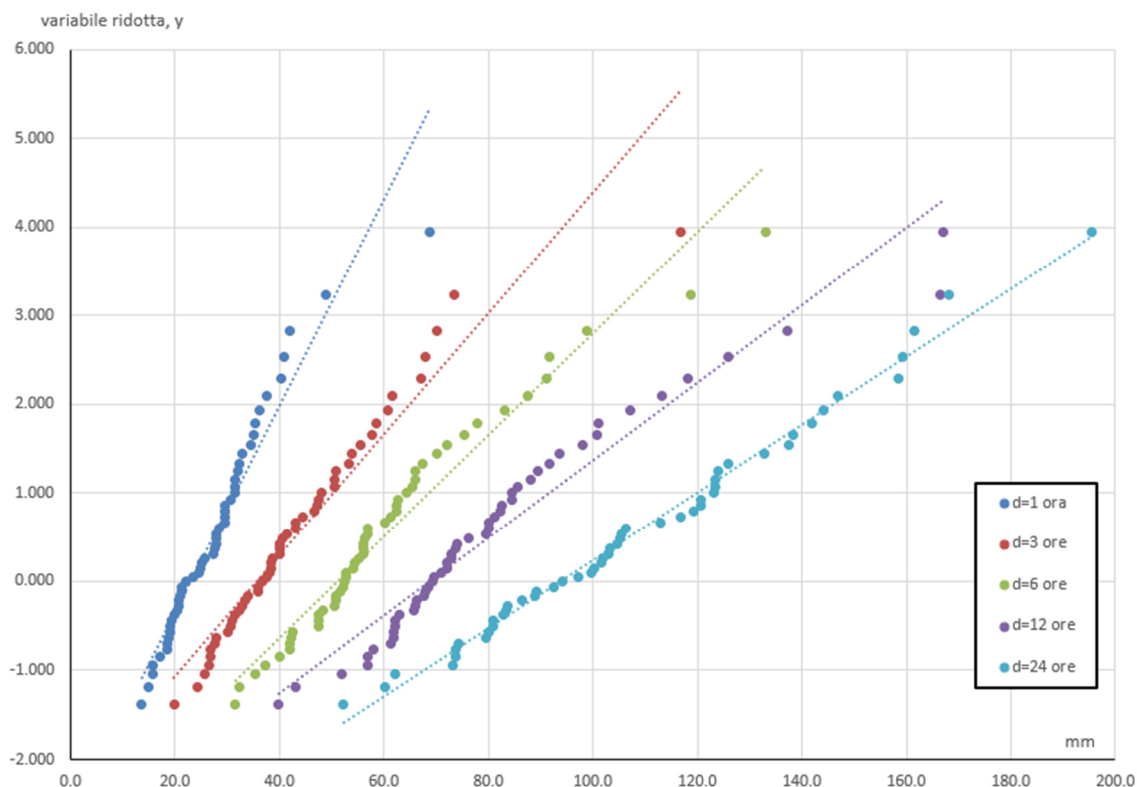


Figura 3-1 Verifica di adattamento visivo su piano di Gumbel

In riferimento alla scelta del tempo di ritorno per le elaborazioni, la vita utile del parco eolico si attesta sui 25/30 anni di attività. Si è considerato comunque che la stazione di trasformazione, la viabilità di progetto ed i relativi attraversamenti di corsi d'acqua possano essere mantenuti anche a seguito della dismissione dell'impianto, **le elaborazioni idrauliche saranno pertanto condotte utilizzando una CPP per 100 anni di TdR.**

A seguito dell'analisi statistica, la miglior espressione interpolante secondo legge di potenza, nonché espressione della CPP stessa, risulta essere:

$$h(100) = 60.153 \cdot d^{0.3945}$$

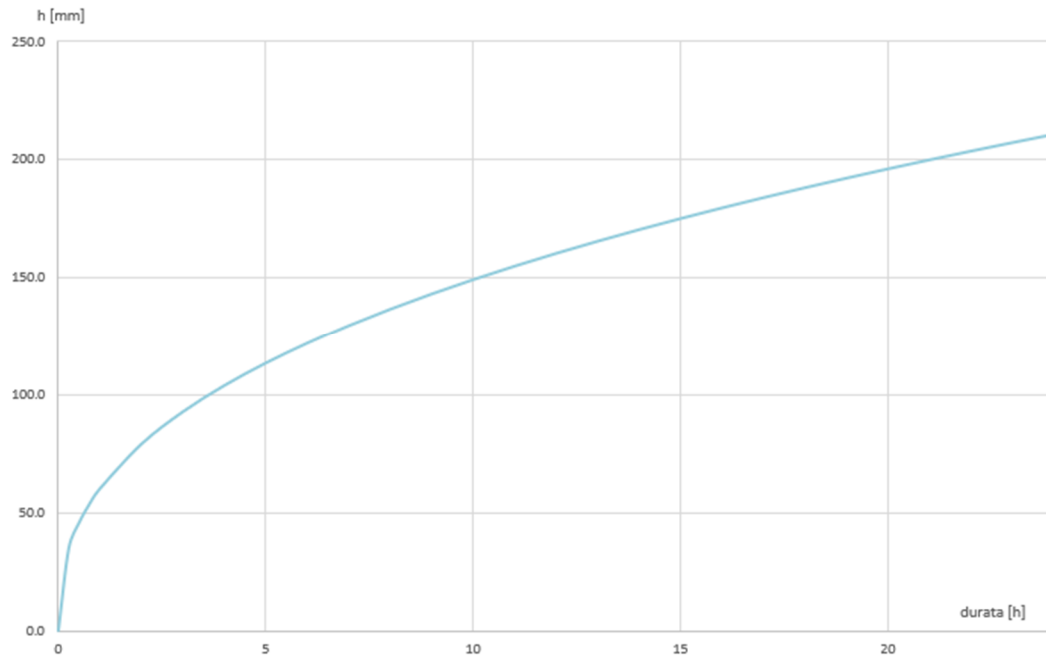


Figura 3-2 CPP ricostruita per $T=100$

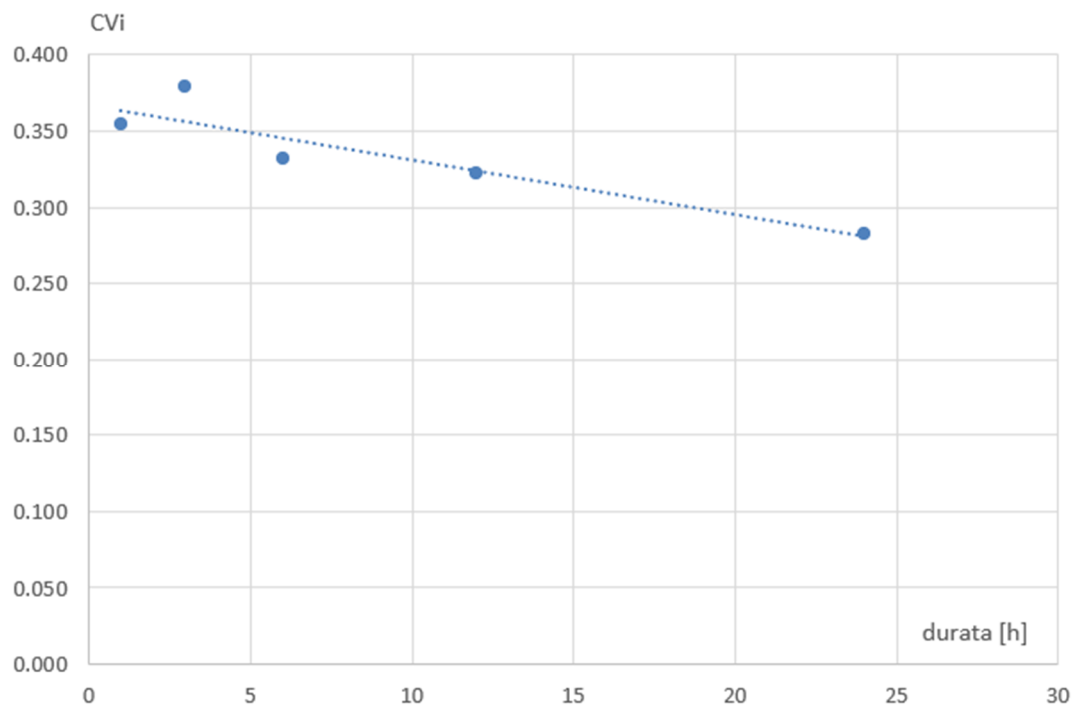


Figura 3-3 Coefficiente di Variazione in funzione della durata

Visto che il coefficiente di variazione (CV_i) calcolato dalle osservazioni per le diverse durate presenta una precisa tendenza alla diminuzione al variare

GIULIO BARTOLI

Dott. Ingegnere

Via Orazio Quinto Flacco 22, 43123 Parma

c.f. BRTGLI81R02G337L – p.i. 02636280345

mail: giulio bartoli81@gmail.com – pec: giulio.bartoli@ingpec.eu

cell. 3402351381



della durata (Figura 3-3), non si ritiene necessario ricalcolare i parametri della curva di possibilità pluviometrica con il metodo vincolato.



4 METODOLOGIE DI CALCOLO DELLE ELABORAZIONI IDROLOGICHE

La portata critica in corrispondenza degli attraversamenti (sulla sezione di chiusura dei bacini idrografici) è stata calcolata con la formula razionale nella seguente forma:

$$q_c(T) = \frac{1}{3.6} \cdot C \cdot i(t_c, T) \cdot A_{tot}$$

Dove $i(T, t_c)$ è l'intensità di pioggia ipotizzata costante per tempo di corrivazione t_c e tempo di ritorno T e C assume il significato di coefficiente di afflusso (o *runoff coefficient*) che tiene conto di tutti i fenomeni di laminazione per i quali la portata di deflusso nel corso d'acqua è inferiore a quella di pioggia. Il parametro C si determina a sua volta come:

$$C = \varphi(T) \cdot ARF$$

Cautelativamente il coefficiente di ragguaglio ARF è stato considerato pari ad 1.

4.1 DETERMINAZIONE DEI TEMPI DI CORRIVAZIONE

Il tempo di corrivazione dei sottobacini è stato calcolato tramite l'utilizzo di 5 formule empiriche:

1. Formula di Giandotti:

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A_{tot}} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{z'}}$$

Dove A_{tot} è l'area del bacino (km²), L è la lunghezza dell'asta principale (km) e z' è l'altitudine media del bacino rispetto alla sezione di chiusura (m).

2. Formula di Pasini:

$$t_c = \frac{0.108}{\sqrt{i_a}} (A_{tot} \cdot L)^{1/3}$$



Dove A_{tot} è l'area del bacino (km^2) ed i_a è la pendenza media dell'asta principale (-) calcolata in questo caso con la formula di Taylor-Schwartz sulla base dell'andamento altimetrico del corso d'acqua.

3. Formula di Tournon:

$$t_c = 0.396 \frac{L}{\sqrt{i_a}} \left(\frac{A_{tot}}{L^2} \cdot \frac{\sqrt{i_a}}{\sqrt{i_b}} \right)^{0.72}$$

Dove A_{tot} è l'area del bacino (km^2), L è la lunghezza dell'asta principale (km), i_a è la pendenza media dell'asta principale (-) e i_b è la pendenza media del bacino.

4. Formula di Ventura:

$$t_c = 0.1272 \sqrt{\frac{A_{tot}}{i_a}}$$

Dove A_{tot} è l'area del bacino (km^2) e i_a è la pendenza media dell'asta principale (-).

5. Formula di Viparelli:

$$t_c = \frac{L}{3.6 \cdot \bar{v}}$$

Dove L è la lunghezza dell'asta principale e \bar{v} :

- 1-1.3 m/s per bacini pedemontani;
- 1.5 – 2 m/s per bacini ad elevata pendenza;

Il tempo di corrivazione impiegato per i vari sottobacini è stato calcolato come media dei 5 valori ricavati dalle formule empiriche.



4.2 DETERMINAZIONE DELLE PERDITE IDROLOGICHE

Solo una parte della precipitazione si trasforma in deflusso e finisce nella rete di drenaggio concorrendo alla formazione delle portate di piena: questa parte viene chiamata precipitazione netta e lo ietogramma corrispondente ietogramma netto. La parte restante non produce deflusso a causa delle cosiddette perdite idrologiche, dovute a vari fenomeni come l'evaporazione, l'intercettazione vegetale, la formazione sulla superficie del bacino di un velo idrico, l'immagazzinamento in avvallamenti superficiali isolati che non producono deflusso, l'infiltrazione nel terreno ecc.

Il fenomeno più importante dal punto di vista quantitativo è l'infiltrazione, influenzante la dinamica temporale dell'evento di piena sulle superfici permeabili. Il modello di infiltrazione utilizzato è quello proposto dal *Soil Conservation Service* (SCS), denominato "*Curve Number*" (CN-SCS). In seguito si riportano le formule fondamentali del metodo CN-SCS:

S [mm], volume massimo immagazzinabile nel terreno a saturazione:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

IA [mm], perdite iniziali:

$$IA = k_{ia} \cdot S$$

P_n [mm], pioggia netta:

$$P_n = P - IA$$

P_e [mm], deflusso diretto:

$$P_e = \frac{P_n^2}{(P_n + S)}$$

Nelle elaborazioni, tutti i suoli vengono considerati di classe idrologica C a potenzialità di deflusso moderatamente elevata. Di fatti, essi comprendono suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali con scarsa capacità di infiltrazione e saturazione. Le condizioni precedenti la



precipitazione vengono considerate molto umide (tipo III), i valori di CN tabellati verranno pertanto corretti con la relazione:

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

4.3 CALCOLO DELLE PENDENZE MEDIE

Le pendenze medie dei corsi d'acqua sono state calcolate con il metodo "della retta di compenso" e con il metodo di *Taylor-Schwartz*, utilizzando poi il risultato più gravoso.

Secondo il primo metodo, la pendenza media dell'asta principale può essere definita come coefficiente angolare della retta di compenso tracciata sul profilo longitudinale dell'asta.

Il metodo *Taylor-Schwartz* definisce la pendenza media dell'asta come quella pendenza a cui corrisponde, in condizioni di moto uniformemente turbolento, il medesimo tempo di percorrenza dell'intera asta. Suddividendo l'asta in k tronchi ciascuno di lunghezza L_k si ottiene:

$$\bar{t}_a = \left(\frac{L}{\sum_{k=1}^K \frac{L_k}{\sqrt{t_k}}} \right)^2$$



5 DIMENSIONAMENTO DEGLI ATTRAVERSAMENTI

La realizzazione della viabilità del parco necessiterà l'attraversamento di corsi d'acqua o impluvi (Figura 5-1), attraverso il posizionamento di scatolari. In particolare, come rappresentato in Figura 5-1, si prevede l'attraversamento dei corsi d'acqua denominati "Torrente Vezzano" e "Rio Campaccio". Quest'ultimo risulta composto da due alvei distinti, i cui non confluiscano e convogliano separatamente le acque nel Torrente Vezzano. Per facilitare la comprensione, nella presente relazione i due rii omonimi saranno distinti in "Campaccio sx" e "Campaccio dx", come mostrato in Figura 5-1.



Figura 5-1 Opere di progetto ed attraversamenti su ortofoto



5.1 INDENTIFICAZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI A MONTE DEGLI ATTRAVERSAMENTI

La delimitazione dei sottobacini dei corsi d'acqua attraversati (Figura 5-1) è stata determinata tramite algoritmi presenti in ambiente *GOLDEN SOFTWARE SURFER* che, sulla base del DTM dell'area in oggetto, permettono di individuare le linee spartiacque dei bacini idrografici presenti. Considerando l'approssimazione nell'utilizzo di un DTM a risoluzione 10 m, i confini dei bacini idrografici sono stati affinati tramite l'osservazione della Carta Tecnica Regionale.

A tal ragione si sottolinea come, in riferimento alla bassa risoluzione spaziale del DTM a disposizione in rapporto all'area in oggetto, l'utilizzo di algoritmi di tipo "*Flow Direction*" o "*Flow Accumulation*" per la determinazione delle linee di deflusso e delle aree contribuenti al deflusso avrebbe portato a risultati non ottimali ed a tempi computazionali decisamente più elevati rispetto al metodo utilizzato.

Nelle figure successive vengono rappresentati i bacini idrografici determinati con il predetto algoritmo, **chiusi alla sezione dell'attraversamento**.



Figura 5-2 Bacino idrografico Rio Campaccio "dx" a monte dell'attraversamento



Figura 5-3 Bacino idrografico Rio Campaccio "sx" a monte dell'attraversamento



Figura 5-4 Bacino idrografico Torrente Vezzano a monte dell'attraversamento



5.2 CALCOLO DELLE PERDITE IDROLOGICHE

Solo una parte della precipitazione si trasforma in deflusso e finisce nella rete di drenaggio concorrendo alla formazione delle portate di piena: questa parte viene chiamata precipitazione netta e lo ietogramma corrispondente ietogramma netto. La parte restante non produce deflusso a causa delle cosiddette perdite idrologiche, dovute a vari fenomeni come l'evaporazione, l'intercettazione vegetale, la formazione sulla superficie del bacino di un velo idrico, l'immagazzinamento in avvallamenti superficiali isolati che non producono deflusso, l'infiltrazione nel terreno ecc.

Il fenomeno più importante dal punto di vista quantitativo è l'infiltrazione, influenzante la dinamica temporale dell'evento di piena sulle superfici permeabili. Il modello di infiltrazione utilizzato è quello proposto dal *Soil Conservation Service* (SCS), denominato "*Curve Number*" (CN-SCS). Tutti i suoli vengono considerati di classe idrologica C a potenzialità di deflusso moderatamente elevata. Essi comprendono suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali con scarsa capacità di infiltrazione e saturazione. Le condizioni precedenti la precipitazione vengono considerate molto umide (tipo III), i valori di CN vengono pertanto corretti con la relazione:

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

Nei capitoli successivi il parametro CN pesato sull'intero sottobacino è stato determinato nella situazione temporale peggiorativa, ovvero durante la fase di realizzazione in cui si ha la superficie di inghiaimento maggiore, dovuta alla completa apertura della piazzola di cantiere.

5.2.1 SOTTOBACINO TORRENTE VEZZANO

TIPO DI TERRENO	AREA (m ²)	CLASSE IDROLOGICA	CN II	CN III
AREE BOScate	12258	C	70	84.29
PRATERIE	1341	C	80	90.2
AREE INGHAIAIE	7226	C	89	94.9



Il parametro CN III complessivo dell'intero sottobacino calcolato come media pesata sui tre tipi di area è pari a 88.35.

5.2.2 SOTTOBACINO RIO CAMPACCIO SX

TIPO DI TERRENO	AREA (m ²)	CLASSE IDROLOGICA	CN II	CN III
AREE BOScate	15769	C	70	84.29
PRATERIE	88604	C	80	90.2
AREE INGHAIAIE	8592	C	89	94.9

Il parametro CN III complessivo dell'intero sottobacino calcolato come media pesata sui tre tipi di area è pari a 89.73.

5.2.3 SOTTOBACINO RIO CAMPACCIO DX

TIPO DI TERRENO	AREA (m ²)	CLASSE IDROLOGICA	CN II	CN III
AREE BOScate	42976	C	70	84.29
PRATERIE	114434	C	80	90.2
AREE INGHAIAIE	8569	C	89	94.9

Il parametro CN III complessivo dell'intero sottobacino calcolato come media pesata sui tre tipi di area è pari a 88.91.

5.3 RISULTATI DELLE ELABORAZIONI IDROLOGICHE ED IDRAULICHE

TORRENTE VEZZANO	
A_{tot} , area del bacino	0.021 km ²
z' , altitudine media del bacino rispetto l'attraversamento	12.18 m
L , lunghezza asta principale	0.11 km
\bar{i}_a , pendenza media dell'asta principale	0.0257
\bar{i}_b , pendenza media del bacino	0.12
CN III	88.35
t_c , tempo di corrvazione	0.13 h
Q_c , portata critica per tempo di ritorno 100 anni	0.33 m ³ /s



TORRENTE CAMPACCIO SX	
A_{tot} , area del bacino	0.113 km ²
z' , altitudine media del bacino rispetto l'attraversamento	32.94 m
L , lunghezza asta principale	0.371 km
\bar{i}_a , pendenza media dell'asta principale	0.109
\bar{i}_b , pendenza media del bacino	0.2
CN III	89.73
t_c , tempo di corrivazione	0.24 h
Q_c , portata critica per tempo di ritorno 100 anni	1.84 m ³ /s

TORRENTE CAMPACCIO DX	
A_{tot} , area del bacino	0.166 km ²
z' , altitudine media del bacino rispetto l'attraversamento	46.06 m
L , lunghezza asta principale	0.423 km
\bar{i}_a , pendenza media dell'asta principale	0.103
\bar{i}_b , pendenza media del bacino	0.21
CN III	88.91
t_c , tempo di corrivazione	0.26 h
Q_c , portata critica per tempo di ritorno 100 anni	2.45 m ³ /s

5.4 VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI IN IPOTESI DI MOTO UNIFORME

Gli attraversamenti saranno realizzati tramite scatolari rettangolari in c.a.v. di base 1000 mm ed altezza 800 mm. In via preliminare, tali condotte verranno verificate in condizioni di moto uniforme utilizzando la formula classica di Chezy:

$$Q(h) = Ak_s R^{\frac{2}{3}} \sqrt{i}$$

Il coefficiente di scabrezza k_s verrà considerato pari a $65 \frac{m^{\frac{1}{3}}}{s}$ e la pendenza pari al 5%.

La portata a completo riempimento è pari a $5.3 \frac{m^3}{s}$, ipotizzando un grado di riempimento del 70% è invece pari a $3.35 \frac{m^3}{s}$.

Il diametro della condotta si considera quindi sufficiente per convogliare le portate di progetto, nella situazione più gravosa, ovvero in corrispondenza dell'attraversamento sul Torrente Campaccio dx.



6 IMPIANTO DI SCARICO DELLE ACQUE METEORICHE

All'interno della SSU e BESS le acque meteoriche verranno normalmente convogliate e scaricate in corpo idrico superficiale tramite impianto fognario adeguatamente dimensionato. Il corpo idrico recettore individuato è il Fosso dei Campidelli nel quale, viste le pendenze favorevoli, è permesso lo scarico a gravità.

6.1 CALCOLO PORTATA DI INVARIANZA

Per il calcolo delle portate nella fase ante e post operam è stata utilizzata la formula razionale:

$$Q_{crit} = 2.78 \cdot \varphi \cdot S_{tot} \cdot i_c(\theta_c, T)$$

Dove:

- Q_{crit} (l/s) è la portata critica;
- φ (-) è il coefficiente di afflusso, settato pari a 0.2 per la fase ante operam;
- S_{tot} (ha) è la superficie di riferimento, pari a 0.81 ha;
- i_c (mm/ora) è l'intensità critica di pioggia;
- 2.78 è il fattore di conversione: $1 (ha \cdot mm)/h = 2.78 l/s$;

Cautelativamente, il tempo di corrivazione del bacino nello stato di fatto è settato pari a 30 minuti.

La CPP è la medesima utilizzata precedentemente per il dimensionamento degli attraversamenti:

$$h(100) = 60.153 \cdot d^{0.3945}$$

Dalle elaborazioni si determina una portata di invarianza pari a 41.22 l/s.



Dopo la realizzazione, l'impermeabilità dell'area oggetto di studio sarà definita come:

$$I_m = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \cdot Imp_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

Dove:

- A_i è l'area della i-esima superficie;
- Imp_i è l'impermeabilità attribuibile alla i-esima superficie;

La determinazione del coefficiente d'afflusso medio del singolo sottobacino (φ) è direttamente legata al grado di impermeabilità delle superfici e al tempo di ritorno della pioggia:

$$\varphi = \varphi_{imp} \cdot I_m + \varphi_{per} \cdot (1 - I_m)$$

Dove:

- φ_{imp} è il coefficiente di afflusso/deflusso medio relativo ad aree impermeabili, in riferimento ai valori presenti in Tabella 6-1 si utilizzerà un valore pari a 0.9;
- φ_{per} è il coefficiente di afflusso/deflusso medio relativo ad aree permeabili, in riferimento ai valori presenti in Tabella 6-1 si utilizzerà un valore pari a 0.2;

I_m è la percentuale di impermeabilità, rapporto tra l'area impermeabile e l'area totale del lotto. In riferimento ai valori di

- Tabella 6-2, visto che l'area interessata dalle apparecchiature elettriche sarà completamente sistemata con finitura a ghiaietto, si utilizzerà un valore pari a 0.5;



Tabella 6-1 Valori dei coefficienti di afflusso per le aree impermeabili e permeabili (CSDU, 1997)

TEMPO DI RITORNO	ϕ_{imp}	ϕ_{per}
≤ 2	0.6 – 0.7	0.00 – 0.15
2-10	0.65 – 0.8	0.1 – 0.25
>10	0.7 – 0.9	0.15 – 0.3

Tabella 6-2 Valori del coefficiente di impermeabilità per aree urbane

Tipologia di superficie	Imp_i
Strade e superfici asfaltate	1
Coperture metalliche o tradizionali discontinue con inclinazione maggiore del 5%	1
Coperture tradizionali (laterizi o simili) con inclinazione inferiore al 5%	0.95 – 1
Coperture continue con zavoratura in ghiaia	0.85 – 0.90
Coperture con strato superficiale di terreno a verde e inclinazione superiore al 5%	0.50 – 0.80
Coperture con strato superficiale di terreno a verde e inclinazione inferiore al 5%	0.40 – 0.60
Pavimentazioni a lastre/cubetti continue con sigillatura (pietra, calcestruzzo materiali sintetici...)	0.95
Pavimentazioni a lastre/cubetti continue senza sigillatura (pietra, calcestruzzo materiali sintetici...)	0.90
Pavimentazione a lastre a superficie irregolare su terreno con ampia intercapedine di giunzione	0.60 - 0.80
Pavimentazioni con elementi forati e substrato permeabile inferiore a 30 cm	0.50 – 0.70
Pavimentazioni con elementi forati e substrato permeabile superiore a 30 cm	0.40 – 0.60
Pavimentazione a ciottoli, con ghiaia non compressa o in macadam	0.30 – 0.50
Aiuole verdi, giardini, aree verdi in ambito urbano con sottofondo in genere stratificato e compatto	0.10 – 0.30
Terreni coltivati, prati, parchi urbani con vegetazione diffusa	0.00 – 0.20
Boschi, parchi naturali, aree rurali non sfruttate con sottofondi in genere permeabili e poco compatti	0.00 – 0.10

6.2 DIMENSIONAMENTO DEL VOLUME DI LAMINAZIONE

Il Volume di Laminazione è stato determinato tramite metodo delle sole piogge. Per il calcolo dei volumi entranti nel sistema di laminazione verranno utilizzati i parametri contenuti nella tabella seguente (Tabella 6-3).

Tabella 6-3 Parametri del bacino per applicazione metodo delle sole piogge

Superficie (m²)	Φ (-)	Qlim (l/s)	a	n
8092	0.9	41.21	60.153	0.3945

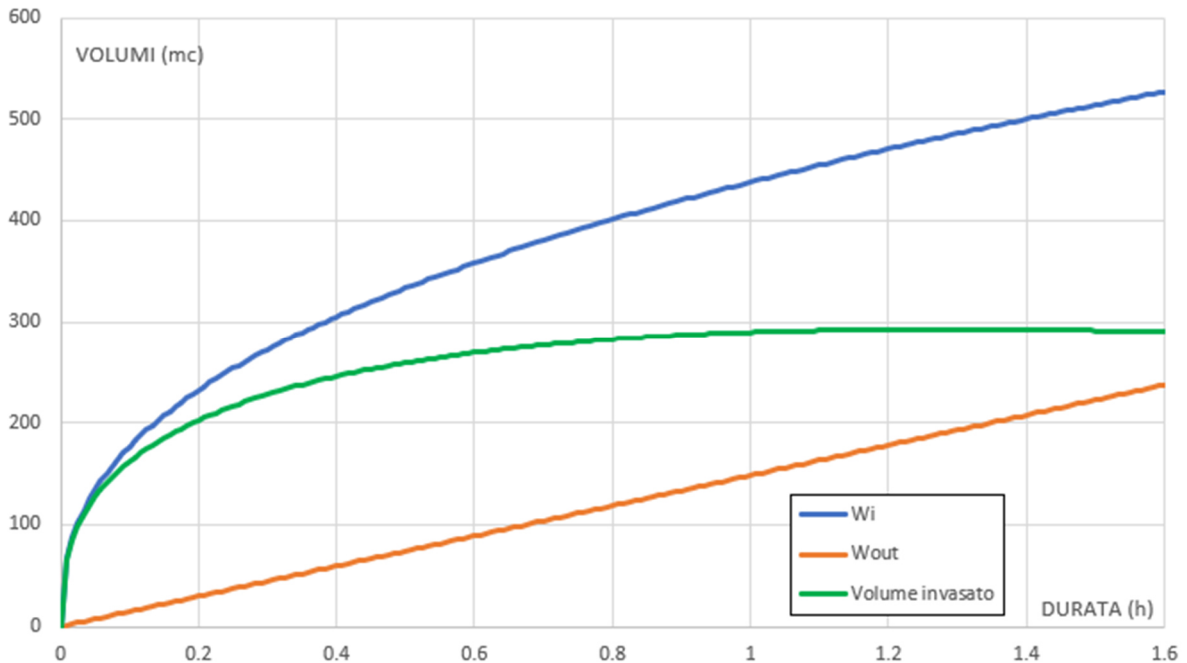


Figura 6-1 Volumi entranti (Wi), uscenti (Wout) ed invasati dalla vasca di laminazione di progetto

Per il calcolo della durata critica θ_w e del relativo volume invasato W_0 si rifà alle seguenti formule:

$$W_{inv} = \varphi S a \vartheta^n - Q_{lim} \vartheta$$

$$\vartheta_w = \left(\frac{Q_{lim}}{n S a \varphi} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

$$W_0 = S \varphi a \left(\frac{Q_{lim}}{n S a \varphi} \right)^{\frac{1}{n-1}} - Q_{lim} \left(\frac{Q_{lim}}{n S a \varphi} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

Dove:

- Q_{lim} è la portata in uscita dal sistema di laminazione, settata pari alla portata di invarianza precedentemente calcolata;
- S è la superficie afferente al sistema di laminazione;
- φ è il coefficiente d'afflusso dell'intera superficie afferente al sistema di laminazione;



- a ed n sono i parametri della CPP utilizzata;

Utilizzando i parametri riportati in Tabella 6-3 si riscontra una durata critica di 1.28 h (Figura 6-1), corrispondente ad un volume di invaso di 484 m³, considerando anche un incremento del 30%.

Per quanto concerne la zona di parco, tutte le opere civili (strade e piazzole) saranno normalmente asservite di canalette di scolo per il deflusso delle acque meteoriche. Il percorso idraulico di scarico indiretto ed il relativo volume disponibile nelle canalizzazioni garantiranno pertanto una congrua riduzione delle portate scaricate, in recepimento dei principi di sicurezza idraulica. Inoltre, visto che tali canalizzazioni saranno sempre mantenute a verde, sfalciate ed in buono stato di manutenzione, durante lo scarico indiretto parte della portata sarà smaltita per infiltrazione.

6.2.1 CALCOLO DELLA BOCCA TARATA E SEZIONE DI SCARICO

Il diametro della bocca tarata è stato calcolato utilizzando la formula relativa al caso di efflusso da luce circolare aperta in un setto posto tra due serbatoi con differenti livelli del pelo libero:

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \mu \sqrt{2g\Delta h}$$

Da cui:

$$D = \sqrt{\left(\frac{4Q}{\mu \pi \sqrt{2g\Delta h}} \right)}$$

Dove:

- μ è il prodotto fra il Coefficiente di Contrazione (C_c) ed il Coefficiente Correttivo della velocità (C_v), posto pari a 0.6;
- Δh è pari al carico idraulico disponibile, calcolato come livello del volume di invaso per precipitazione di 100 anni di tempo di ritorno.



- Q è la portata di invarianza;

La strozzatura così calcolata garantirà la riduzione della portata in uscita ed il rispetto dell'invarianza idraulica, evitando contemporaneamente l'entrata in pressione dello scatolare.

Dalla formula sopra riportata si ricava un diametro prossimo al valore di 0.15 m.

6.2.2 MANUFATTO DI REGOLAZIONE DI FINE RETE

A valle dello scatolare sovradimensionato (volume di laminazione) è prevista la realizzazione di un particolare manufatto di regolazione, composto da due "camere" separate da un setto con bocca tarata. La sommità del setto di separazione avrà funzione di sfioro di troppo pieno. A monte del setto il fondo sarà ribassato di 50 cm per consentire l'accumulo dell'eventuale materiale sedimentabile. Cautelativamente, lo sfioro sarà posizionato ad una quota pari al massimo riempimento dello scatolare per precipitazioni di progetto di 100 anni di Tempo di Ritorno.

6.3 VERIFICA DEI COLLETTORI FOGNARI

All'interno delle stazioni la verifica delle condotte fognarie è stata condotta con Modello di corrivazione o cinematico (Metodo aree-tempi), utilizzando la formula razionale precedentemente descritta.

Il calcolo della portata al colmo (Q_c) tramite metodo cinematico viene effettuato utilizzando la CPP definita precedentemente con tempo di ritorno 100 anni. Sia nella situazione ante operam che post operam si è fatto riferimento ai dati precedentemente riportati.

Per l'attuazione del metodo cinematico bisogna considerare alcune ipotesi fondamentali:

- Il funzionamento dei collettori è autonomo, ognuno interessato dai sottobacini posizionati a monte trascurando eventuali rigurgiti indotti sui singoli rami;
- Il deflusso dei singoli rami avviene in condizioni di moto uniforme;



- Il comportamento della rete è sincrono, i diversi collettori raggiungono contemporaneamente il valore massimo di portata.

Queste ipotesi rendono il metodo cinematico altamente cautelativo, le portate al colmo identificate risultano generalmente sovrastimate rispetto il caso reale. Si vuole sottolineare inoltre come questa analisi non tratti aspetti come il calcolo del massimo riempimento o di eventuali allagamenti, ma esclusivamente il calcolo della portata al colmo all'interno dei collettori dimensionati.



Figura 6-2 Bacini e collettori modello cinematico



Per l'applicazione del metodo, il calcolo della velocità e della portata di massimo riempimento è stato condotto utilizzando la formula di Chezy in ipotesi di moto uniforme, utilizzando come coefficiente di scabrezza di Strickler $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, corrispondente alla condizione di tubi in PVC usati.

Secondo la formulazione di Becciu, i tempi di percorrenza della rete (t_r [s]) vengono ridotti dividendoli per 1.5, aumentando l'intensità relativa e la portata al colmo. Infine il tempo di ingresso in fognatura, fondamentale per ricavare il tempo di corrivazione dei vari sottobacini, è stato settato pari a 300 s. I risultati del dimensionamento sono riportati nella tabella successiva.

Tabella 6-4 Risultanze metodo cinematico

TRONCO	AREA SOTTESA (ha)	Φ (-)	L (m)	D (m)	i (-)	Tc (s)	Qc (l/s)	Qc/Qr	h/D
L1	0.315	0.9	27.46	0.6	0.0015	320.93	205.1	0.829	0.65 – 0.7
L2	0.1	0.9	34.47	0.4	0.0015	334.42	63.8	0.77	0.65 – 0.7
L3	0.1	0.9	34.47	0.4	0.0015	334.42	63.8	0.77	0.65 – 0.7
L4	0.236	0.9	45	0.6	0.0015	334.3	149.84	0.605	0.55 – 0.6



7 DIMENSIONAMENTO DELLE STAZIONI DI TRATTAMENTO

Con la L.R. 3/99 e successive modificazioni la Regione Emilia-Romagna ha provveduto a ridisciplinare le competenze fra gli Enti locali per l'autorizzazione agli scarichi di acque reflue. Al Comune compete il rilascio dell'autorizzazione allo scarico di acque reflue domestiche in corpi idrici superficiali e nel suolo. Le Province ed i Comuni definiscono in accordo con le rispettive Sezioni Provinciali ARPA gli ambiti e le modalità dell'attività di supporto tecnico da svolgersi da parte delle stesse Sezioni per il rilascio ed il rinnovo delle autorizzazioni allo scarico, in coerenza con quanto previsto dall'Accordo di Programma - ex art. 3 L.R. 44/95, approvato con Decreto del Presidente della Giunta Regionale n. 53 del 12 marzo 2002. Sono fatte salve le prescrizioni contenute nel parere espresso dall'ARPA.

La soluzione progettuale individua il "Fosso dei Campidelli" come corpo recettore dei reflui trattati (scarico in acque superficiali), in quanto la fognatura pubblica si trova ad una distanza tale da non permettere lo scarico a gravità; gli impianti di trattamento dovranno quindi tenere in considerazione del tipo di recettore e dei limiti richiesti allo scarico dalla normativa settoriale più stringente. In riferimento alla realizzazione degli impianti di trattamento varranno quindi le disposizioni dell'art. 4.7 "Scarichi di insediamenti, installazioni o edifici/nuclei isolati" punto IV del D.G.R. 1053/2003. Come definito dallo stesso articolo, i valori limite di emissione previsti dalla tabella D della D.G.R. "Valori limite di emissione da applicarsi agli scarichi degli insediamenti/nuclei isolati di cui al punto 4.7 con recapito in corpi idrico superficiale" non si applicano agli scarichi derivanti dagli insediamenti, edifici/nuclei isolati di consistenza inferiore a 50 AE. **Il titolare dello scarico dovrà comunque garantire nel tempo il corretto stato di conservazione, manutenzione e funzionamento degli impianti ed il rispetto di ogni altra condizione prevista dal procedimento di autorizzazione.**

L'impianto di trattamento è stato dimensionato considerando 2 AE, le stazioni previste sono:

- **Degrassatore**, costituito da un pozzetto con la funzione di separare oli e grassi vegetale e tensioattivi dall'acqua;
- **Fossa Imhoff**, costituita da una vasca interrata ispezionabile dall'alto. In essa avrà luogo una prima sedimentazione e depurazione del refluo



con una riduzione dal 30-35% del carico inquinante in ingresso e del 55-65% dei solidi sospesi totali;

- **Filtro Percolatore Anaerobico**, costituita da una massa filtrante formata da una serie di corpi di riempimento opportunamente sagomati, realizzati in materiale plastico. All'interno del reattore si instaurano condizioni di tipo anaerobico, dove le popolazioni microbiche specializzate assimilano la sostanza organica accrescendosi gradualmente;
- **Sedimentatore Finale**, utilizzata per garantire la rimozione finale di solidi sospesi grossolani, quali per esempio fanghi parzialmente mineralizzati e digeriti. Come sedimentatore potrà essere utilizzato una vasca Imhoff di dimensioni minori o una vasca a 2/3 scomparti sifonati.

7.1 DIMENSIONAMENTO DELLE STAZIONI DI TRATTAMENTO

Come definito dalla Tabella A “Definizione e caratterizzazione dei sistemi di trattamento delle acque reflue domestiche derivanti da insediamenti, installazioni ed edifici isolati con recapito diverso dalla rete fognaria” del D.G.R. 1053/2003, il volume del degrassatore si definisce sulla base degli AE asserviti:

Tabella 7-1 Volume del degrassatore per AE

AE	VOLUME (l)
5	250
7	350
10	550
15	1000
20/30	1700
35/45	2500

Il volume del degrassatore dovrà essere di 0.25 m³.



7.2 FOSSA IMHOFF

Per il corretto dimensionamento della fossa Imhoff si è fatto riferimento alle disposizioni contenute nel D.G.R. 1053/2003 “Direttiva concernente indirizzi per l'applicazione del D.lgs. 11 maggio 1999 n.152 come modificato dal D.lgs. 18 agosto 2000 n. 258 in materia di tutela delle acque dall'inquinamento” e successivamente alla “Deliberazione del Comitato dei Ministri per la tutela delle acque dall'inquinamento del 4 febbraio 1977”.

Le fosse Imhoff sono costituite da due diversi comparti: un comparto di sedimentazione in testa ed un comparto di digestione fanghi sottostante. I due comparti sono idraulicamente collegati tra loro tramite l'opportuna sagomatura a tramoggia del comparto di testa e la presenza di setti interni. Nel comparto di testa (comparto di sedimentazione) avviene la separazione gravimetrica dei solidi sospesi sedimentabili ed una prima separazione da oli, tensioattivi e schiume, che tendono ad accumularsi sulla superficie del comparto. I solidi sedimentabili convergono per gravità al comparto di digestione anaerobica, dove si ispessiscono con una diminuzione di volume del 50% e subiscono un processo di degradazione anaerobica riducendone il carico inquinante ed il contenuto di solidi sospesi. Come contenuto nella Deliberazione del Comitato dei Ministri per la tutela delle acque dell'inquinamento del 4 febbraio 1977 “Come valori medi del comparto di sedimentazione si hanno circa 40-50 l per utente; in ogni caso, anche per le vasche più piccole, la capacità non dovrebbe essere inferiore a 250-300 l complessivi”. **Il volume minimo del comparto di sedimentazione dovrà pertanto essere di 0.25 m³.**

Analogamente dalla deliberazione “Per il comparto del fango si hanno 100-120 l pro capite in caso di due estrazioni all'anno; per le vasche più piccole è consigliato adottare 180-200 l pro capite con un'estrazione all'anno [...]”. **In questo caso il volume minimo del comparto del fango dovrà essere di 0.36 m³ (un'estrazione annua).**

7.3 FILTRO BATTERICO ANAEROBICO

L'effluente in uscita dalla fossa Imhoff non può essere immesso direttamente nella rete fognaria e viene perciò convogliato in un filtro percolatore anaerobico.



Le acque reflue vengono immesse all'interno del reattore attraverso una tubazione orizzontale forata per garantire una distribuzione uniforme all'interno della massa filtrante, su cui tende a svilupparsi una pellicola di film biologica. All'interno del reattore si instaurano condizioni di tipo anaerobico, accrescendo lo spessore del film biologico. Periodicamente la pellicola tende a staccarsi ed a depositarsi sul fondo del reattore dove i fanghi vengono trasformati in sostanze volatili e digeriti anaerobicamente. Secondo il punto 5 della tabella A del DGR 1053/2003: "Volume della massa filtrante: a fronte di una altezza della massa filtrante di 1 metro, il volume del filtro è proporzionato agli AE serviti in ragione di 1 m³ per ogni AE. Al fine di garantire una buona efficienza è opportuno che l'altezza del filtro non sia inferiore a 90 cm e non superi 1.5 m. Granulometria della ghiaia: la pezzatura sarà diversa (0.4 – 0.6 – 0.7 cm); quella più grossolana viene disposta a contatto della griglia".

Il volume del filtro dovrà perciò essere di almeno 2 m³.

La vasca dovrà essere dotata delle necessarie aperture per consentirne la rimozione ed il lavaggio del filtro con cadenze prescritte dalla ditta fornitrice del filtro.

GIULIO BARTOLI

Dott. Ingegnere

Via Orazio Quinto Flacco 22, 43123 Parma
c.f. BRTGLI81R02G337L – p.i. 02636280345
mail: giulio bartoli81@gmail.com – pec: giulio.bartoli@ingpec.eu
cell. 3402351381



8 PIANO DI MANUTENZIONE

Per garantire il corretto funzionamento del sistema di laminazione e per mantenerne l'efficacia nel tempo, sono pianificare alcune operazioni di manutenzione da attuare al fine di evitare intasamenti ed allagamenti localizzati:

- Pulizia e svuotamento almeno 2 volte all'anno del manufatto di regolazione di fine rete;
- Almeno 1 volta all'anno, pulizia idrodinamica con autospurgo dello scatolare di progetto per tutto il suo sviluppo;
- Almeno 1 volta all'anno, esame a vista consistenza e stato d'usura delle pareti e del fondo dello scatolare di progetto;
- Almeno 1 volta all'anno, esame a vista consistenza e stato d'usura delle pareti e del fondo del manufatto di regolazione di fine rete;
- Svuotamento e pulizia delle stazioni di trattamento delle acque nere come da disposizioni D.G.R. 1053/2003;

Dott. Ing. Giulio Bartoli



Bartoli Giulio