

Committente / Client



A2A Ambiente S.p.A.
Ingegneria Ambiente

Fornitore / Supplier






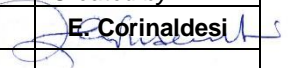
Titolo progetto <i>Project title</i>	Impianto per la produzione di energia elettrica e termica mediante combustione di rifiuti speciali non pericolosi sito in Comune di Cavaglià (BI)
Titolo documento <i>Document title</i>	ACQUE METEORICHE
Progettisti <i>Design engineer</i>	dott. ing. Enrico Corinaldesi dott. ing. Sergio Cavallari 
Approvazione <i>Approved by</i>	L. Zaniboni 
Verificatore <i>Approved by</i>	F. Marca 
Proponente- Legale rappresentante	F. Roncari
Numero documento <i>Document number</i>	CAVP09O10000PCR0800201
Numero documento fornitore <i>Supplier code</i>	-

Tabella delle revisioni / Table of revisions

Revisione <i>Revision</i>	Scopo <i>Purpose</i>	Data <i>Date</i>	Descrizione <i>Description</i>	Pagina <i>Page</i>	Redazione <i>Created by</i>
00		Giugno 2021	Prima emissione	-	E. Corinaldesi 

Versione per Fornitore / Supplier version

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE.....	3
2	INQUADRAMENTO.....	3
3	IDROLOGIA.....	4
4	CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO	7
5	CALCOLO DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI - DEFLUSSI.....	8
6	ACQUE DI PRIMA PIOGGIA.....	12
7	CALCOLO DEL VOLUME VOLANO.....	14
8	POZZI DI DISPERSIONE - SUBIRRIGAZIONE	19
9	TIPOLOGIE COSTRUTTIVE – PRIME INDICAZIONI.....	21
10	CONCLUSIONI.....	22

1 INTRODUZIONE

La presente relazione contiene il calcolo ed il dimensionamento preliminare dei collettori terminali della rete di drenaggio delle acque meteoriche del nuovo impianto per la produzione di energia elettrica e termica mediante combustione di rifiuti speciali non pericolosi sito in Comune di Cavaglià. La progettazione delle reti e dei manufatti idraulici è stata effettuata nel rispetto del principio di invarianza idraulica ed idrologica.

Il principio di invarianza idraulica mira al perseguimento di un progressivo riequilibrio del regime idrologico ed idraulico e, quindi, alla conseguente attenuazione del rischio idraulico nei ricettori di valle. Per ottenerlo occorre studiare nel dettaglio la separazione e la gestione locale delle acque meteoriche a monte dei ricettori, ottenendo la riduzione quantitativa dei deflussi.

L'invarianza idraulica è il principio in base al quale le portate massime di deflusso meteorico scaricate dalle aree urbanizzate nei ricettori naturali o artificiali di valle, non sono maggiori di quelle preesistenti all'urbanizzazione; l'invarianza idrologica è il principio in base al quale sia le portate sia i volumi di deflusso meteorico scaricati dalle aree urbanizzate nei ricettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelli preesistenti all'urbanizzazione.

2 INQUADRAMENTO

L'area su cui si andrà a sviluppare l'impianto di recupero energetico di rifiuti speciali non pericolosi si estende per una superficie complessiva di circa 4,56 ha e sarà caratterizzata dalla presenza delle seguenti tipologie costruttive.

Tipologia di uso del suolo	Superficie (mq.)
Area destinata ad edifici (coperture)	17.400
Area destinata ad edifici (coperture con tetti verdi)	3.400
Superfici pavimentate (piazze e vie di corsa)	20.100
Superfici semipermeabili	500
Superfici a verde permeabili	4.200
Totale	45.600

Tabella 1- Superfici di intervento suddivise per tipologia

Per i fini del presente lavoro, a ciascuna tipologia di uso del suolo è stato assegnato un proprio coefficiente Φ_i , identificativo della relativa contribuzione al deflusso superficiale, prendendo a riferimento i valori ormai standardizzati dalla bibliografia tecnica di settore.

Sono state, in tal senso, identificate le aree definite "contributive" da quelle "non contributive" ai fini della produzione delle portate meteoriche in quanto, queste ultime, non confluiscono nella rete di drenaggio, come visualizzabile nella tabella seguente.

Tipologia di uso del suolo	Superficie contributiva (mq.)	Superficie non contributiva (mq.)	Φ_i
Area destinata ad edifici (coperture)	17.400		0,95
Area destinata ad edifici (con tetti verdi)	3.400		0,65
Superfici pavimentate (piazze e vie di corsa)	20.100		0,95
Superfici semipermeabili	500		0,65
Superfici a verde permeabili		4.200	0,30
Totale	41.400	4.200	

Tabella 2- Identificazione superfici contributive e non contributive al deflusso - coefficiente Φ_i

La superficie della quale si terrà conto nella progettazione delle reti di drenaggio è pari, pertanto, ad $S = 41.400$ mq.

3 IDROLOGIA

Si sono, quindi, definite le curve di possibilità pluviometrica, descritte dalla funzione:

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

ove:

h = altezza di pioggia in mm,

t = durata di pioggia in ore,

a e n = parametri della curva da determinarsi in base alle caratteristiche pluviometriche della zona.

Per il presente lavoro si è fatto riferimento ai tempi di ritorno compresi fra $T_r = 2$ e $T_r = 200$ anni.

Le curve di possibilità pluviometrica sono state calcolate secondo i dati forniti da A.R.P.A. Piemonte (Atlante delle piogge intense del Piemonte predisposto nell'ambito del progetto interregionale IVa/Strada). Risulta:

T ritorno	T pioggia > 1 ora	
T = 2 anni	29,7	0,309
T = 5 anni	40,8	0,309
T = 10 anni	48,1	0,309
T = 20 anni	55,1	0,309
T = 50 anni	64,2	0,309
T = 100 anni	70,9	0,309
T = 200 anni	77,7	0,309

Tabella 3- Curve di possibilità pluviometrica per piogge di durata superiore all'ora

Le elaborazioni effettuate fanno riferimento alla seguente trattazione teorica, ricordando che la probabilità $P(h)$ è legata al tempo di ritorno dalla relazione:

$$P(h) = T-1/T$$

I dati disponibili vengono trattati con metodo statistico al fine di determinare le relative distribuzioni di probabilità e le curve di possibilità pluviometrica corrispondenti a prefissati valori del tempo di ritorno. Per quanto riguarda la distribuzione di probabilità si è considerata la legge di Gumbel. Calcolando infatti i valori della frequenza di non superamento:

$$F = i/n+1$$

con:

$i = n^\circ$ d'ordine dell'elemento generico del campione ordinato in senso crescente.

$n =$ numero degli elementi,

e riportando su carta probabilistica di Gumbel i punti (h,F) , si è verificato che essi si dispongono abbastanza bene intorno ad una retta.

Nel caso della legge di Gumbel la funzione è la seguente:

$$P(h) = e^{-e^{-y}}$$

in cui:

$$y = \alpha (h-u)$$

è chiamata variabile ridotta ed α e u sono parametri calcolati sulla base dei dati disponibili attraverso il metodo dei momenti.

Pertanto si trova che α e u sono legati alla media \bar{h} ed allo scarto quadratico medio σ dalle seguenti relazioni:

$$\alpha = 1,283 / \sigma$$

$$u = \bar{h} - 0,45 \sigma$$

Si ricava quindi, per la legge di Gumbel, la seguente espressione:

$$h = u - 1/\alpha \ln(-\ln T-1/T)$$

la quale lega i valori di h corrispondenti a prefissati valori di T.

Le altezze di pioggia di assegnata durata, relative alle suddette curve di possibilità pluviometrica, sono visualizzabili nella figura 1 e nella tabella 5 seguenti.

Si sono inserite anche le curve di possibilità pluviometrica relative alle durate di pioggia inferiori all'ora assegnando al coefficiente n il valore pari a 0,5.

	T pioggia < 1 ora	
T ritorno		
T = 2 anni	29,7	0,5
T = 5 anni	40,8	0,5
T = 10 anni	48,1	0,5
T = 20 anni	55,1	0,5
T = 50 anni	64,2	0,5
T = 100 anni	70,9	0,5
T = 200 anni	77,7	0,5

Tabella 4- Curve di possibilità pluviometrica per piogge di durata inferiore all'ora

Piogge di assegnato tempo di ritorno per durate da 10 minuti a 24 ore (mm)

Durata	Tempo di ritorno in anni							
	2	5	10	20	50	100	200	
10 minuti	16.8	23.1	27.2	31.2	36.3	40.2	44	
20 minuti	21.1	28.9	34.1	39.1	45.5	50.3	55.1	
30 minuti	24	32.9	38.8	44.4	51.7	57.2	62.7	
1 ora	29.7	40.8	48.1	55.1	64.2	70.9	77.7	
3 ore	41.8	57.2	67.5	77.3	90	99.6	109.1	
6 ore	51.7	70.9	83.6	95.8	111.5	123.3	135.1	
12 ore	64	87.8	103.5	118.6	138.1	152.7	167.3	
24 ore	79.3	108.7	128.2	146.9	171.1	189.2	207.2	

Tabella 5- Altezze di pioggia di diversa durata in funzione del tempo di ritorno

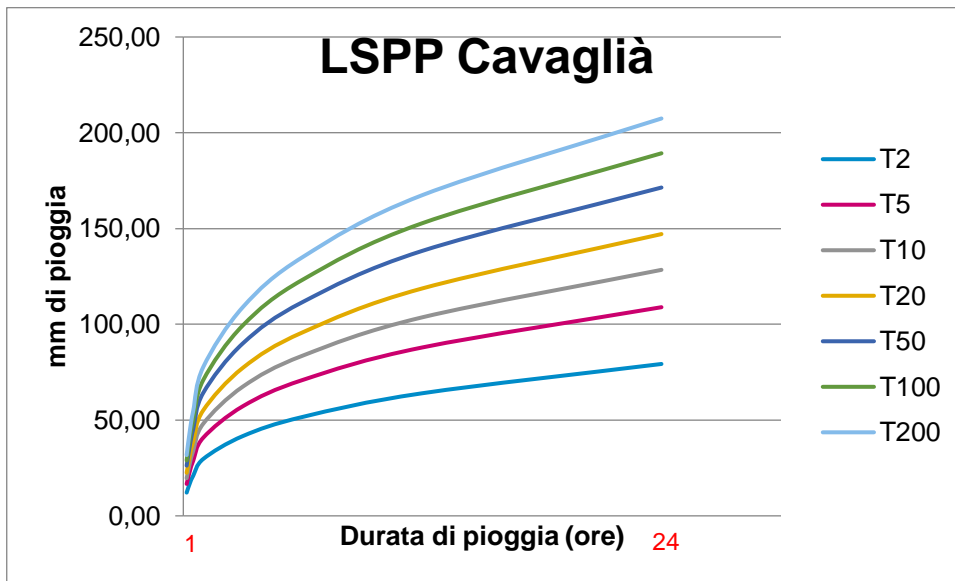


Figura 1 - Curve di possibilità pluviometrica comune di Cavaglià

4 CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

La valutazione dell'afflusso meteorico di assegnata durata e probabile frequenza non può essere considerata come isolata e risoltrice del problema, prescindendo cioè dagli innumerevoli e complessi fenomeni che modificano il percorso dei volumi di precipitazione.

L'equazione del bilancio idrologico:

$$W = I + ET + W_{net} + F + \Delta S$$

con:

W = volume totale di pioggia;

I = pioggia intercettata;

ET = evapotraspirazione;

W_{net} = volume di pioggia netto;

F = volume di pioggia infiltratosi complessivamente;

ΔS = variazione di volume invasato nel bacino fra l'inizio e la fine della piena;

Si evidenzia bene come, tralasciando i valori dell'intercettazione e dell'evapotraspirazione (ininfluenti ai fini del calcolo dei deflussi per piogge particolarmente intense), non si possano trascurare le capacità di infiltrazione e di immagazzinamento superficiale proprie dei terreni interessati dalla precipitazione.

Tali perdite, in termini di portata di piena sono variabili nel tempo e, alla luce dei recenti studi, di difficile quantificazione. Di conseguenza sono stati sviluppati diversi metodi in cui si utilizza, ai fini

della valutazione della pioggia netta, uno ietogramma ad intensità costante considerando quindi costanti, durante tutto l'evento, le perdite complessive che si verificano nel bacino in esame.

Il metodo utilizzato per la stima è fondato sulle seguenti ipotesi di base:

- piogge ad intensità costante,
- perdite idrologiche descritte dal metodo percentuale attraverso la definizione del coefficiente di afflusso costante (anche se nella realtà tale coefficiente varia in funzione della precipitazione, passando da un valore massimo ad inizio dell'evento meteorico ad un minimo in presenza di saturazione del terreno);
- modello di trasformazione afflussi-deflussi lineare.

La definizione del coefficiente di afflusso (deflusso) medio specifico Φ_m è quella di seguito riportata e calcolata come media pesata secondo la seguente relazione:

$$\Phi_m = \frac{(\sum \Phi_i \cdot A_i)}{A}$$

Risulta, per l'intero lotto:

$$\Phi_m = \frac{(17.400 + 20100) * 0.95 + (3.400 + 500) * 0.65}{41.400} = 0,92$$

Si sottolinea che per la rete di drenaggio dei piazzali e per quella delle coperture verranno calcolati gli appositi coefficienti di afflusso, tenendo conto delle superfici scolanti per ciascuna tipologia.

5 CALCOLO DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI - DEFLUSSI

Una volta quantificate le piogge nette, sulla base di quanto esposto in precedenza, si possono ricavare le portate effettivamente affluite nella rete di drenaggio e, di conseguenza, i volumi d'acqua da smaltire.

La metodologia adottata per la risoluzione del problema idrologico-idraulico di un determinato bacino, consiste nel ricorrere a modelli matematici di trasformazione afflussi-deflussi, cioè ad algoritmi che, basandosi sulle ipotesi di linearità e stazionarietà, calcolano le onde di piena partendo dalle elaborazioni pluviometriche succitate.

Con tali modelli, basati essenzialmente sui concetti fisici dell'invaso e della corrivazione, si riesce a simulare il comportamento dei bacini studiati, ottenendo direttamente le portate al colmo nelle sezioni di chiusura in funzione delle portate di precipitazione.

Per il caso in esame si è utilizzata la procedura di calcolo descritta dal consolidato metodo diretto italiano, la cui espressione finale conduce al calcolo del coefficiente udometrico (rapporto fra la portata critica e l'area del bacino):

$$u = 2168 * n'_0 * \frac{(\Phi_m * a')^{\frac{1}{n'_0}}}{W^{\frac{1}{n'_0}-1}}$$

con:

- u = coefficiente udometrico (contributo di piena per unità di area) in l/s per ha;
- $n'_0 = 4/3 n'$ è l'esponente della curva di possibilità pluviometrica, incrementata per tenere conto della variabilità del coefficiente Φ in funzione dell'intensità della precipitazione;
- Φ_m = coefficiente di deflusso medio ponderale del bacino, calcolato come al paragrafo precedente. Si sono calcolati i coefficienti Φ_m relativi ai collettori terminali che costituiscono le due dorsali principali di deflusso (piazzali e coperture) adducenti alle vasche volano;
- w = invaso specifico della rete idrografica, comprendente sia l'invaso superficiale, sia i piccoli invasi.

Il volume dei piccoli invasi è costituito da diverse componenti quali:

- volume delle piccole capacità della rete (appendici stradali, tubazioni, pozzetti ecc.);
- volume del velo d'acqua superficiale che ricopre tutta l'area scolante;
- volume degli invasi superficiali (cunette, fossi ecc.);

La quantità d'acqua che costituisce tale volume dipende essenzialmente dalla pendenza media del bacino e dal coefficiente di assorbimento.

I dati riportati in letteratura e l'esperienza accumulata in materia portano a valutare il valore del volume dei piccoli invasi, per il caso in esame, pari a 50 m³/ha.

Il volume di invaso è stato calcolato mediante la formula semplificata di Iannelli, fondata sull'assunto che il rapporto fra il volume dei piccoli invasi W_0 e quello proprio del collettore w' è funzione dell'area e della pendenza media del bacino.

E' stata adottata l'espressione per bacini pianeggianti

$$W = W_0 * (1 + 0,33S^{0,227})$$

I risultati relativi al calcolo delle portate al colmo sono di seguito tabellati, considerandoli relativi alle due sezioni di ingresso nelle vasche volano, così come riportate nello schema planimetrico di massima allegato (All. n°1).

Si sono distinte due sezioni per le due diverse linee di tubazioni (quelle relative alle coperture e quelle drenanti i piazzali e le strade).

La tavola grafica di cui all' **All. n°3** indica le direzioni di deflusso delle coperture in base alle quali si sono ipotizzate, in linea di massima, le dorsali fognarie principali di recapito ubicate a quota + 0.00m. In tale tavola sono state anche indicate le coperture a verde (contrassegnate con le lettere M ed N), considerate, ai fini del calcolo delle portate, come superfici semipermeabili.

Acque delle coperture

Sezione A di ingresso alla vasca volano (superficie scolante = 15.530 mq.); coefficiente di deflusso $\Phi_{mA} = 0,892$.

(Tr = 2 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	75.4	117.1

(Tr = 5 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	121.5	188.6

(Tr = 10 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	155.5	241.5

(Tr = 20 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	190.7	296.0

(Tr = 50 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	239.8	372.3

(Tr = 100 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	278.3	432.1

(Tr = 200 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	319.3	495.8

Sezione B di ingresso alla vasca volano (superficie scolante = 5.270 mq., compresa la copertura degli aerocondensatori); coefficiente di deflusso $\Phi_{mB} = 0,95$.

(Tr = 2 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	85.4	45.0

(Tr = 5 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	137.6	72.5

(Tr = 10 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
09iiiSez. terminale	176.1	92.8

(Tr = 20 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)

Sez. terminale	215.9	113.8
----------------	-------	-------

(Tr = 50 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	271.6	143.2

(Tr = 100 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	315.2	166.1

(Tr = 200 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	361.6	190.6

Acque delle strade e piazzali

Sezione A di ingresso alla vasca volano (superficie scolante = 10.860 mq.); coefficiente di deflusso $\Phi_{mA} = 0,95$.

(Tr = 2 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	83.8	91.0

(Tr = 5 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	134.9	146.5

(Tr = 10 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	172.7	187.5

(Tr = 20 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	211.8	229.9

(Tr = 50 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	266.3	289.1

(Tr = 100 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	309.1	335.6

(Tr = 200 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	354.6	385.0

Sezione B di ingresso alla vasca volano (superficie scolante = 9.740 mq.); coefficiente di deflusso $\Phi_{mA} = 0,95$.

(Tr = 2 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	84.1	81.9

(Tr = 5 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
----------------------	----------------	---------

Sez. terminale	135.3	131.9
(Tr = 10 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	173.3	168.8
(Tr = 20 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	212.4	207.0
(Tr = 50 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	267.2	260.3
(Tr = 100 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	310.0	302.1
(Tr = 200 anni)	μ (l/s*ha)	Q (l/s)
Sez. terminale	355.7	346.6

Il tempo di corrivazione t_c , per le due linee principali di tubazioni, è stato stimato in circa 15 minuti, dove:

$$t_c = t_e + t_r$$

Con:

t_e = tempo di percorrenza delle aree scolanti sino al punto di immissione nella rete;

t_r = tempo di percorrenza delle canalizzazioni di drenaggio lungo il percorso idraulicamente più lungo.

6 ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

La normativa presa a riferimento è il R.R. 20.02.2006 n°1/R di cui alla Legge Regionale 29.12.2000 n°61, della quale si riporta un estratto.

Si definiscono "acque di prima pioggia quelle corrispondenti, nella prima parte di ogni evento meteorico, ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di raccolta delle acque meteoriche.

La formazione, il convogliamento, la separazione, la raccolta, il trattamento e l'immissione nel recapito finale delle acque di prima pioggia e di lavaggio sono soggetti alle disposizioni del presente Capo qualora provengano dalle superfici scolanti di insediamenti ed installazioni in cui si svolgono o siano insediati:

a) le attività di cui all'Allegato I del decreto legislativo 18 febbraio 2005, n. 59 (Attuazione integrale della direttiva 96/61/CE relativa alla prevenzione e riduzione integrate dell'inquinamento);

- b) gli impianti stradali o lacuali di distribuzione del carburante, come definiti dalla normativa regionale vigente in materia di rete distributiva dei carburanti;*
- c) gli stabilimenti di lavorazione di oli minerali non rientranti nelle fattispecie di cui alla lettera a) ed i depositi per uso commerciale delle stesse sostanze soggetti ad autorizzazione ai sensi normativa vigente in materia;*
- d) i centri di raccolta, deposito e trattamento di veicoli fuori uso;*
- e) i depositi e gli impianti soggetti ad autorizzazione o comunicazione ai sensi della vigente normativa in materia di gestione dei rifiuti e non rientranti nelle attività di cui alla lettera a);*
- f) i centri intermodali previsti dal Piano territoriale regionale.*

Le acque di prima pioggia e di lavaggio sono recapitate:

- a) in pubblica rete fognaria;*
- b) in acque superficiali;*
- c) sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo, in assenza di alternative tecnicamente ed economicamente realizzabili anche in rapporto ai benefici ambientali conseguibili.*

In particolari situazioni di pericolo per l'ambiente, l'autorità competente può richiedere che le acque di prima pioggia e di lavaggio siano trattate come rifiuti, ai sensi della vigente normativa in materia.

L'immissione nei recapiti di cui all'articolo precedente delle acque di prima pioggia e delle acque di lavaggio è soggetta all'adozione e al mantenimento in buono stato di manutenzione dei sistemi di raccolta e trattamento proposti nel piano di prevenzione e di gestione redatto in conformità alle disposizioni di cui all'Allegato A ed approvati, con le prescrizioni del caso, dall'autorità competente al controllo degli scarichi.

Fermo restando quanto previsto dall'articolo 16 del d.lgs. 59/2005, la mancata presentazione entro i termini previsti del piano di prevenzione e di gestione o l'inosservanza delle previsioni del medesimo e delle prescrizioni dettate in merito dall'autorità competente è punita con la sanzione di cui all'articolo 59, comma 6 quater del d.lgs. 152/1999.

Nel complesso la somma delle aree considerate ai fini del calcolo dei volumi di prima pioggia da stoccare è quella relativa ai piazzali, le vie di corsa ed alle aree pavimentate, la cui estensione è pari a circa $S = 20.600$ mq.

Le condizioni che l'impianto di prima pioggia deve soddisfare sono principalmente le seguenti:

- 1) separazione delle acque di prima pioggia da quelle cadute successivamente;
- 2) smaltimento con sistemi separati dei due diversi tipi di acque;
- 3) possibilità di rilevare campioni delle acque separate.

Le linee di deflusso, schematizzate nell'**all. n°1**, si riferiscono ad una doppia canalizzazione delle acque meteoriche; l'esatta definizione, in termini di dimensionamento ed ubicazione delle tubazioni, sarà oggetto della progettazione esecutiva che avverrà prendendo a riferimento gli schemi idraulici riportati **all. n°2** ed all' **all. n°4**.

Lo schema idraulico prevede n° 2 sezioni di accumulo delle acque di prima pioggia, una per le strade e piazzali posti a quota – 5,50 m e una per quella delle superfici di analoga tipologia poste a quota 0,00 m.

Le acque di prima pioggia saranno, se possibile, riutilizzate all'interno dell'impianto; altrimenti verranno smaltite presso impianti esterni autorizzati.

Cautelativamente **verrà** considerato come acque di prima pioggia il volume associato ai primi 10 mm di ogni evento meteorico caduti sulle superfici impermeabili scoperte.. Di conseguenza verrà trattato un volume di prima pioggia doppio rispetto a quello definito dalla normativa.

Pertanto il volume da stoccare, nel complesso, sarà:

$$W_{pp} = 20.600 * 0,01 = 206 \text{ mc}$$

Tale volume è pensato, in via preliminare, che venga suddiviso in n°4 vasche di prima pioggia della capacità pari a (cfr. **all. n°1-4**):

VPP1 = 19 mc (sollevato, poi, tramite pompaggio);

VPP2 = 7 mc (sollevato, poi, tramite pompaggio);

VPP3 = 90 mc;

VPP4 = 90 mc.

7 CALCOLO DEL VOLUME VOLANO

Il concetto di laminazione è descritto matematicamente, nel tempo t, da un sistema di equazioni così riportate:

$$q_e(t) - q_u(t) = \frac{dW(t)}{dt} \quad \text{equazione di continuità}$$

$$q_u(t) = q_u(H(t), t) \quad \text{legge di efflusso che governa l'invaso}$$

$W(t) = W(H(t))$ (legame geometrico tra il volume invasato ed il battente idrico H dell'invaso)

con:

$q_e(t)$ = portata entrante;

$q_u(t)$ = portata uscente;

$W(t)$ = volume invasato;

$H(t)$ = battente idrico nel bacino.

Trattandosi di dimensionamento preliminare, l'approccio di calcolo verrà eseguito mediante due diverse metodologie e cioè:

- a) Modello dell'invaso lineare

b) Metodo delle sole piogge

Tra i due modelli si considererà il risultato più cautelativo.

a) Modello dell'invaso

Questa procedura (Paoletti e Rege Gianas 1979) si basa sull'ipotesi che il bacino a monte della vasca di laminazione si comporti come un invaso lineare e quindi che le portate in arrivo alla vasca possano essere stimate mediante il modello dell'invaso.

Questa indicazione per la ricerca dell'evento critico per la vasca si basa sulle seguenti ipotesi semplificative:

- 1) Ietogramma di pioggia netto ad intensità costante (ietogramma rettangolare);
- 2) Modello dell'invaso lineare per la determinazione dell'onda di piena a monte della vasca;
- 3) Evacuazione della vasca a portata costante pari a Q_{umax} (laminazione ottimale). Si sottolinea che la portata in uscita per la rete delle coperture verrà considerata nulla fino ad inizio sfioro nei pozzi perdenti, situazione associata ad un evento meteorico con $h > 30$ mm.

La figura 2 seguente è rappresentativa della procedura di determinazione dell'evento critico per la vasca eseguita con il modello dell'invaso lineare.

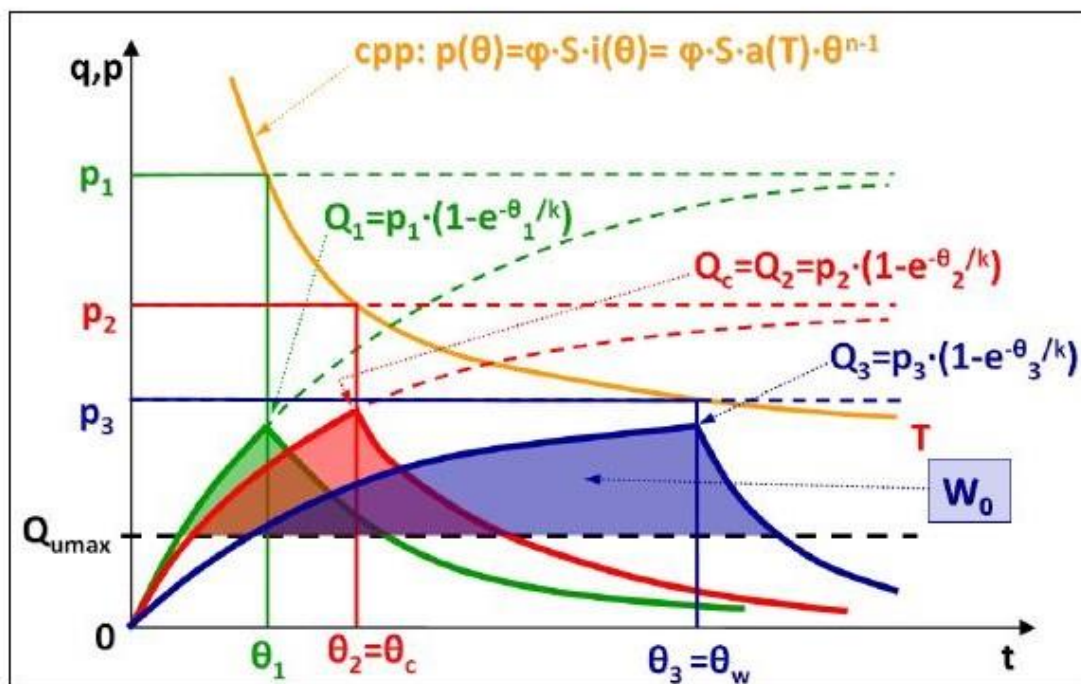


Figura 2- Determinazione dell'evento critico per la vasca con il modello dell'invaso

La soluzione si trova in funzione delle grandezze adimensionali:

$$F(n, m) = \frac{\theta_w}{k}$$

$$G(n, m) = \frac{W_{0max}}{K * Q_c}$$

Dove k è la costante di invaso del bacino, Θ_w è la durata critica per la vasca, cioè quel tempo che conduce al massimo volume di invaso W_0 e Q_c è la portata critica del bacino a monte, espressa dal seguente legame:

$$Q_c = S * \Phi * a * D(n) * k^{n-1}$$

Si definisce $D(n) = C^{n-1} * (1 - e^{-C})$ in funzione del parametro n della curva di possibilità pluviometrica con:

$$n = \frac{(1 + C - e^C)}{1 - e^C}$$

I grafici riportati nella seguente figura 3 consentono la risoluzione grafica con il modello dell'invaso lineare.

Il rapporto di laminazione è stato assunto pari a $\lambda = 0,10$ ($m = 1/\lambda$).

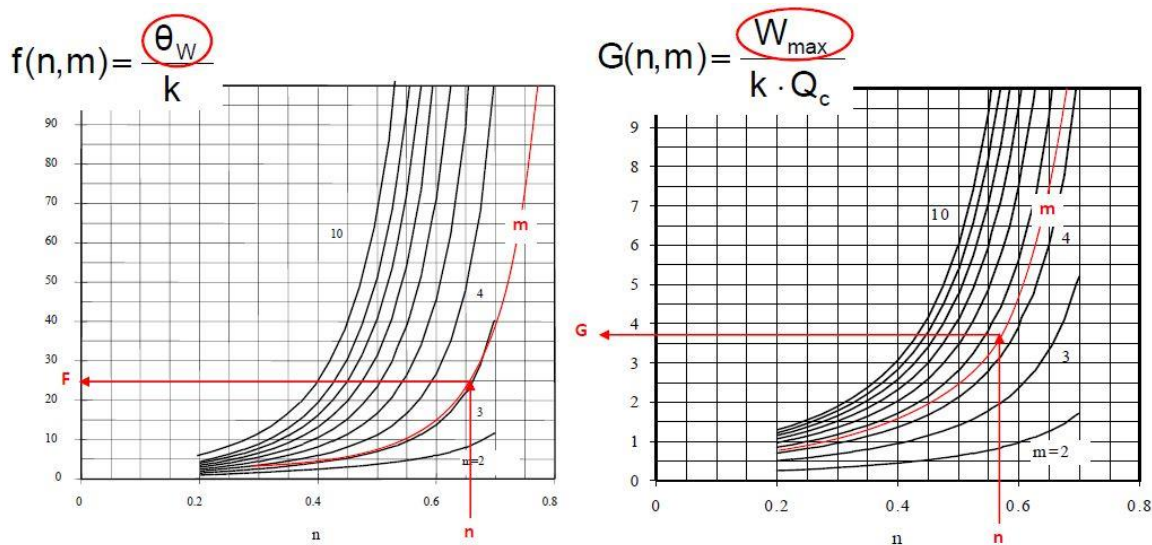


Figura 3- Risoluzione grafica con il modello dell'invaso lineare

Per il caso in esame, considerando come sezione terminale la vasca volano (la quale sarà differente per la rete delle coperture e per quella dei piazzali) ed adottando come tempo di ritorno indice $T_r = 50$ anni risulta:

Coperture

$W_{0max 50} =$ volume vasca volano $\approx 851 \text{ m}^3$

$\Theta_{w 50} =$ tempo critico per la vasca $\approx 1,66 \text{ ore}$

Strade e piazzali

$$W_{0\max 50} = \text{volume vasca volano} \approx 902 \text{ m}^3$$

$$\Theta_{w 50} = \text{tempo critico per la vasca} \approx 1,74 \text{ ore}$$

Si è ripetuto il calcolo per un evento pluviometrico con tempo di ritorno $T_r = 100$ anni, per cui risulta:

Coperture

$$W_{0\max 100} = \text{volume vasca volano} \approx 997 \text{ m}^3$$

$$\Theta_{w 100} = \text{tempo critico per la vasca} \approx 1,89 \text{ ore}$$

Strade e piazzali

$$W_{0\max 100} = \text{volume vasca volano} \approx 1.056 \text{ m}^3$$

$$\Theta_{w 100} = \text{tempo critico per la vasca} \approx 1,98 \text{ ore}$$

b) Metodo delle sole piogge

Con tale procedimento, applicando un idrogramma netto di pioggia ad intensità costante, il volume entrante in vasca risulta pari a $W_e = S \cdot \Phi \cdot a \cdot \Theta^n$, mentre il volume uscente, con evacuazione dalla vasca a portata costante (laminazione ottimale), $Q_u = Q_{u\max}$, risulta $W_u = Q_{u\max} \cdot \Theta$.

Il volume massimo da accumulare nella vasca risulta pari alla massima differenza tra le due curve e può essere individuato graficamente (fig.4), riportando sul piano (h, Θ) la curva di possibilità pluviometrica netta $h_{\text{net}} = \Phi \cdot a \cdot \Theta^n$ e la retta rappresentante il volume, riferito all'unità di area del bacino a monte, uscente dalla vasca $h_u = Q_{u\max} \cdot \Theta / S$.

Esprimendo matematicamente la condizione di massimo, ossia derivando la differenza $\Delta W = W_e - W_u$, si ricava la durata critica per la vasca $\Theta_w = (Q_{u\max} / S \cdot \Phi \cdot a \cdot n)^{1/n-1}$ ed il volume $W_{0\max} = S \cdot \Phi \cdot a \cdot \Theta_w^n - Q_{u\max} \cdot \Theta_w$.

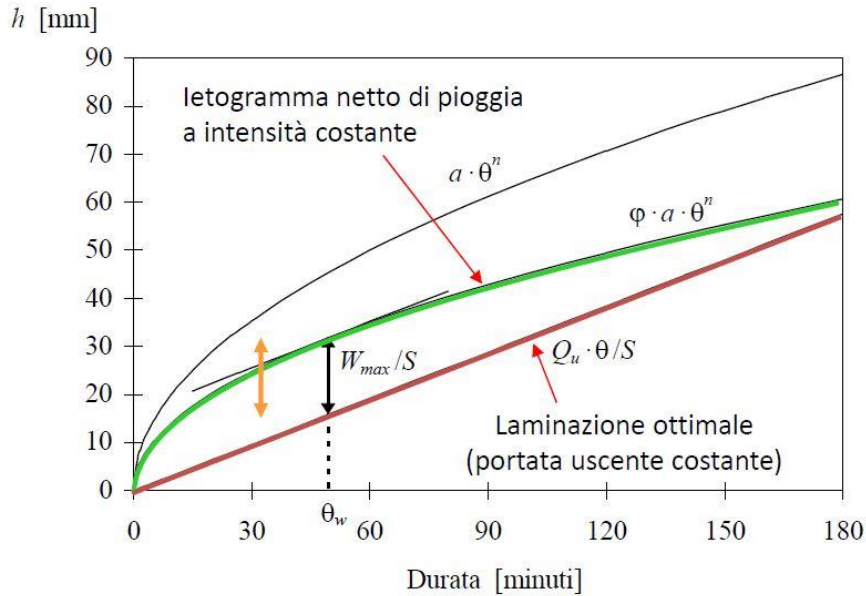


Figura 4- Individuazione dell'evento critico per la vasca con il metodo delle sole piogge

Per il caso in esame risulta:

Coperture

$W_{0max\ 50} =$ volume vasca volano \approx 942 m³

$\Theta_{w\ 50} =$ tempo critico per la vasca \approx 1,46 ore

Strade e piazzali

$W_{0max\ 50} =$ volume vasca volano \approx 993 m³

$\Theta_{w\ 50} =$ tempo critico per la vasca \approx 1,54 ore

Per un evento pluviometrico con tempo di ritorno $T_r = 100$ anni risulta:

Coperture

$W_{0max\ 100} =$ volume vasca volano \approx 1.088 m³

$\Theta_{w\ 100} =$ tempo critico per la vasca \approx 1,69 ore

Strade e piazzali

$W_{0max\ 100} =$ volume vasca volano \approx 1.147 m³

$\Theta_{w\ 100} =$ tempo critico per la vasca \approx 1,78 ore

Di conseguenza per il volume delle due vasche volano si considera quello associato al metodo delle sole piogge, in quanto più cautelativo.

Si sottolinea che nei calcoli eseguiti, per entrambe le metodologie adottate (invaso lineare – sole piogge) la portata uscente dalla vasca è stata considerata costante e pari a $Q_{u\ media} = 80\ l/sec$.

In particolare, per il calcolo relativo alle acque relative alle coperture, le quali hanno come recapito finale un sistema di pozzi perdenti, la portata in efflusso risulterà pari a zero fino al raggiungimento dell'invaso relativo ad una precipitazione di 30 mm.

Questa scelta è per favorire lo stoccaggio e il riutilizzo di acqua all'interno dell'impianto e limitare la quantità di acqua inviata a dispersione nel terreno.

8 POZZI DI DISPERSIONE - SUBIRRIGAZIONE

Con richiamo a quanto contenuto nei paragrafi precedenti, il funzionamento delle vasche volano (una per il fine della laminazione delle acque di seconda pioggia di competenza delle superfici adibite a piazzali e strade e l'altra con funzione di laminazione delle acque meteoriche spioventi sulle coperture) è stato concepito, come detto, considerando una portata costante media in uscita dalle vasche stesse pari a circa $Q_u = 80\ l/sec$.

Per la vasca volano delle acque di seconda pioggia, il recapito finale è costituito dalla fognatura comunale; si provvederà ad apposita richiesta di autorizzazione per l'allaccio alla fognatura.

Per la vasca volano dedicata alle acque scolanti sulle coperture, la portata in uscita è prevista venga dispersa nei primi strati del sottosuolo.

Pertanto occorre verificare quanto sia la portata teoricamente smaltibile dai sistemi di dispersione nel sottosuolo.

Il calcolo della portata dispersa nel terreno varia in funzione dell'altezza della falda; rappresenta un moto a simmetria radiale, che si raccorda alla falda esistente quando questa sia relativamente elevata, oppure si affonda in modo sostanzialmente verticale in una falda profonda.

Questo comportamento viene descritto nelle seguenti figure:

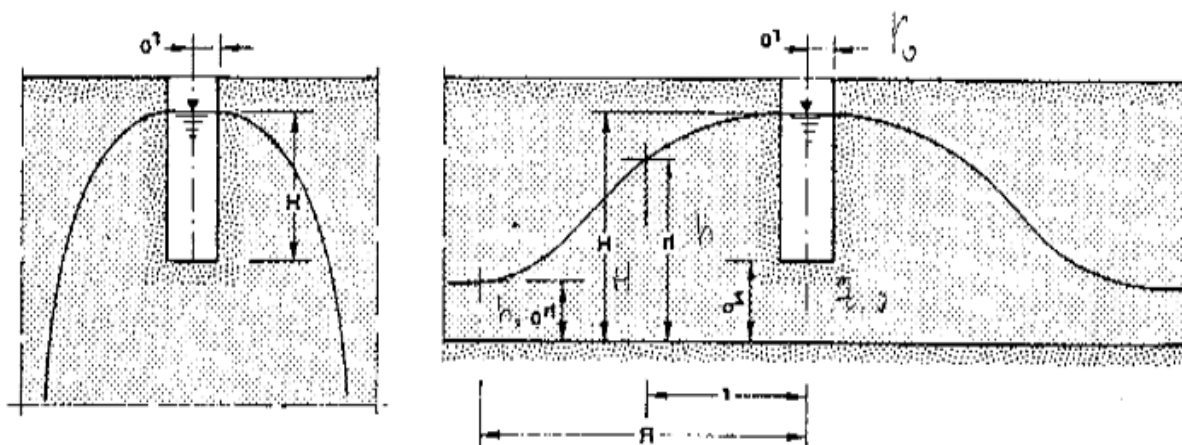


Figura 5- Schemi di moto da pozzo in falda profonda e poco profonda

Nel caso di falda profonda, come quello in esame (dai dati storici rilevati, la profondità della falda varia da un minimo di 26,28 m. a 37.25 m dal p.c. come riportato nella relazione geologica redatta dal Dott. Geol. P. Bottani e datata febbraio 2016; in occasione della predisposizione dei documenti della presente istanza autorizzativa la falda è stata individuata da un sondaggio attrezzato con piezometro a – 36 m da p.c. come riportato nella relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Anselmi CAVP09O10000PCR0800101), il problema dei pozzi disperdenti può essere assimilato a quello utilizzato sperimentalmente per la deduzione dei coefficienti di filtrazione dei terreni in sito, adottando la formula:

$$Q=C_u K r_0 H$$

con:

Q = portata di dispersione

H = altezza dell'acqua all'interno del pozzo

r_0 = raggio del pozzo

K = coefficiente di permeabilità

Il coefficiente adimensionale C_u assume diverse determinazioni a seconda degli autori; una relazione di provenienza sperimentale adottata nei calcoli, ottenuta da Stephens e Neuman (1982) per interpolazione e riferita ad un terreno costituito da sabbia grossolana, è così definita:

$$\log C_u = 0,658 * \log \frac{H}{r_0} - 0,398 * \log H + 1,105$$

Il sistema di pozzi perdenti considerato nei calcoli è costituito da elementi in calcestruzzo prefabbricato con anelli di diametro pari a 1,5 m e una profondità indicativa di circa 6 m. Sarà possibile determinare l'altezza effettiva solo a valle di una progettazione definitiva delle reti di drenaggio, in modo da avere la quota delle tubazioni in ingresso alla vasca volano.

I pozzi sono pensati posati ad una distanza minima, l'uno dall'altro, pari a 5,0 m e collegati fra di loro. Si segnala che la realizzazione dei pozzi perdenti dovrà essere preceduta da attenta analisi dell'eventuale interferenza dalla dispersione alla profondità indicata, con i piani interrati degli edifici previsti.

Il valore di permeabilità adottato nel calcolo è quello desunto dalla suddetta relazione geologica, in base alla tipologia dei terreni riscontrati durante le varie indagini e prove di campagna.

Il valore di permeabilità stimato dal geologo è pari a $k = 3,39 * 10^{-3}$ m/s, che sta a caratterizzare la presenza di terreni grossolani, indicati fino ad una profondità di circa 50-60 m. dal p.c..

Inserendo, cautelativamente, nel calcolo il valore di $k = 1 * 10^{-3}$ m/s risulta, considerando un carico idraulico di 2,0 m:

Q dispersione $\approx 27,0$ l/s per ogni pozzo.

Tale valore sarà verificato, a manufatti realizzati, mediante prove di dispersione in sito.

Considerando la portata di dispersione utilizzata per il dimensionamento della vasca volano pari a $Q_{usc} \approx 80$ l/s, si prevede l'esecuzione di n°4 pozzi.

9 TIPOLOGIE COSTRUTTIVE – PRIME INDICAZIONI

Oltre allo schema idraulico proposto, relativo alla gestione delle acque meteoriche scolanti sul nuovo comparto, si riportano l'indicazioni delle tipologie costruttive dei vari componenti la struttura impiantistica.

Drenaggio superficiale

La cattura delle acque meteoriche è previsto mediante caditoie e griglie stradali, realizzate con elementi prefabbricati in calcestruzzo con coperchi in ghisa.

Di uguale fattura saranno i pozzetti di ispezione propri delle canalizzazioni fognarie; queste ultime sono previste da realizzare in materiale plastico (tubazioni in polivinilcloruro o polietilene).

Vasche di prima pioggia

Per le vasche più piccole (vpp1 e vpp2) a servizio dell'area a quota $- 5,50$ m dal p.c. è pensabile adottare sistemi modulari prefabbricati, completi di accessori mentre, per le vasche vpp3 e vpp4 (di uguale e maggiore capacità) è preferibile la realizzazione in opera in getto di calcestruzzo armato.

Vasche volano

Saranno realizzate in opera, in calcestruzzo armato e saranno interrate in corrispondenza dell'area adibita all'installazione degli aerocondensatori.

Il tirante relativo al volume utile delle stesse è previsto pari a circa 2,0 m.

Lo schema idraulico di riempimento sarà differente per le acque meteoriche scolanti sulle coperture rispetto a quelle di seconda pioggia.

In particolare, per le prime, è previsto lo stoccaggio completo delle acque precipitate fino al valore pari a 30 mm di pioggia (in modo da riusarle all'interno dell'impianto), limite oltre il quale le acque verranno disperse nei primi strati del sottosuolo mediante i pozzi perdenti.

Il volume delle acque stoccate fino a 30 mm di pioggia sarà convogliato, tramite sollevamento, in una apposita vasca di accumulo per acque depurate ed eventualmente convogliato in fognatura nel caso in cui la vasca fosse piena.

Le acque di dilavamento delle strade e piazzali saranno trattenute, oltre quelle di prima pioggia (10 mm) in una vasca di laminazione (detta di 2^a pioggia), dimensionata considerando una portata costante di restituzione in fognatura pari a $Q = 80$ l/s.

Una parte delle acque di seconda pioggia verrà mandata in una vasca di stoccaggio, in modo da

poterla riutilizzare all'interno dell'impianto, mentre l'eccedenza verrà convogliata in fognatura, mantenendo sempre come vincolo la portata media di $Q=80$ l/s.

Ogni vasca sarà equipaggiata con le necessarie apparecchiature elettromeccaniche che regoleranno i flussi di portata fra i vari stadi di processo.

10 CONCLUSIONI

A conclusione del presente lavoro, e con il fine di riassumere i risultati a cui si è pervenuti, si pone in evidenza ancora quanto segue:

La gestione delle acque meteoriche di pertinenza del nuovo polo a servizio degli impianti di produzione di energia elettrica e termica ottenuta dalla combustione di rifiuti speciali non pericolosi è differenziata in due settori: le acque scolanti sulle coperture, che si considerano non passibili di contaminazione e le acque di dilavamento di piazzali e strade, a loro volta divise in acque di prima e seconda pioggia.. Le reti di drenaggio ed i manufatti di accumulo saranno pertanto distinti e le acque di competenza delle stesse avranno recapiti finali differenziati.

- Il calcolo idrologico ed idraulico è stato effettuato individuando due dorsali principali di tubazioni (pensate in doppia rete separata), con la quantificazione dell'estensione degli ipotetici bacini di competenza.
- Il tracciamento delle curve di possibilità pluviometrica è stato condotto ponendo, come base, i dati registrati da A.R.P.A. Piemonte nell'ambito del progetto interregionale IVa/Strada.
- Il tempo di ritorno indice preso a riferimento nei calcoli è quello relativo all'evento pluviometrico cinquantennale; tuttavia nell'indicazione del dimensionamento delle vasche volano si è fatto riferimento, vista l'importanza della costruzione, al tempo di ritorno centennale.
- Le acque di prima pioggia, nell'ottica della massima salvaguardia ambientale, saranno stoccate in apposite vasche in misura doppia rispetto a quella prescritta dalla normativa regionale; anziché i primi 5 mm verranno stoccati 10 mm di pioggia, considerando un evento meteorico uniforme sull'intera superficie adibita a vie di corsa e piazzali.
- Il calcolo del volume volano è stato condotto seguendo due diverse metodologie e cioè secondo sia il modello dell'invaso che adottando il metodo delle sole piogge. Tra i due metodi si sono utilizzati i risultati del metodo delle sole piogge con $T=100$ anni, in quanto più cautelativi.
- Il calcolo delle portate al colmo è stato previsto considerando due sezioni terminali (quelle di ingresso alle vasche volano - sez. A e B), rimandando il calcolo di dettaglio al layout esecutivo di progetto.
- In modo analogo, si è operato un predimensionamento dei sistemi di dispersione nel sottosuolo delle acque meteoriche di competenza delle coperture.

Brescia li, Maggio 2021

Dott. ing. Enrico Corinaldesi

Dott. ing. Sergio Cavallari

Allegati:




All. 1 – Schema idraulico di massima reti di drenaggio ed ubicazione vasche volano

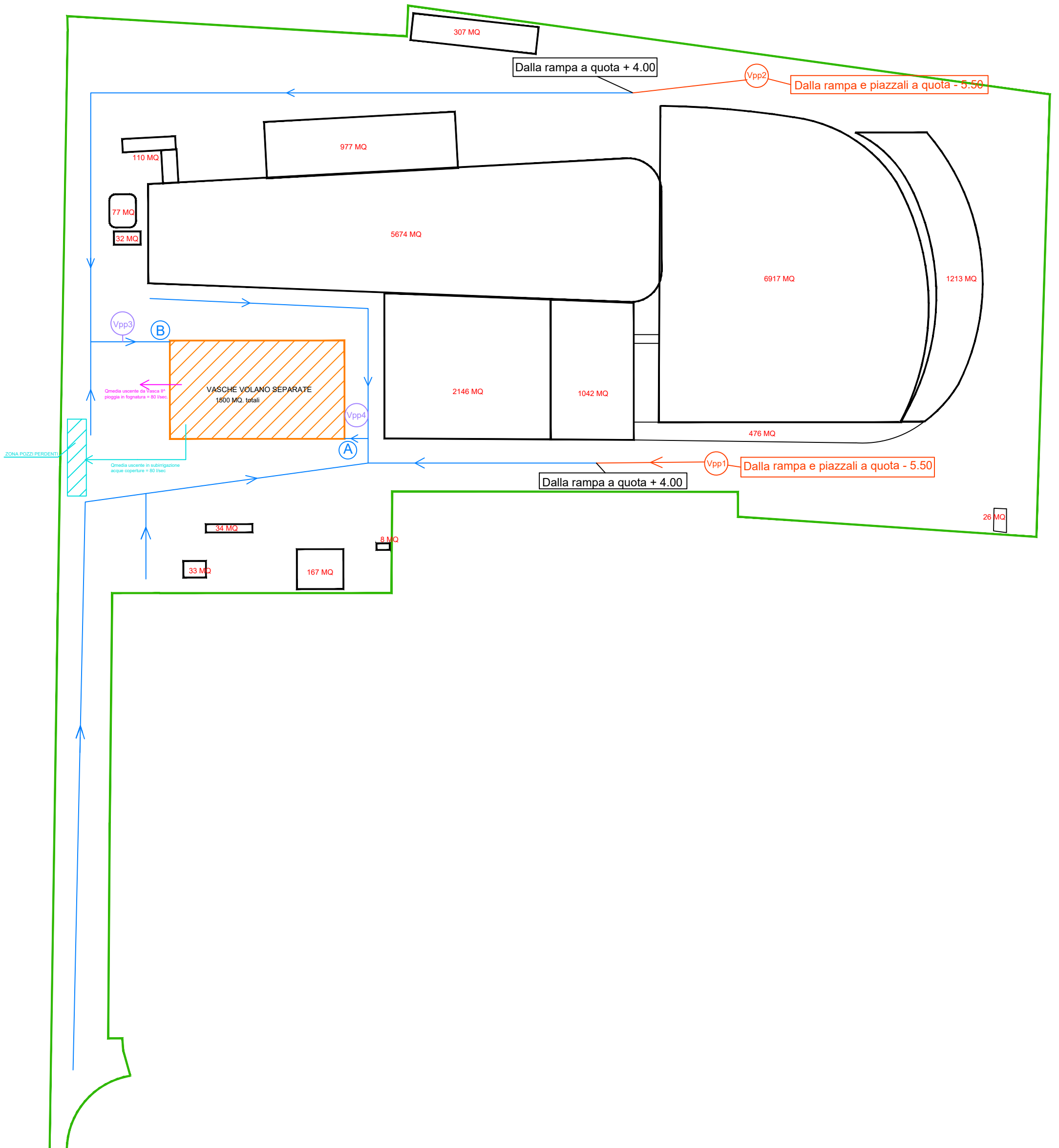
All. 2 – Schema idraulico a blocchi di gestione delle acque meteoriche

All. 3 – Schema dei deflussi superficiali relativi alle coperture degli edifici

Per la Planimetria dello schema acque meteoriche si faccia riferimento agli elaborati grafici Tav 21-
Planimetria reti meteoriche e reflui civili

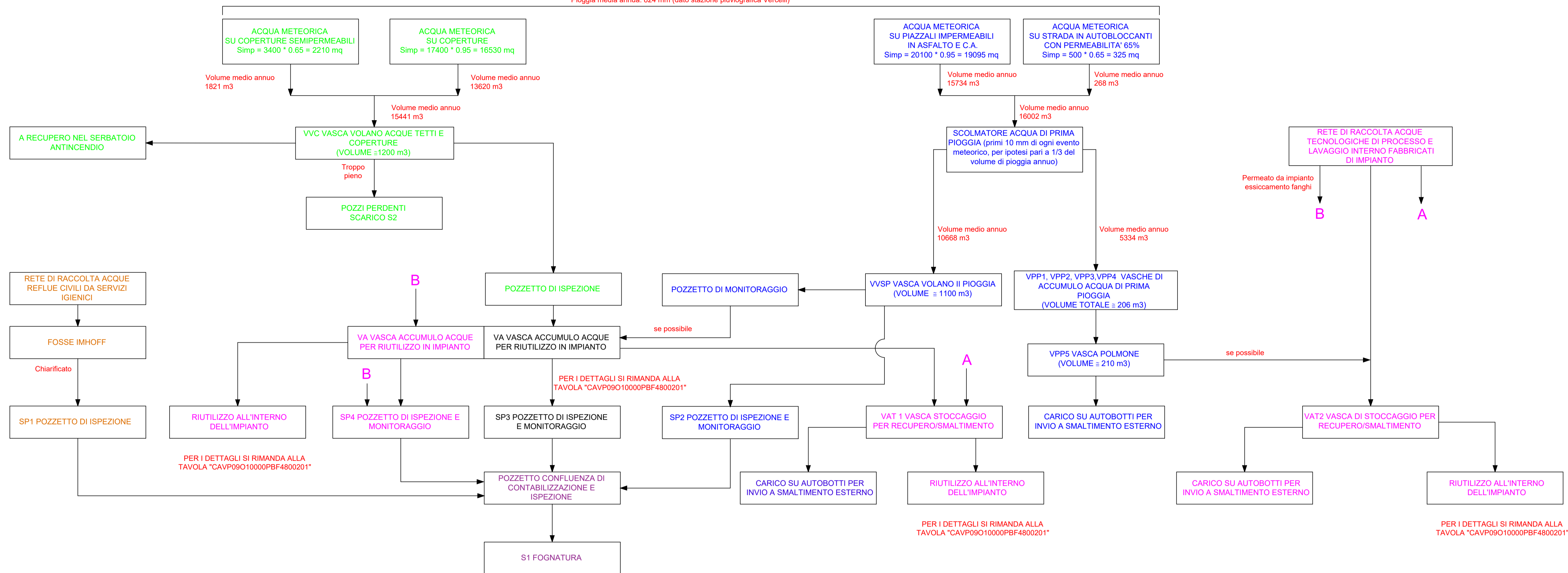
ALL. 1 -SCHEMA IDRAULICO RETI DI DRENAGGIO ED UBICAZIONE VASCHE VOLANO

-  Doppia linea di drenaggio per acque meteoriche a quota -5,50
-  Doppia linea di tubazioni separata per drenaggio a quota +0.00:
1- acque meteoriche coperture
2- acque di dilavamento piazzali e strade
-  Sezioni di calcolo idrologico



SCHEMA A BLOCCHI GESTIONE ACQUE
 IMPIANTO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA E TERMICA
 MEDIANTE COMBUSTIONE DI RIFIUTI SPECIALI NON PERICOLOSI

Pioggia media annua: 824 mm (dato stazione pluviografica Vercelli)



LOGICHE DI GESTIONE DELLE ACQUE IMPIANTO COMBUSTIONE

Le acque meteoriche provenienti da piazzali, strade e marciapiedi saranno raccolte in una rete separata e inviate ad un manufatto scolmatore. Ogni scolmatore permetterà l'invaso dei primi 10 mm di precipitazione in una vasca di raccolta prima pioggia. Sono presenti 4 vasche ed in particolare: VPP1 da 19 m³, VPP2 da 7 m³, VPP3 e VPP4 90 m³/cad. Il volume di prima pioggia accumulato verrà, alla conclusione dell'evento meteorico, inviato ad una ulteriore vasca di stoccaggio acqua di prima pioggia VPP5 da 210 m³. Da questa vasca l'acqua stoccata verrà caricata mediante autobotte e inviata per smaltimento in impianto esterno o, se possibile, riutilizzata all'interno dei cicli tecnologici dell'impianto. Il volume di seconda pioggia in uscita dallo scolmatore alimenterà la vasca volano di seconda pioggia VVSP da 1100 m³, dalla quale sarà inviato, previo passaggio in un pozzetto di ispezione e monitoraggio (SP2), tramite pompa alla fognatura esistente (scarico S1) oppure, se possibile, sarà inviata alla vasca VA per riutilizzo all'interno dei cicli tecnologici dell'impianto. Le acque meteoriche bianche provenienti dalle coperture e dai tetti verranno raccolte in una rete separata ed inviate ad una vasca di accumulo VVC da 1200 m³; i primi 30 mm di acque verranno stoccati all'interno della vasca, in modo da poter essere rilanciati ad una seconda vasca di accumulo VA per riutilizzo nei cicli tecnologici dell'impianto. La vasca VVC alimenterà anche il serbatoio di stoccaggio dell'acqua antincendio. L'eccedenza non recuperabile viene convogliata in un sistema di pozzi perdenti (scarico S2). Nel caso in cui la vasca di accumulo dovesse essere piena, l'eccedenza del volume della vasca VA volano viene convogliato, previo passaggio in un pozzetto di ispezione (SP3) in fognatura (scarico S1). Le acque tecnologiche provenienti dalle aree interne ai fabbricati (acque di processo e di lavaggio) saranno, se possibile, convogliate a vasche dedicate (VAT1 e VAT2) e da lì riutilizzate all'interno dei cicli tecnologici dell'impianto; in alternativa verranno inviate a smaltimento presso impianti esterni autorizzati mediante autobotte. Il permeato prodotto dal trattamento delle acque dell'impianto di essiccamento fanghi sarà riutilizzato ed inviato in una sezione separata e dedicata della vasca VA; l'eccedenza sarà inviato in fognatura previo passaggio in un pozzetto ispezione e di monitoraggio (SP4). Le acque reflue civili prodotte dagli scarichi dei servizi saranno convogliate in 3 fosse Imhoff distribuite nell'area dell'impianto; il chiarificato in uscita dalle vasche, previo passaggio in un pozzetto di ispezione (SP1), sarà rilanciato alla fognatura (scarico S1). Gli scarichi SP1, SP2, SP3 e SP4 transitano in un pozzetto di confluenza a valle del quale è prevista l'ispezione e contabilizzazione dello scarico S1.

Numero documento interno CAVP09O10000PBF0800101		Derivato da -	
<p>A2A Ambiente S.p.A. Ingegneria Ambiente Via Olgettina 25 20132 Milano T [+39] 02 2729 81 ingegneria.ambiente@a2a.eu www.a2aambiente.eu</p>		Titolo progetto Centro impiantistico di Cavaglià Località Gerbido, Comune di Cavaglià (BI)	
		Impianto per la produzione di energia elettrica e termica mediante combustione di rifiuti speciali non pericolosi sito in comune di Cavaglià (BI)	
Titolo documento All.2- Schema a blocchi di gestione acque		Verifica C. Donati	Approvazione L. Zaniboni
Numero tavola		Progettista	Committente
Revisione 00	Data Giugno 2021		
Scala grafica -	Scala plottaggio 1:1		

ALL. 3 SCHEMA DEI DEFLUSSI SUPERFICIALI RELATIVI ALLE COPERTURE DEGLI EDIFICI

