

Regione Emilia-Romagna

Accordo ai sensi dell'art.15 L241/90 – art.5 c.1

PIANO DEGLI INTERVENTI

SCHEDA B2 CIMONE – INVASO MERCANTI

PROGETTO ESECUTIVO:

Elaborato A2 – RELAZIONE IDRAULICA

Proponente: Comune di Montecreto. anche per conto dei Comuni di Fanano, Riolunato, Sestola



Aggiornamento
Giugno 2024

Studio Sargenti www.studiosargenti.eu

Elia Sargenti – Ingegnere **Daniele Sargenti** – Geologo
con la collaborazione di Elisabetta Magnani – Geologa

Geologia. Ambiente. Paesaggio. Territorio. GIS. SIT.
Fanano Sestola Vignola (MO) tel. 3357245004 3388276720 e-mail info@studiosargenti.eu



SOMMARIO

1. LOCALIZZAZIONE DELL'OPERA	3
2. PREMESSA	3
3. MODELLO IDRAULICO DI RIFERIMENTO PER LE OPERE	4
3.1. IDROLOGIA E CARATTERISTICHE DEL BACINO	4
3.1. DATI PLUVIOMETRICI	5
3.2. DISPONIBILITÀ DELLA RISORSA IDRICA	5
3.3. VALUTAZIONE DELLA PORTATA DI PIENA.....	7
4. DEFLUSSO MINIMO VITALE	10
4.1. CALCOLO DEL DMV	11
5. CALCOLO DEL FRANCO NETTO.....	12
6. ORGANI IDRAULICI	15
6.1. SFIORATORE SUPERFICIALE	15
6.2. SCATOLARE PRESA PRINCIPALE	17
6.3. TUBAZIONE PRESA SECONDARIA	17
6.4. SCARICO DI FONDO - TEMPO DI SVUOTAMENTO	20
6.5. TUBAZIONE E ORGANI DMV	21



1. LOCALIZZAZIONE DELL'OPERA

L'area interessata dal progetto si colloca in località Cimoncino all'interno della Stazione Invernale del Cimone, nel Comune di Fanano, Provincia di Modena.

LAT. WGS84: 44,196659302390032; LONG. WGS84: 10,729926071565696;

Altitudine (sezione di chiusura bacino di riferimento): 1407 m s.l.m;

Carta Tecnica Regionale: ELEMENTI n. 236132, 236133, 251011, 251014 (1:5000);

Catastale: Comune di Fanano, Foglio 19 part. 279; Foglio 37 part. 7,9,14;

Bacino idrografico principale: Torrente Fellicarolo;

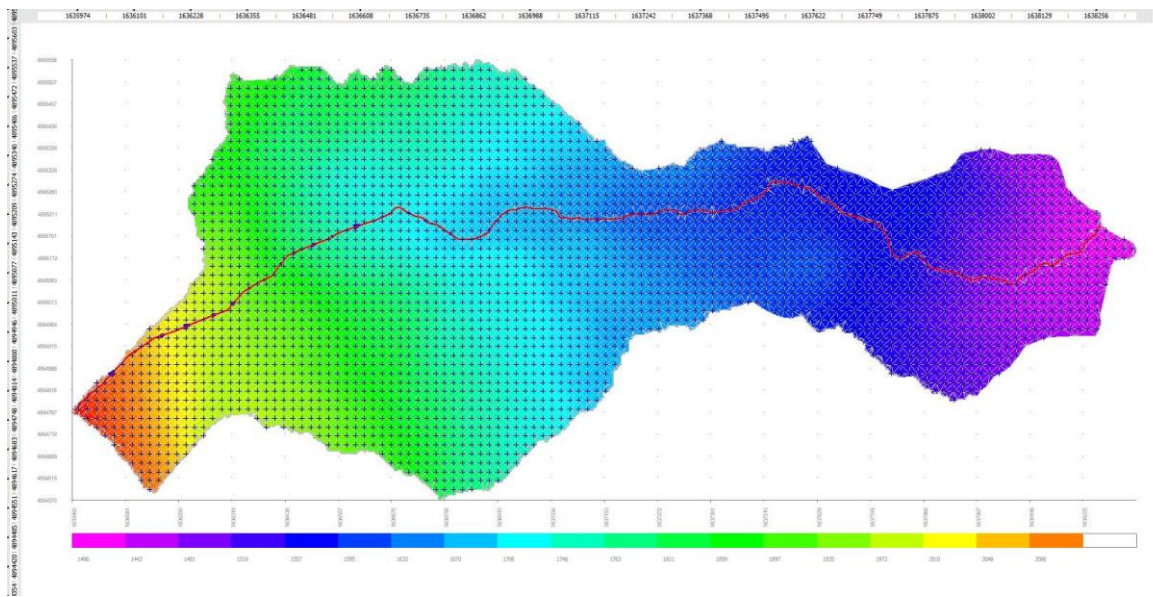
Bacino idrografico secondario: Fosso dei Mercanti.

2. PREMESSA

La presente viene redatta per conto del Comune di Montecreto ed ha per oggetto il progetto definitivo per un nuovo invaso di stoccaggio idrico in loc. Cimoncino di Fanano, con un volume di massima regolazione di 18.270 mc; la relazione idraulica ha l'obiettivo di calcolare i vari parametri utili alla definizioni delle migliori scelte progettuali nel rispetto della sicurezza e della funzionalità attesa dell'opera.



3. MODELLO IDRAULICO DI RIFERIMENTO PER LE OPERE



Analisi morfometrica del bacino (software Geostru hydrologic Risk)

3.1. IDROLOGIA E CARATTERISTICHE DEL BACINO

Il bacino imbrifero del Fosso dei Mercanti, con sezione di chiusura a 1407 msl, è costituito da tutta la superficie di testata dello stesso. Dall'analisi idrologica sono emersi i seguenti dati:

Superficie bacino	1,27112 km ²
Perimetro	8,291 km
Altitudine massima	2161 m
Altitudine minima	1407 m
Altitudine media	1740 m
Larghezza massima	2117 m
Lunghezza asta principale	2700 m
Pendenza media asta principale	27,85%
Tempo di corrivazione (Giandotti 1934)	0,585 ore
Pendenza massima	58°
Pendenza media	21°

Geologicamente è impostato, a monte della quota 1650 msm, sulle Arenarie di Monte Modino e relativi materiali di disfacimento, mentre a valle affiorano, o sono ricoperte da estesi e potenti accumuli detritici, le formazioni pelitiche di base (AVC FIU MMA). Il limite fra le formazioni a diversa permeabilità è segnato dal principale orizzonte sorgentifero del versante, orientato N-S e rilevabile fra i 1650 e i 1700 msm.

La parte alta è caratterizzata da assenza di vegetazione arborea, a differenza di quella di valle, quasi interamente boscata.

3.1. DATI PLUVIOMETRICI

I dati pluviometrici di riferimento utilizzati sia per la valutazione della risorsa idrica di ricarica dell'invaso sia per la valutazione delle portate di piena fanno riferimento alla stazione pluviometrica di Sestola, unica sul territorio a poter fornire dati continuativi per i periodi necessari alle valutazioni idrauliche. Tali dati sono stati reperiti dalle risorse on line messe a disposizione da Arpa (sistema dext3r e annali idrologici).

3.2. DISPONIBILITÀ DELLA RISORSA IDRICA

Per l'analisi della diponibilità di acqua di ricarica dell'invaso si fa riferimento ai dati della stazione pluviometrica di Sestola per i periodi 1961-1980 e 2003-2018, utilizzando un coefficiente di deflusso prudenzialmente valutato pari a 0,5; gli afflussi ricavati sono stati poi ulteriormente ridotti tramite un ulteriore coefficiente pari a 0,5 per tenere conto del fatto che, per esperienza, gli accumuli di pioggia sul versante in cui va a inserirsi l'opera in progetto e in particolar modo ad altitudini elevate, sono decisamente inferiori rispetto a quelli registrati dalla stazione posta nel centro abitato di Sestola. La formula utilizzata per valutare gli accumuli alla sezione di chiusura considerata è dunque la seguente:

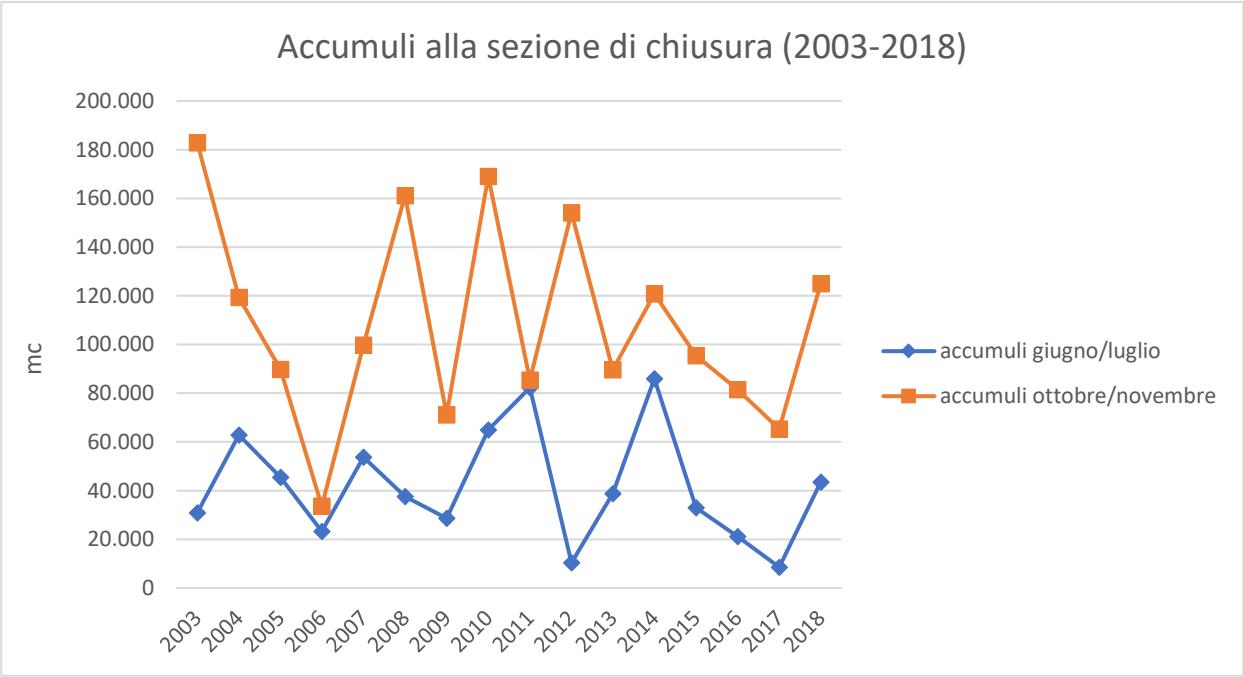
$$\text{disponibilità acqua alla sezione di chiusura (mc)} = \frac{\text{mm pioggia}}{1.000} \times 1.270.000 \times 0,5 \times 0,5$$

Vengono espone di seguito la tabella e il grafico relativi agli accumuli estivi (giugno/luglio) e autunnali (ottobre/novembre) alla sezione di chiusura considerata per il periodo di riferimento 2003-2018.

ANNO	estivo giugno/luglio	autunnale ott./nov.
	(mc)	(mc)
2003	30.861	182.880
2004	62.802	119.380



2005	45.530	89.789
2006	23.305	33.592
2007	53.721	99.695
2008	37.592	161.163
2009	28.702	71.057
2010	64.961	169.037
2011	82.233	85.471
2012	10.351	154.051
2013	38.735	89.599
2014	85.979	120.841
2015	32.957	95.377
2016	21.146	81.534
2017	8.573	65.342
2018	43.498	125.032
min	8.573	33.592
max	85.979	182.880
medio	41.934	108.990



La risorsa idrica risulta ampiamente disponibile per le esigenze di ricarica dell'invaso, il cui volume di massima regolazione è pari a 18.270 mc.

3.3. VALUTAZIONE DELLA PORTATA DI PIENA

Secondo quanto riportato al paragrafo C.1 del DM 26 giugno 2014 “Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)”, sono stati eseguiti i calcoli per la portata di progetto di massima piena con diversi tempi di ritorno, utilizzando il metodo razionale. Tali calcoli si basano sull’analisi delle piogge di breve durata e di forte intensità registrate dalla stazione pluviometrica di Sestola nell’arco di tempo di 30 anni (1988–2017). Le altezze di pioggia (in mm) accumulate nei diversi tempi utili alla valutazione delle piene si riassumono nella tabella seguente:

	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
1988	20,20	27,60	42,80	62,80	64,40
1989	16,80	37,20	38,00	62,60	89,40
1990	18,80	35,20	61,80	96,60	112,40
1991	19,20	20,60	31,60	53,60	58,80
1992	21,80	39,80	44,40	52,40	65,20
1993	24,00	43,80	53,80	87,80	93,60
1994	19,40	42,40	66,60	92,20	124,00
1995	23,80	33,00	53,40	80,20	120,40
1996	29,40	43,40	43,60	59,40	103,40
1997	27,00	35,80	37,20	63,60	79,60
1998	10,80	27,00	37,40	41,80	45,60
1999	23,80	35,20	46,40	73,60	86,80
2000	31,20	43,20	62,60	102,80	115,80
2001	24,40	37,00	45,20	46,40	58,40
2002	25,21	31,40	46,40	61,60	79,40
2003	32,00	49,40	59,60	69,80	96,80
2004	39,60	65,60	77,40	87,40	96,40
2005	43,60	50,60	50,60	50,60	86,60
2006	21,20	27,20	29,60	46,40	62,60
2007	19,00	26,80	47,00	58,60	71,40
2008	21,00	27,80	47,40	58,00	87,60
2009	18,60	29,20	52,00	83,20	109,60
2010	18,00	41,00	58,00	64,00	115,40
2011	27,60	38,20	67,40	105,00	138,40
2012	21,00	47,80	75,40	93,40	107,80
2013	29,00	46,80	63,00	74,00	83,80
2014	25,20	32,20	50,00	71,60	109,60

2015	21,20	32,20	37,20	44,80	58,60
2016	14,40	28,00	51,40	75,00	105,20
2017	15,20	30,00	42,60	66,00	97,20

L’elaborazione delle serie pluviometriche secondo Gumbel ha consentito di ricavare i seguenti valori di altezza di pioggia critica per i vari tempi di ritorno, calcolati tramite la legge di pioggia

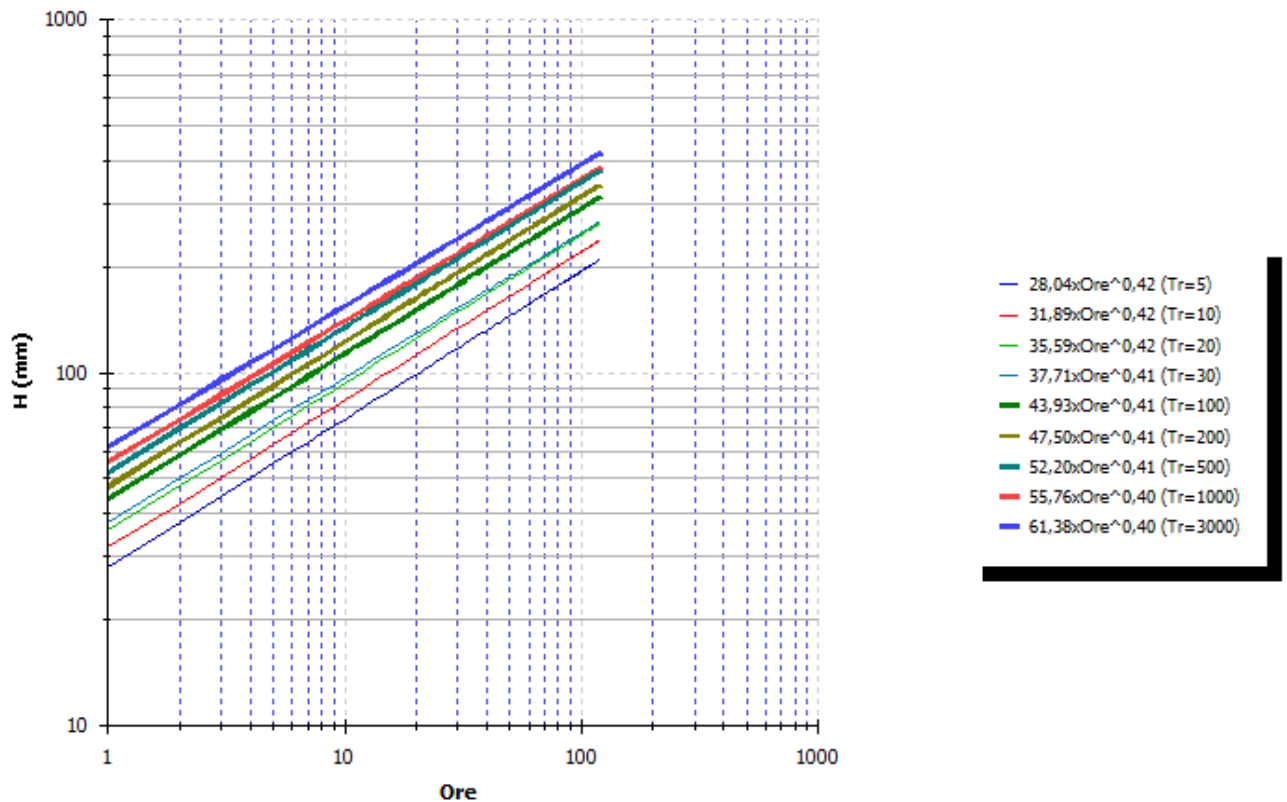
$$h = t \times a^n$$

i dati sono riassunti nella seguente tabella:

(TR) Anni	1 Ora	3 Ore	6 Ore	12 Ore	24 Ore	a	n
5	28,04	44,68	59,94	80,42	107,89	28,04	0,42
10	31,89	50,55	67,61	90,41	120,90	31,89	0,42
20	35,59	56,19	74,96	99,99	133,39	35,59	0,42
30	37,71	59,43	79,18	105,51	140,58	37,71	0,41
100	43,93	68,93	91,59	121,70	161,70	43,93	0,41
200	47,50	74,37	98,69	130,96	173,78	47,50	0,41
500	52,20	81,55	108,06	143,19	189,74	52,20	0,41
1000	55,76	86,97	115,14	152,42	201,78	55,76	0,40
3000	61,38	95,56	126,35	167,06	220,88	61,38	0,40

Si riporta dunque il grafico relativo alla curva di possibilità pluviometrica per i dati considerati:

Curva possibilità pluviometrica



Il calcolo delle portate di massima piena è stato eseguito tramite il metodo analitico (o razionale), basato sulla seguente formula:

$$Q_T = \frac{\varphi \cdot h_T \cdot A \cdot k}{t_c}$$

In cui A è la superficie del bacino espressa Km^2 , h l'altezza di precipitazione espressa in mm che cade sulla superficie del bacino dedotta dalla legge di pioggia di fissato periodo di ritorno T , in corrispondenza di una durata pari al tempo di corrivazione t_c espresso in ore; Inoltre si indica con ϕ il coefficiente di deflusso assunto pari a 0,5, rapporto tra gli afflussi meteorici ed i corrispondenti deflussi superficiali e k un fattore di uniformità che tiene conto della non uniformità delle unità di misura utilizzate. Nell'ipotesi di adottare le grandezze con le unità di misura citate si pone $k = 0.2777$.

Nella formula razionale il valore della portata dipende dall'intensità di pioggia inteso come rapporto tra altezza di pioggia e tempo di percorrenza dei deflussi; il tempo di percorrenza è stato fissato pari al tempo di corrivazione. Nel caso in esame si hanno i seguenti valori di portate di piena per i vari tempi di ritorno:

Tr (anni)	Area (Km ²)	Coef. Deflusso	Durata pioggia (ore)	Tempo di corrivazione [Tc] (ore)	Hcrit (mm)	Portata Piena (m ³ /s)
10	1,2711	0,5000	0,5850	0,5850	25,4601	7,6835
20	1,2711	0,5000	0,5850	0,5850	28,4141	8,5750
30	1,2711	0,5000	0,5850	0,5850	30,2685	9,1346
100	1,2711	0,5000	0,5850	0,5850	35,2610	10,6413
200	1,2711	0,5000	0,5850	0,5850	38,1266	11,5061
500	1,2711	0,5000	0,5850	0,5850	41,8991	12,6446
1000	1,2711	0,5000	0,5850	0,5850	44,9972	13,5795
3000	1,2711	0,5000	0,5850	0,5850	49,5324	14,9482

4. DEFLUSSO MINIMO VITALE

Con riferimento a quanto riportato nella DGR 2067/2015 e nella DGR 1195/2016, si procede al calcolo del DMV prendendo in considerazioni la componente idrologica e quella ambientale, ricavando in seguito due valori differenti di DMV, ovvero quello estivo (E), valido da maggio a settembre e quello invernale (I) valido da ottobre a aprile. Le formule utilizzate per il calcolo sono le seguenti:

$$DMV (E) = Q_{med} \times k_{idr} \times k_{morf E}$$

$$DMV (I) = Q_{med} \times k_{idr} \times k_{morf I} ;$$

dove

Q_{med} è la portata media annuale alla sezione di chiusura che individua il bacino idrografico di riferimento, k_{idr} è un paramentro che tiene in considerazione la superficie del bacino, $k_{morf E}$ e $k_{morf I}$ due coefficienti che consentono di tenere in considerazione la componenete morfologico-ambientale, il cui valore può essere ricavato per analogia, facendo riferimento ai valori contenuti nella tabella 7 dell'allegato D alla DGR 2067/2015, che contiene i dati relativi ai bacini tipizzati sul territorio regionale.

4.1. CALCOLO DEL DMV

Si è proceduto dunque alla determinazione dei due valori del DMV (Estivo e Invernale) come segue:

Area bacino sotteso alla sezione di chiusura - A	1,27112 kmq
Piovosità media annua - fonte atlante climatico ARPAE 2017 (anni 1991 - 2015) - P	1085 mm
Portata media per kmq - Q ₀₀₋₁₅	34,40 l/s/kmq
Portata media nel punto di presa con metodo dei punti di pioggia - Q _{med}	43,73 l/s
Bacino tipizzato di riferimento (tab. 7 allegato D alla DGR 2067/2015)	T.Fellicarolo Codice 012201020000 1 ER

Si calcola:

$$k_{idr} = 0,086 - 2,24 \times 0,00001 \times A = 0,09$$

Si ricavano poi i valori di $k_{morf E}$ e $k_{morf I}$ dalla tab. 7:

$$k_{morf E} = 2,12$$

$$k_{morf I} = 3,63$$

Si calcolano dunque:

$$DMV (E) = Q_{med} \times k_{idr} \times k_{morf E} = 7,97 \text{ l/s}$$

$$DMV (I) = Q_{med} \times k_{idr} \times k_{morf I} = 13,65 \text{ l/s};$$

Si terrà in considerazione un valore estivo (mag.-set.) pari a 8 l/s e un valore invernale (ott.-apr.) pari a 14 l/s.



5. CALCOLO DEL FRANCO NETTO

Secondo il Decreto 26 giugno 2014, normativa di riferimento per le dighe, il valore del franco netto (differenza tra la sommità del coronamento e la quota di massimo invaso) deve essere non inferiore a 1,5 m per dighe in materiali sciolti di piccole dimensioni.

Al fine del calcolo del franco netto occorre considerare una serie di fattori, ovvero:

- L'onda che può generarsi nel bacino per effetto del sisma e del vento e il relativo run-up;
- L'abbassamento fisiologico del coronamento dovuto ai cedimenti del rilevato
- Il battente idrico per cui viene smaltita la piena con TR di 1000 anni attraverso lo sfioratore, in modo da determinare la quota di massimo invaso.

Il franco netto sarà dunque determinato come segue:

QUOTA CORONAMENTO - ONDA - ABBASSAMENTO - QUOTA DI MASSIMO INVASO \geq 1,5 m.

Essendo:

quota di coronamento: 1415 m s.l.m.

quota di massima regolazione: 1413.10 m s.l.m.

il franco lordo è pari a 190 cm.

ALTEZZA DELL'ONDA

L'onda che può generarsi nel bacino determina un effetto di alzo idraulico che deve essere considerato nella determinazione del franco netto per l'opera in progetto.

Secondo il D.Min.II.TT. 26 giugno 2014, i valori di massima ampiezza delle semionde generate nel serbatoio dal vento e l'effetto di risalita dell'onda sullo sbarramento contro il paramento possono essere individuati dalla seguente tabella:

Velocità vento [km/h]	Ampiezza d'onda [m]									
	Fetch [km]									
	1	2	4	6	8	10	11	20	40	50
100	0.27	0.38	0.53	0.65	0.75	0.84	0.88	1.18	1.67	1.87
80	0.20	0.29	0.40	0.49	0.57	0.64	0.67	0.90	1.27	1.42
60	0.14	0.20	0.29	0.35	0.41	0.45	0.48	0.64	0.90	1.01
40	0.09	0.13	0.18	0.22	0.26	0.29	0.30	0.40	0.57	0.63
	run_up [m]									
	0.033	0.063	0.12	0.17	0.223	0.273	0.298	0.518	0.973	1.188

Nel caso in esame il fetch (lunghezza massima dello specchio d'acqua sul quale insiste il vento determinante la perturbazione) è di soli 160 m (0,16 km).

Come vento spirante può essere considerato a favore di sicurezza il valore di 60 km/h essendo il bacino protetto sia dal punto di vista orografico che dal bosco.

Attraverso un'estrapolazione lineare dei dati in tabella si ha che per 160 m di fetch e 60 km/h di vento, attraverso un'estrapolazione lineare:

ALTEZZA SEMIONDA: 6 cm

RUN UP: 1 cm

Per un totale di 7 cm.

CEDIMENTI

Secondo il DM 2014 occorre poi considerare un minimo di 0,5 cm/m di altezza dello sbarramento come cedimento verticale del rilevato. Essendo il rilevato costipato in fase di cantiere in realtà i cedimenti saranno in teoria pressochè nulli.

Considerando comunque il valori di normativa si ha un cedimento di:

$0,5 \times 9$ (h massima rilevato) = 4,5 cm.



ALTEZZA UTILE RESIDUA PER LO SMALTIMENTO DELLA MASSIMA PIENA

Sottraendo al valore del franco lordo l'altezza dell'onda e dei cedimenti si ha:

$$1,90 - 0,07 - 0,045 = 1,785 \text{ m}$$

Dunque la massima piena con tempo di ritorno di 1000 anni dovrà essere smaltita tramite un organo di sfioro con battente idrico massimo di:

$$1,785 - 1,5 = 28,5 \text{ cm.}$$



6. ORGANI IDRAULICI

Si riportano di seguito le verifiche idrauliche degli organi in progetto quali tubazioni e sezioni a pelo libero.

6.1. SFIORATORE SUPERFICIALE

Con riferimento al capitolo precedente, in cui si calcolava l'altezza limite del battente idraulico fissata in 28,5 cm si valuta la capacità di portata della sezione rettangolare a pelo libero dello sfioratore, avente le seguenti caratteristiche:

Descrizione: SEZIONE SFIORATORE

Punto di sezione:

CARATTERISTICHE SEZIONE

DATI NOTI (da inserire)

H	\Rightarrow 1,90	ALTEZZA [m]
a	\Rightarrow 8,50	[m]
h	\Rightarrow 0,28	[m]
p	\Rightarrow 7,00%	Pendenza
m	\Rightarrow 0,55	Coeff. di scabrosità di Kutter

DATI RISULTANTI

Contorno bagnato

$$Pb = a + 2h$$

$$\Rightarrow \mathbf{9,060} \text{ [m]}$$

Area di deflusso

$$A = ah$$

$$\Rightarrow \mathbf{2,3800} \text{ [m}^2\text{]}$$

Raggio idraulico

$$Ri = \frac{A}{Pb}$$

$$\Rightarrow \mathbf{0,263} \text{ [m]}$$

CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua $h = 0,28 \text{ m}$

FORMULE (moto uniforme)

Portata	$Q = AV$	dove	A = Area di deflusso V = Velocità di deflusso
Velocità di deflusso	$V = c\sqrt{R_i p}$	dove	c = coefficiente di attrito R _i = raggio idraulico p = pendenza
Coefficiente di attrito	$c = \frac{100\sqrt{R_i}}{m + \sqrt{R_i}}$	dove	m = Coeff. Di scabrosità di Kutter

RISULTATI

c	⇒	48,24	
V	⇒	6,54	[m/sec]
Q	⇒	15,568	[m³/sec]

La sezione in esame ha la capacità di smaltire una portata pari a 15,568 mc/s con un battente di 28 cm e quindi risulta idonea a smaltire la portata di massima piena (TR 3000 anni) paria a 14,948 mc/s garantendo il franco netto di 1,5m.

SCASSO CENTRALE

Considerando che la portata media stimata del corso d'acqua in esame con il metodo dei punti di pioggia (vedi tabella paragrafo 4.1) è pari a 43,73 l/s si è scelto di realizzare nella parte centrale dell'organo di sfioro un piccolo scasso di sezione 30x10 cm in modo che il flusso di acqua non si disperda sulla grande superficie del manufatto anche in caso di portate ridotte.

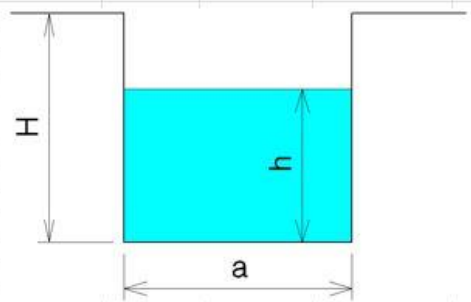
6.2. SCATOLARE PRESA PRINCIPALE

Lo scatolare in calcestruzzo (2x1m) della presa principale deve essere in grado di smaltire la portata di massima piena (TR 1000 anni) calcolata in precedenza. Si riporta di seguito la valutazione della capacità di smaltimento della sezione a pelo libero:

CAPACITA' DI SMALITIMENTO
SEZIONE IDRAULICA DI FORMA RETTANGOLARE
per varie altezze d'acqua

CARATTERISTICHE SEZIONE						
H	1,00	ALTEZZA [m]		p	7,0%	Pendenza
a	2,00	[m]		m	0,25	Coeff. di scabrosità di Kutter

h [m]	Q[m ³ /sec]
0,05	0,269
0,10	0,872
0,15	1,694
0,20	2,680
0,25	3,795
0,30	5,016
0,35	6,325
0,40	7,708
0,45	9,156
0,50	10,660
0,55	12,211
0,60	13,806
0,65	15,438
0,70	17,105
0,75	18,801
0,80	20,525
0,85	22,273
0,90	24,043
0,95	25,834
1,00	27,643



h = altezza d'acqua
Q = portata all'altezza d'acqua corrispondente

La sezione in esame è in grado di smaltire la piena di progetto con un battente di 65 cm.

6.3. TUBAZIONE PRESA SECONDARIA

L'opera di presa secondaria si colloca su un corso d'acqua minore, già ricompreso nell'area del bacino principale con cui si è calcolata la massima piena ai paragrafi precedenti, fa riferimento ad un bacino afferente di dimensioni minime, per il quale è stata valutata la portata di massima piena con metodo semplificato come segue, ai soli fini del dimensionamento della tubazione della presa.

Il calcolo delle portate di massima piena è stato eseguito tramite il metodo analitico (o razionale), basato sulla seguente formula:

$$Q_T = \frac{\varphi \cdot h_T \cdot A \cdot k}{t_c}$$

In cui A è la superficie del bacino espressa Km², h_t l'altezza di precipitazione espressa in mm che cade sulla superficie del bacino dedotta dalla legge di pioggia di fissato periodo di ritorno T, in corrispondenza di una durata pari al tempo di corrvazione t_c espresso in ore; Inoltre si indica con φ il coefficiente di deflusso, rapporto tra gli afflussi meteorici ed i corrispondenti deflussi superficiali e k un fattore di uniformità che tiene conto della non uniformità delle unità di misura utilizzate. Nell'ipotesi di adottare le grandezze con le unità di misura citate si pone k= 0.2777.

Assumendo:

TR=3000 anni (piena per normativa dighe)

A = 0,025 km² (area bacino)

k=0,2777 (coefficiente di aggiustamento unità di misura)

fi =0,5 (coefficiente di deflusso)

t_c: si valuta il tempo di corrvazione con la formula di Viparelli:

$$t_c = \frac{L}{V}$$

assumendo

L= 0,26 km (lunghezza asta principale)

V= 5,4 km/h (velocità media della corrente)

t_c= 0,048 h

Si ha perciò:

h_{t (3000 anni)} = a*tⁿ = 61,38x0,048^{0,4} = 18,2 mm



da cui

$Q_{3000 \text{ anni}} = 1,42 \text{ mc/s}$

Si riporta di seguito la capacità di smaltimento della tubazione considerata (polietilene diametro interno 600 mm):

DATI RISULTANTI			
Angolo al centro	α	\Rightarrow	218,9 [°]
Contorno bagnato	$Pb = 2\pi(\frac{\alpha}{360^\circ}r)$	\Rightarrow	1,146 [m]
Area di deflusso	$A = 1/2r^2(\frac{\pi\alpha}{180^\circ} - \text{sen } \alpha)$	\Rightarrow	0,2002 [m²]
Raggio idraulico	$Ri = \frac{A}{Pb}$	\Rightarrow	0,175 [m]

CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua $h = 0,4 \text{ m}$			
FORMULE (moto uniforme)			
Portata	$Q = AV$	dove	A = Area di deflusso V = Velocità di deflusso
Velocità di deflusso	$V = c\sqrt{Ri \text{ } p}$	dove	c = coefficiente di attrito Ri = raggio idraulico p = pendenza
Coefficiente di attrito	$c = \frac{100\sqrt{Ri}}{m + \sqrt{Ri}}$	dove	m = Coeff. Di scabrosità di Kutter

RISULTATI			
c	\Rightarrow	77,69	
V	\Rightarrow	8,59	[m/sec]
Q	\Rightarrow	1,720	[m³/sec]

6.4. SCARICO DI FONDO – TEMPO DI SVUOTAMENTO

Lo scarico di fondo è realizzato mediante una tubazione in polietilene DN 400 mm di spessore 23,7 mm (diametro interno 352,6 mm) di lunghezza pari a 50 m.

L'ingresso allo scarico è situato in corrispondenza di apposito manufatto in c.a. ad una quota di 1409,50 m. La tubazione dello scarico di fondo sfocia alla quota 1408,00 m, ed è intercettata da un pozzettone di manovra poco prima del punto di scarico effettivo. La differenza di quota tra ingresso e uscita è dunque pari a 1,5 m. L'acqua viene direttamente immessa nel fosso dei Mercanti subito a valle dell' argine.

Sullo sbocco della tubazione graverà quindi un battente costante $h_0 = 1,5$ m ed un battente variabile h_v in funzione del livello dell'acqua nell'invaso.

All'interno del pozzettone è inserita una valvola a saracinesca che consente la regolazione del flusso dello scarico; la portata massima dello scarico si ha quando il battente è massimo, cioè quando il livello dell'invaso coincide con il livello di massima regolazione (quota m 1.413,10) ed è pari a 1.173,64 mc/h (326 l/s).

Il tempo di svuotamento dell'invaso, riempito al suo massimo livello di regolazione, è di 19,74 ore.

Lo scarico viene regolato da una valvola a saracinesca principale manuale DN400.

Per il calcolo della portata dello scarico di fondo si è applicato il teorema di Bernoulli fra la quota dell'invaso e quella di sbocco tubazione.

L'equazione utilizzata per la determinazione della portata Q in mc/s è:

$$Q = A \frac{\sqrt{2g(h_v + h_0)}}{\sqrt{1 + \sum \xi + \frac{\lambda L}{D}}}$$

Dove:

D – diametro tubazione	0,35	m
A – area interna tubazione	0,13	mq
h_v – battente variabile	3,60 / 0,00	m
h_0 – battente costante	1,5	m
g – accelerazione di gravità	9,81	m/sq
L - lunghezza condotta	50	m
ξ perdite localizzate	4,0	
λ funzione di resistenza	0,026	



Il valore complessivo delle perdite localizzate è stato ricavando come somma cautelativa delle diverse singole perdite (imbocco, sbocco, valvolame, deviazioni, ecc.).

La funzione di resistenza dipende dal numero di Reynolds, in funzione del diametro della condotta, della velocità media, della densità e viscosità del fluido); per quanto sopra si è assunto il valore cautelativo di 0,026.

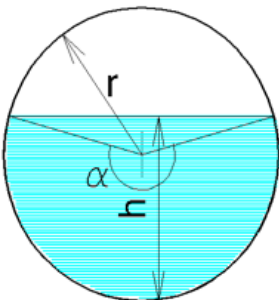
Nel foglio di calcolo avanti riportato è stato sviluppato il calcolo delle portate della tubazione dello scarico di fondo per i diversi valori decrescenti del battente idraulico.

quota	battente (m)	velocità (m/s)	portata (mc/s)	portata (mc/h)	vol. invaso (mc)	diff. vol. (mc)	tempo (h)
1413,1	5,1	3,389	0,326	1.173,64	18.720		
1412,9	4,9	3,321	0,320	1.150,40	17.159	1561	1,33
1412,7	4,7	3,253	0,313	1.126,67	15.950	1208,72	1,05
1412,5	4,5	3,183	0,306	1.102,44	14.768	1182,45	1,05
1412,3	4,3	3,111	0,299	1.077,66	13.612	1156,04	1,05
1412,1	4,1	3,038	0,292	1.052,30	12.482	1129,77	1,05
1411,9	3,9	2,963	0,285	1.026,32	11.107	1375,5	1,31
1411,7	3,7	2,886	0,278	999,65	10.035	1071,2	1,04
1411,5	3,5	2,807	0,270	972,26	8.990	1045,43	1,05
1411,3	3,3	2,726	0,262	944,07	7.970	1019,78	1,05
1411,1	3,1	2,642	0,254	915,02	6.976	994,29	1,05
1410,9	2,9	2,555	0,246	885,01	6.007	968,94	1,06
1410,7	2,7	2,466	0,237	853,95	5.063	943,75	1,07
1410,5	2,5	2,372	0,228	821,71	4.144	918,69	1,08
1410,3	2,3	2,276	0,219	788,16	3.251	893,8	1,09
1410,1	2,1	2,174	0,209	753,11	2.382	869,04	1,10
1409,9	1,9	2,068	0,199	716,35	1.537	844,44	1,12
1409,7	1,7	1,956	0,188	677,60	717	819,97	1,14
1409,5	1,5	1,838	0,177	636,49	0	717,19	1,06
						TOT ORE	19,74

6.5. TUBAZIONE E ORGANI DMV

Il sistema atto a garantire il deflusso minimo vitale è costituito da una tubazione in polietilene DN 140 mm con spessore di 8,3 mm con valvola automatica e relativo circuito pilota per la regolazione di portata posizionata nel pozzetto di manovra in uscita in modo da poter garantire in modo continuativo sia il DMV estivo che quello invernale calcolati al capitolo 4. L'ingresso allo scarico del DMV è situato in corrispondenza dell'apposito manufatto in c.a. ad una quota di 1409,50 m. La tubazione sfocia all'esterno dell'argine alla quota 1408,00 m, ed è intercettata da un pozzettone di manovra poco prima del punto di scarico effettivo. La differenza di quota tra ingresso e uscita è dunque pari a 1,5 m. L'acqua viene direttamente immessa nel fosso dei Mercanti subito a valle dell' argine. La capacità di smaltimento per la tubazione in esame, considerando la situazione di bacino vuoto e quindi la condotta non in pressione con valvola di regolazione completamente aperta, è stata calcolata come di seguito riportato:

CAPACITA' DI SMALTIMENTO SEZIONE IDRAULICA DI FORMA CIRCOLARE per varie altezze d'acqua		
CARATTERISTICHE SEZIONE		
d	0,12	DIAMETRO [m]
p	3,0%	Pendenza
m	0,12	Coeff. di scabrosità di Kutter
h [m]	Q[m³/sec]	
0,01	0,000	
0,01	0,000	
0,02	0,001	
0,02	0,002	
0,03	0,003	
0,04	0,004	
0,04	0,005	
0,05	0,007	
0,05	0,008	
0,06	0,010	
0,07	0,012	
0,07	0,014	
0,08	0,015	
0,08	0,017	
0,09	0,018	
0,10	0,020	
0,10	0,021	
0,11	0,021	
0,11	0,022	
0,12	0,020	



h = altezza d'acqua
Q = portata all'altezza d'acqua corrispondente

La capacità di smaltimento è sufficiente a garantire i 14 l/s di DMV invernale.