

GEMEINDE NATZ-SCHABS
AUTONOME PROVINZ BOZEN



COMUNE DI NAZ-SCIAVES
PROV. AUTONOMA DI BOLZANO

Projekt:

Progetto:

SPEICHERBECKEN IN AICHA NATZ-SCHABS

BACINO DI RACCOLTA A AICHA NAZ-SCIAVES

EINREICHPROJEKT PROGETTO DEFINITIVO

Auftraggeber:

Commitente:

Bodenverbesserungskonsortium Aicha
I-39040 Natz-Schabs

Consorzio di miglioramento Aicha
I-39040 Naz-Sciaves

Dok.-Nr.: Doc. n.:

EP-0020-r00

Proj.-Nr.: N. Prog.:

IN-12-560

Hydrologisch-hydraulischer Bericht

Relazione idrologico-idraulica

4				
3				
2				
1				
0	Erstellung – Elaborazione	26.06.2014	CL	RB
Index/Indice	Planerstellung und Änderungen – Elaborazione tavola e modifice	Datum/Data	Bearb./Elab.	Geprüft/Contr.

Der Planer / Il progettista

Dr. Ing. Rudi Bertagnolli



in.ge.na.

ingenieurwesen geologie naturraumplanung
ingegneria geologia natura e pianificazione

Via Marconi ,8, Marconistr.
Tel.: +39 0471324750
e-mail: office@ingena.info

I – 39100Bolzano Bozen
Fax.: +39 0471051136
www.ingena.info

INDICE

1. BILANCIO IDROLOGICO PER LA DEFINIZIONE DEL VOLUME DI INVASO	3
2. STUDIO IDROLOGICO DI BACINO.....	4
2.1 INTRODUZIONE	4
2.2 LINEE SEGNALETRICI DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA	5
2.3 CALCOLO DELL'IDROGRAMMA DI PROGETTO.....	8
2.3.1 <i>Descrizione del metodo</i>	8
2.3.2 <i>Calcola della portata massima dal bacino imbrifero</i>	10
3. DIMENSIONAMENTI E VERIFICHE IDRAULICHE	13
3.1 INTRODUZIONE	13
3.2 OPERE DI PRESA.....	13
3.3 TUBAZIONE DI ADDUZIONE	13
3.4 FOSSO DI GUARDIA	15
3.5 SCARICO DI SUPERFICIE (SFIORATORE)	16
3.6 SCARICO DI FONDO	17
3.7 TUBAZIONE DI SCARICO	21
3.7.1 <i>Verifica idraulica del cunettone selciato</i>	24

1. Bilancio idrologico per la definizione del volume di invaso

Questo paragrafo riporta i calcoli e le considerazioni effettuate ai fini della definizione del volume di invaso del bacino irriguo necessario al fine di supplire al deficit idrico della stagione estiva. Il calcolo del deficit idrico (*DI*) è valutato come differenza tra il fabbisogno irriguo dei meleti (*F*) e gli apporti idrici (*A*) dati dalla somma dei valori di precipitazione (*P*) e l'adduzione presso il rio di Valles (*Q*):

$$DI = D - A = D - (P + Q) \tag{1.1}$$

Per la definizione degli apporti di pioggia *P* sono stati analizzati i dati storici di misura di precipitazione mensile del pluviometro di Bressanone, forniti dall'Ufficio Idrografico della Provincia Autonoma di Bolzano. In tabella 1 sono riportati i dati di pioggia mensile a partire dalle misure del 1921. Sull'ultima riga sono indicati i valori di precipitazione media mensile per i 12 mesi dell'anno.

Valori mensili ed annui delle precipitazioni Monatliche und jährliche Niederschlagsmengen mm													
Bressanone Varna - Briesen Vahrn													
Cod. 3910 590 m s.m./ü.M. X_UTM 702029 Y_UTM 5178611													
Anno Jahr	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Anno Jahr
1921	14.8	2.7	8.3	23.7	31.1	31.0	111.6	110.0	32.8	4.2	0.8	2.2	739.2
1922	14.8	10.2	70.9	80.4	28.2	83.8	81.6	64.4	82.0	80.2	13.0	79.9	689.4
1923	13.6	9.7	4.6	88.7	79.4	87.0	80.0	90.4	93.6	81.4	95.2	20.6	750.2
1924	16.4	6.0	13.2	23.4	102.8	179.8	123.4	150.4	100.0	15.0	0.0	30.0	766.4
1925	4.9	98.3	17.6	41.2	30.4	48.6	95.0	39.4	84.4	53.2	45.4	48.5	682.9
1926	12.2	43.6	46.0	85.0	30.0	141.8	81.2	23.6	18.6	139.6	135.6	0.2	817.4
1927	49.2	3.8	44.3	51.4	59.0	131.6	106.2	86.0	107.2	28.8	75.9	7.8	757.2
1928	3.6	4.0	16.8	74.2	75.0	75.8	104.2	126.0	61.2	142.2	67.6	26.6	777.2
1929	2.2	2.7	3.5	43.2	71.0	106.8	37.0	143.2	13.2	84.0	47.0	57.8	611.6
1930	6.9	5.4	51.6	63.2	43.6	42.6	89.8	67.6	144.8	54.0	11.0	13.2	593.7
21-30	14.5	19.2	27.7	58.6	61.1	92.7	91.0	96.1	73.8	68.3	49.2	28.5	680.7
1931	17.8	23.1	28.5	40.5	52.4	63.0	101.6	114.6	68.6	60.4	74.6	1.3	652.4
1932	31.9	1.4	23.2	48.0	56.8	42.6	119.2	46.4	28.6	83.4	19.2	17.0	523.7
1933	11.3	10.6	43.1	20.8	62.6	108.6	73.8	87.2	79.6	119.0	48.8	22.3	687.7
1934	8.0	21.9	69.8	64.8	55.8	37.4	57.6	137.3	91.0	43.4	75.0	32.4	754.4
1935	2.9	54.5	9.0	51.4	32.9	55.2	94.0	83.8	42.2	128.8	60.6	53.6	748.9
1936	49.5	46.2	17.6	39.2	78.7	96.2	65.4	90.3	52.0	11.0	32.6	32.3	653.2
1937	17.4	16.8	128.4	8.2	61.0	107.2	127.6	107.8	147.2	30.0	6.0	48.4	884.0
1938	10.4	2.8	6.0	3.0	47.6	100.0	69.3	72.6	52.4	38.8	18.6	21.0	472.5
1939	33.8	3.8	4.2	53.0	32.8	106.0	129.6	89.8	97.8	106.0	34.8	11.4	703.0
1940	6.0	12.8	46.2	34.8	57.6	65.2	130.6	69.8	49.6	71.0	109.0	2.0	654.6
31-40	18.9	20.0	38.0	35.8	59.6	87.1	96.9	89.0	70.9	75.2	49.9	24.2	665.5
1941	7.2	24.6	37.0	54.6	117.0	62.4	97.8	94.0	4.8	9.0	30.8	1.4	540.6
1942	0.9	2.0	13.2	50.8	61.0	62.8	272.3	46.0	124.2	21.8	87.2	20.2	768.8
1943	8.5	31.6	22.8	14.8	49.0	80.4	104.6	43.6	72.0	8.2	12.8	11.7	460.0
1944	2.7	4.8	7.8	7.4	86.1	111.4	97.0	49.4	79.3	60.0	48.8	23.2	593.9
1945	15.3	13.3	17.9	12.9	88.4	42.9	47.9	141.4	80.6	13.8	14.4	40.0	534.8
1946	5.0	10.0	14.6	14.6	62.8	134.4	89.4	140.2	40.5	19.0	38.4	11.4	580.9
1947	8.7	45.9	95.0	37.9	112.6	84.6	124.8	52.0	35.0	3.6	64.4	27.2	631.7
1948	49.2	10.4	0.0	49.6	56.6	93.6	133.2	155.6	14.8	56.6	13.8	4.6	638.0
1949	34.9	0.0	6.9	26.4	81.4	43.2	100.2	53.2	30.2	14.2	66.8	29.2	466.6
1950	4.4	30.4	4.6	31.6	52.4	51.6	100.0	146.6	8.6	8.6	38.6	35.4	702.6
41-50	13.7	17.9	22.0	36.1	76.7	77.4	116.7	92.2	56.0	21.5	47.6	21.0	598.8
1951	66.6	196.6	45.6	53.4	40.8	70.6	70.8	61.2	50.4	2.6	85.2	13.2	677.0
1952	6.4	2.4	20.4	38.0	38.2	68.4	64.4	136.2	76.0	125.8	50.6	36.8	663.6
1953	2.4	11.2	1.4	52.6	11.6	79.4	57.6	83.2	70.2	73.4	9.0	21.8	573.8
1954	12.2	7.8	36.2	40.2	94.8	128.8	50.6	106.3	63.4	40.2	22.0	91.7	699.6
1955	11.0	53.4	26.0	0.8	110.8	65.0	100.4	67.2	87.4	28.0	30.8	15.8	596.6
1956	16.4	0.2	19.4	72.4	34.6	105.2	60.4	108.6	53.2	60.4	14.6	0.2	545.6
1957	21.1	31.6	11.6	49.4	30.8	91.5	78.6	135.4	28.4	33.4	52.1	18.0	591.9
1958	7.2	21.2	1.8	81.2	48.6	35.2	39.8	141.4	86.4	61.6	32.0	80.8	749.2
1959	7.8	0.0	44.0	34.4	64.0	84.4	62.2	45.4	10.8	73.2	60.0	53.2	539.4
1960	14.0	33.0	26.0	6.8	55.6	121.6	100.6	120.5	175.2	148.1	51.0	99.8	952.2
51-60	16.5	27.7	23.2	42.9	52.8	91.0	84.5	100.5	70.1	64.7	40.7	43.1	657.7
1961	36.0	7.4	4.0	33.0	53.4	71.9	118.8	83.6	23.4	40.4	73.2	21.3	572.4
1962	44.8	9.6	41.8	57.2	107.0	50.0	42.7	91.4	30.8	38.6	64.4	19.7	598.0
1963	20.4	10.0	37.7	52.1	38.9	103.0	159.0	186.4	72.0	22.0	158.8	18.8	879.1
1964	0.0	13.0	63.2	56.8	28.0	98.3	74.6	99.8	32.6	138.8	46.2	33.2	677.3
1965	24.2	0.0	26.9	24.6	49.4	54.4	205.8	114.0	177.2	1.0	79.9	31.2	788.6
1966	10.0	30.4	9.6	49.8	126.2	82.0	177.6	265.7	48.0	87.2	97.3	25.9	1009.7
1967	6.8	19.8	22.4	48.2	121.0	47.8	101.4	161.2	79.2	56.4	72.8	1.0	738.0
1968	16.4	72.6	20.2	44.1	89.6	92.8	77.7	146.8	73.2	10.6	62.2	14.7	740.9
1969	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1970	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2011-20	16.3	5.4	33.1	43.3	55.9	120.3	132.7	88.6	80.9	91.3	80.3	27.5	775.6
Periodo	18.0	18.1	27.4	43.5	67.4	88.9	102.4	101.1	67.3	57.5	47.6	27.3	686.5

tabella 1: Valori mensili ed annui delle precipitazioni misurate presso il pluviometro di Bressanone - Varna

Il valore di *Q*, acqua di adduzione dal Rio di Valles, è pari a 25 l/s, limite massimo di adduzione secondo concessione idrica.

Per quanto concerne la domanda idrica, invece, il fabbisogno idrico è dato dal prodotto tra la superficie da irrigare e il fabbisogno unitario (per metro quadro di superficie) delle coltivazioni a meleto.

La tabella 2 riporta i calcoli effettuati al fine di determinare la richiesta di invaso per supplire al deficit idrico della stagione estiva. Nel calcolo è stato considerato che solo il 70% della precipitazione complessiva diviene precipitazione efficace in termini di infiltrazione nel terreno e traspirazione da parte delle colture (la restante parte si perde per evaporazione, o ruscellamento nei canali e/o superfici impermeabile etc.). E' stato inoltre considerata l'efficacia del sistema di irrigazione, stabilendo una percentuale di efficienza del 65%.

I calcoli effettuati evidenziano un significativo stress idrico nei mesi estivi di Luglio e Agosto dove, complessivamente, la domanda idrica supera di circa 24000 m³ gli apporti idrici dati dalla somma di precipitazione e adduzione dal Rio di Valles. Ai fini di un efficientamento della produzione agricola nell'area di Aica di Naz-Sciaves, che permetta di sopperire all'aridità estiva e che favorisca un più razionale utilizzo della risorsa idrica, risulterebbe pertanto necessaria la realizzazione di un bacino di invaso della capacità di 24000 m³.

GRANDEZZA	SIMBOLO	UNITA'	MESE					
			Aprile	Maggio	Giugno	Luglio	Agosto	Settembre
Precipitazione media mensile	P _M	mm/mese	43.50	67.40	88.90	102.40	101.10	67.30
Precipitazione media giornaliera	P _G	mm/g	1.45	2.25	2.96	3.41	3.37	2.24
Precipitazione Efficace (70%)	P _{GE}	mm/g	1.02	1.57	2.07	2.39	2.36	1.57
Fabbisogno idrico Meleti	F _G	mm/g	2.00	3.00	4.00	5.00	5.00	3.00
F _G - P _{GE}	Δ	mm/g	0.99	1.43	1.93	2.61	2.64	1.43
Superficie da Irrigare	A	m ²	630000	630000	630000	630000	630000	630000
Efficiencia sistema Irrigazione	Eff	%	65	65	65	65	65	65
Deficit idrico	DI	m ³ /g	955	1383	1866	2530	2560	1386
Acqua di adduzione (25 l/s)	Q	m ³ /g	2160	2160	2160	2160	2160	2160
Q-DI	ΔQ	m ³ /g	1205	777	294	-370	-400	774
		m ³	36159	24074	8808	-11480	-12392	24004
Richiesta Invaso	V	m ³					23872	

tabella 2: Calcolo della richiesta di invaso per l'efficientamento del sistema irriguo

2. Studio idrologico di bacino

2.1 Introduzione

Lo studio idrologico del bacino idrografico a monte del bacino idrico "Aicha" si rende necessario per poter correttamente dimensionare le opere idrauliche facenti parte dell'opera in questione. Specificatamente, lo studio idrologico consiste nella (a) analisi del regime delle precipitazioni e (b) nella determinazione della portata di progetto in arrivo nella vasca.

2.2 Linee segnalatrici di possibilità pluviometrica

Le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP) consistono in una relazione che lega il valore di altezza di pioggia h (mm) con la durata della precipitazione d (h) ed il tempo di ritorno dell'evento meteorico T_R (anni):

$$h(d, T_R) = a(T_R) \cdot d^n \quad (2.1)$$

Dove a ed n rappresentano i coefficienti caratteristici delle LSPP. Sul piano bi-logaritmico la (1.1) diventa l'equazione di una retta in cui $\log a(T_R)$ rappresenta l'intercetta con l'asse delle ordinate e n il valore del coefficiente angolare della retta:

$$\log h(d, T_R) = \log a(T_R) \cdot n \log d \quad (2.2)$$

Per poter ricostruire le LSPP è necessario disporre dei dati delle massime altezze di pioggia registrati nella stazione meteorologica più vicina (ed in linea generale posizionata in un'area orograficamente simile) all'area oggetto di studio. La tabella 3 riporta i valori delle precipitazioni di massima intensità e breve durata (scrosci) e di durata maggiori di 1 ora registrati presso la stazione pluviometrica di Bressanone. I dati sono stati forniti dall'Ufficio idrografico della Provincia Autonoma di Bolzano.

Precipitazioni di massima intensità registrate al pluviografo di : **6960** Stärkste Niederschläge, registriert an den Regenschreiber von :

Bressanone - Brixen

560 m s.m.ü.M. X_UTM 703889 Y_UTM 5177222

	INTERVALLO IN MINUTI ZEITABSTAND IN MINUTEN						INTERVALLO IN ORE ZEITABSTAND IN STUNDEN									
	15		30		45		1		3		6		12		24	
	mm	data/datum	mm	data/datum	mm	data/datum	mm	data/datum	mm	data/datum	mm	data/datum	mm	data/datum	mm	data/datum
1	20.6	02.07.1928	35.0	22.07.1928	44.0	02.07.1928	52.8	02.07.1928	68.6	25.05.1947	70.8	25.05.1947	72.8	24.08.1987	104.6	24.08.1987
2	20.0	11.08.1974	34.8	02.07.1995	33.6	11.08.1974	50.0	25.05.1947	66.8	02.07.1995	67.0	02.07.1995	71.2	25.05.1947	74.0	09.07.2007
3	18.0	30.08.1994	30.0	11.08.1974	32.6	12.08.1988	45.0	22.07.1928	51.9	30.07.2012	57.2	19.06.2009	67.0	02.07.1995	72.6	18.07.1981
4	17.5	30.07.2012	26.4	25.05.1947	31.6	30.07.2012	39.0	30.07.2012	50.0	27.07.1942	54.8	09.07.2007	66.2	19.06.2009	72.2	26.07.1965
5	17.2	13.07.1977	25.6	30.07.2012	27.2	17.07.1994	36.4	12.08.1988	49.2	26.08.2005	54.2	30.07.2012	64.4	31.07.1998	71.2	25.05.1947
6	16.2	28.07.1971	25.4	12.08.1988	27.0	24.06.1979	33.6	11.08.1974	47.4	22.07.1928	51.4	27.07.1942	57.8	24.08.1986	70.6	02.07.1995
7	15.8	25.08.1993	22.6	17.07.1994	23.2	30.08.1980	31.4	24.06.1979	45.0	09.08.2009	50.0	26.08.2005	57.6	09.07.2007	70.5	29.07.2012
8	15.8	31.07.1998	21.8	30.08.1980	23.2	22.07.2003	29.0	17.07.1994	42.2	09.07.2007	49.4	22.07.1928	55.4	30.07.2012	66.4	19.06.2009
9	15.8	22.07.2003	21.6	22.07.2003	22.4	13.07.1977	26.0	27.07.1942	37.4	07.08.1962	49.2	24.08.1986	51.4	27.07.1942	65.0	31.07.1998
10	15.6	03.06.1992	21.0	13.07.1977	21.8	03.09.1998	26.0	30.08.1980	36.8	11.08.1974	48.4	31.07.1998	50.6	19.05.2006	62.0	08.10.1964
11	15.0	30.08.1980	20.2	25.08.1993	21.2	15.07.1987	26.0	24.08.2010	36.8	31.07.1998	46.2	24.08.1987	50.2	22.07.1928	60.5	07.07.1942
12	14.2	25.08.1987	20.0	24.06.1979	21.2	24.08.2010	25.6	21.06.1936	36.4	12.08.1988	44.4	15.08.1961	50.0	26.08.2005	59.0	24.08.1986
13	13.8	24.06.1979	19.6	19.06.2009	21.0	03.08.1958	25.0	09.09.1998	34.2	21.06.1936	42.8	07.08.1962	48.8	24.08.1979	58.4	26.08.2005
14	13.6	19.06.2009	18.4	27.07.2006	20.6	27.07.2006	24.0	01.07.2000	34.2	31.07.1966	41.8	30.08.1980	48.0	24.06.1978	57.3	03.11.1966
15	13.0	12.08.1988	18.0	28.07.1971	20.4	25.08.1993	23.4	22.07.2003	33.8	24.06.1979	41.2	10.08.1974	47.2	15.08.1961	55.2	26.06.1997
16	12.8	22.08.1973	17.0	13.07.1950	20.4	28.07.1971	23.0	26.08.2005	33.8	17.07.1994	39.6	31.07.1966	45.0	07.07.1946	54.6	17.10.1980
17	12.4	21.07.1982	17.0	10.07.2001	19.8	19.06.2009	22.8	25.07.1937	32.8	25.08.1993	37.4	27.07.2006	44.2	08.10.1964	54.4	13.09.1976
18	12.4	02.07.1984	16.8	03.06.1992	19.6	09.07.2007	22.8	03.08.1958	32.6	30.08.1980	36.4	20.08.1982	44.0	30.08.1980	53.2	24.06.1978
19	12.2	15.06.1931	16.4	15.07.1987	18.8	10.07.2001	22.8	13.07.1977	32.0	24.08.1996	36.4	12.08.1988	43.8	06.07.1966	52.4	27.10.1959
20	12.0	10.07.2001	16.2	16.07.1975	18.4	02.06.1924	22.8	15.07.1987	31.2	19.06.1963	36.0	06.09.1997	43.4	20.09.1999	52.2	19.05.2006
21	11.8	13.08.2004	16.0	14.07.1958	18.2	16.07.1975	22.0	27.07.2006	31.2	18.07.1975	35.8	18.07.1975	43.0	07.08.1962	50.2	22.07.1928
22	11.4	01.08.1972	16.0	10.06.1978	18.0	26.08.2005	21.8	09.07.2007	30.6	27.07.2006	35.6	07.07.1946	42.4	11.08.1974	49.8	11.07.1972
23	11.2	02.08.1996	16.0	31.07.1998	17.6	01.07.2000	21.4	28.07.1971	28.2	20.07.1941	35.4	22.08.1954	41.4	22.08.1954	49.6	12.06.1939
24	11.0	27.07.2006	15.8	02.07.1984	17.0	31.07.1966	20.8	19.06.2009	28.2	03.08.1958	35.4	27.08.1971	41.2	06.08.1985	49.6	09.11.1971
25	11.0	05.08.2011	15.4	09.07.2007	17.0	03.06.1992	20.6	25.08.1993	27.6	25.07.1937	35.0	26.09.1956	41.0	18.07.1981	49.4	18.09.2011
26	10.8	10.06.1978	14.6	17.09.1964	16.8	07.07.1963	20.6	13.07.1950	27.4	28.07.1971	34.8	24.06.1978	40.0	15.11.1940	48.8	24.08.1979
27	10.6	09.07.2007	14.4	26.08.2005	16.6	02.07.1984	20.2	07.07.1963	27.2	01.07.2000	34.8	06.08.1985	38.6	26.09.1956	48.4	03.07.1940
28	10.4	03.07.1981	14.2	24.08.2010	16.6	31.07.1985	20.0	31.07.1966	27.0	20.08.1940	34.2	21.06.1936	38.6	13.09.1976	47.8	21.06.1936
29	10.4	24.08.2010	14.2	05.08.2011	16.4	20.07.1964	20.0	10.07.2001	27.0	13.07.1950	34.0	17.07.1994	38.4	27.08.1971	47.2	15.08.1961
30	10.0	21.07.1985	14.0	18.07.1935	16.0	10.06.1978	19.8	20.07.1941	26.8	15.07.1987	33.8	24.06.1979	38.0	26.09.1965	47.2	11.08.1974
31	10.0	26.06.1989	13.8	30.07.1985	16.0	05.08.2011	18.8	16.07.1975	26.2	15.08.1961	33.6	19.06.1963	38.0	11.08.1988	46.6	07.07.1946
32	9.6	16.07.1975	13.8	14.07.1997	15.8	14.07.1997	18.0	31.07.1956	26.2	24.08.2010	32.8	03.08.1958	38.0	18.09.2011	46.6	12.10.1988
33	9.6	23.07.1983	13.4	21.07.1982	15.6	24.08.1996	18.0	24.08.1996	26.0	20.08.1982	32.8	25.08.1993	37.8	20.08.1982	46.4	20.09.1999
34	9.6	01.07.2000	13.0	27.06.1924	14.8	13.08.2004	17.6	31.07.1985	25.2	06.09.1997	32.0	18.08.1986	36.6	07.07.1963	45.8	10.07.2000
35	9.0	27.07.1966	13.0	21.07.1963	14.6	03.06.1999	17.4	03.07.1961	24.4	22.07.2003	31.8	24.06.1960	36.6	16.07.1975	44.2	26.07.1963
36	8.8	14.07.1997	12.8	22.08.1973	14.2	21.07.1982	17.2	03.06.1992	24.4	25.07.1943	31.6	08.10.1964	36.4	06.09.1997	44.0	22.08.1954
37	8.8	28.08.1999	12.8	02.09.2000	13.6	20.09.1954	17.2	05.08.2011	24.0	22.08.1954	31.2	23.06.2011	36.2	29.08.2003	43.4	05.08.1985
38	8.6	26.08.2005	12.8	13.08.2004	13.6	05.08.1962	17.0	02.07.1984	24.0	28.08.1999	30.0	29.06.2008	35.6	05.09.1936	43.4	02.10.1993
39	8.4	11.08.1959	12.6	09.07.1951	13.4	03.07.1981	16.8	13.08.2004	23.8	06.06.1985	29.4	20.08.1940	34.8	02.10.1993	43.0	07.08.1962
40	8.0	21.07.1963	12.6	01.08.1972	13.2	01.08.1972	16.6	17.09.1964	23.2	24.06.1978	29.2	20.07.1941	34.6	19.07.2001	42.0	26.09.1956
41	7.6	09.06.1958	12.6	03.06.1999	12.8	22.08.1973	16.2	14.07.1997	23.0	31.07.1977	28.8	31.07.1977	34.4	24.06.1960	41.0	16.07.1975
42	7.0	10.09.1965	12.4	31.07.1966	12.0	18.08.1986	16.0	10.06.1978	23.0	03.07.1981	28.6	11.07.2000	34.2	17.07.1994	40.6	20.08.1982
43	7.0	06.07.2008	12.4	24.08.1996	11.8	23.07.1983	15.8	20.08.1982	22.6	09.07.2001	28.4	22.07.2003	33.0	03.08.1958	40.4	30.07.1977
44	6.4	03.07.1986	12.2	03.07.1981	11.8	26.06.1989	15.8	28.08.1999	22.2	07.07.1946	28.2	24.08.2010	32.6	31.07.1977	39.8	24.06.1960
45	6.2	10.08.1957	11.6	23.07.1983	11.2	06.07.2008	15.6	20.08.1940	22.2	23.09.1984	28.0	20.09.1999	32.6	16.09.1983	39.8	09.04.1973
46	4.6	20.05.1976	11.6	26.06.1989	10.6	31.07.1965	15.0	25.07.1943	22.2	05.08.2011	27.8	25.07.1937	32.6	18.08.1986	39.2	02.08.1958
47	4.2	30.09.1968	11.2	15.06.1949	10.2	30.09.1968	14.2	10.08.1948	20.8	21.09.1939	27.6	13.09.1976	32.6	04.04.1989	39.0	31.08.2001
48			11.2	21.07.1955	8.0	30.10.1976	14.2	03.07.1981	20.8	24.06.1960	27.6	12.05.1989	32.4	11.07.2000	38.4	28.08.2003
49			10.6	19.08.1948	4.8	04.09.1967	14.0	20.09.1954	20.6	30.10.1976	27.0	13.07.1950	32.0	11.07.1972	38.2	20.05.1984
50			10.0	05.08.1946			13.6	24.06.1960	20.4	28.06.1948	27.0	15.07.1965	32.0	23.07.2010	36.8	04.04.1989
51			10.0	06.07.2008			13.6	05.08.1962	20.4	11.07.1972	26.6	23.09.1984	31.2	28.10.1959	36.8	28.04.1992
52			9.4	24.06.1960			13.4	01.08.1972	20.0	31.07.1956	26.2	18.07.1981	31.2	23.09.1984	36.6	09.08.1948
53			8.8	18.08.1986			13.4	18.08.1986	20.0	17.09.1964	25.8	20.07.2001	31.2	29.06.2008	35.2	12.06.1938
54			8.6	25.08.1932			13.2	09.07.1951	20.0	15.06.1965	25.6	11.07.1972	30.8	13.02.1951	35.0	30.08.1994
55			8.2	31.07.1965			12.8	05.08.1946	19.4	04.09.1992	25.0	16.09.1983	29.8	20.07.1941	34.6	12.08.2010
56			8.0	30.09.1968			12.8	22.08.1973	19.4	29.06.2008	24.8	25.07.1943	29.6	10.09.1937	33.8	11.04.2008
57			7.6	06.08.1938			12.6	21.07.1955	19.0	30.09.1968	24.6	14.08.1992	28.2	10.06.1938	33.2	26.11.1949
58			6.8	30.10.1976			12.4	18.07.1949	18.4	05.04.1989	22.6	09.07.1948	27.6	12.06.1939	32.6	16.09.1983
59			2.8	04.09.1967			11.8	23.07.1983	17.4	21.07.1955	22.0	28.10.1959	27.6	13.07.1950	32.6	18.08.1986
60							11.8	26.06.1989	17.4							

La distribuzione statistica più usata per caratterizzare i valori estremi di precipitazione è la distribuzione di *Gumbel*. In essa, la funzione cumulativa di probabilità (ossia la probabilità che un certo valore di altezza di pioggia h non venga superato) è data da:

$$W(h) = e^{-e^{-\alpha(h-u)}} \quad (2.3)$$

Dove α e u sono i parametri di adattamento della curva al campione dei dati analizzati. Questi parametri possono essere stimati attraverso, ad esempio, il metodo dei momenti, secondo il quale risulta:

$$\alpha = \frac{\pi}{\sqrt{6} \cdot \sigma(h)} \quad (2.4)$$

$$u = \mu(h) - \frac{\gamma}{\alpha} \quad (2.5)$$

dove γ è la costante di Eulero pari a 0.572, $\sigma(h)$ è lo scarto quadratico medio del campione di dati e $\mu(h)$ la media campionaria. $\mu(h)$ e $\sigma(h)$ sono definiti dalle seguenti relazioni:

$$\sigma(h) = \sqrt{\frac{\sum_i [h_i - \mu(h)]^2}{N-1}} \quad (2.6)$$

$$\mu(h) = \frac{\sum_i (h_i)}{N} \quad (2.7)$$

Dove con N è indicato il numero di dati del campione di riferimento.

Una volta determinata la funzione di distribuzione cumulata è possibile esprimere quest'ultima in funzione di h :

$$h = u - \frac{1}{\alpha} \cdot \ln \left(\ln \frac{T_R}{T_R - 1} \right) \quad (2.8)$$

Fissato il valore di T_R è dunque possibile determinare la cumulata di pioggia h . La (1.8) viene applicata alle serie storiche delle massime precipitazioni di tutte le durate disponibili e, successivamente, operando una regressione sui valori determinati è possibile addivenire ai parametri caratteristici a ed n delle LSPP. In linea teorica, il valore di n dovrebbe essere indipendente dal tempo di ritorno della precipitazione. In tabella 4 vengono riportati i valori dei parametri a ed n ottenuti attraverso il procedimento sopradescritto. Le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica sono invece rappresentate in figura 1.

TR (Anni)	t<1h	
	a	n
2	18.6	0.372
5	26.41	0.43
10	31.61	0.454
30	39.45	0.48
50	43.03	0.488
100	47.87	0.498
300	55.47	0.51
500	59.03	0.515
1000	63.83	0.52
3000	71.38	0.527

tabella 4: valori dei coefficienti a ed n per precipitazioni brevi e intense (t < 1h) al variare del tempo di ritorno TR degli eventi di pioggia (Dati della stazione pluviometrica di Bressanone).

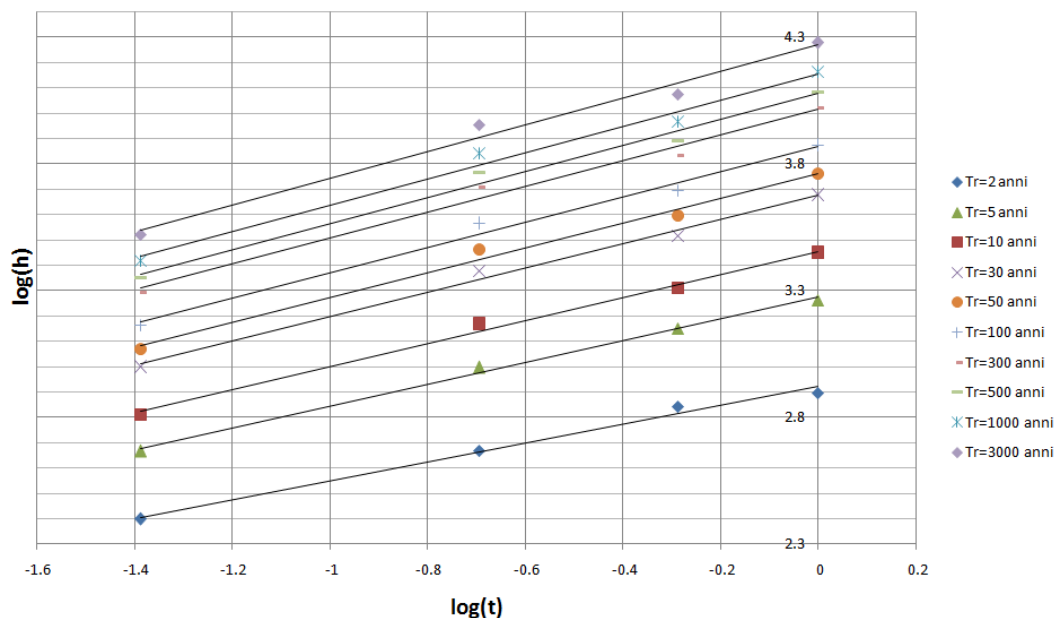


figura 1: LSPP ottenuta dall'analisi statistica dei massimi valori di precipitazione registrati dalla stazione pluviometrica di Bressanone

Nel presente lavoro si farà riferimento ad eventi meteorici con tempo di ritorno $T_R = 3000$ anni, per cui l'equazione di interesse è la seguente:

$$h(d,1000) = a(1000) \cdot d^n = 71.38 \cdot d^{0.527} \quad (2.9)$$

2.3 Calcolo dell'idrogramma di progetto

2.3.1 Descrizione del metodo

La stima della portata di piena in arrivo dai versanti a monte del bacino irriguo è stata effettuata per poter dimensionare efficacemente il fosso di guardia posto a monte della vasca. La portata è stata

stimata utilizzando il metodo cinematico (o della corrivazione). Tale metodo risulta ampiamente testato per bacini di dimensioni ridotte e pendenze relativamente elevate.

Il metodo della corrivazione ipotizza che la formazione della portata avvenga per trasferimento dei volumi d'acqua che ruscellano sulla superficie topografica: ogni particella di pioggia che cade sulla superficie topografica segue la direzione di massima pendenza e la sua velocità non dipende dalla presenza delle altre particelle. La portata complessiva è quindi determinata sommando tra loro i contributi elementari che giungono allo stesso istante temporale in corrispondenza della sezione di chiusura del bacino scolante. Il tempo di corrivazione del bacino τ_c rappresenta il tempo che impiega la particella d'acqua che cade nel punto del bacino "idraulicamente" più distante per raggiungere la sezione di chiusura del bacino. All'istante temporale $t=\tau_c$ corrisponde pertanto il valore di portata massima in arrivo da monte: $Q_{max}=Q(t=\tau_c)$.

Qualora la durata dell'evento di pioggia risulti inferiore al tempo di corrivazione ($d<\tau_c$), la portata massima in arrivo in corrispondenza della sezione di chiusura sarà minore di quella massima raggiungibile per eventi di pioggia con durata $d\geq\tau_c$. Viceversa, per eventi di pioggia di durata superiore al tempo di corrivazione, la portata liquida in arrivo si manterrà costante (condizioni di stazionarietà) per tutti gli istanti successivi a τ_c fino al cessare della precipitazione. La figura 2 riporta il modello concettuale alla base del metodo della corrivazione, con le possibili forme degli idrogrammi di piena.

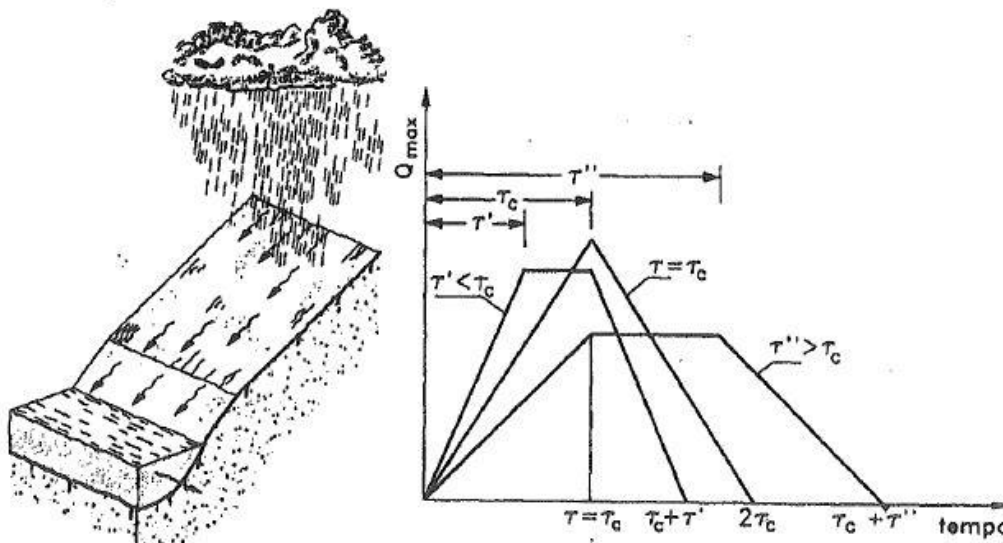


figura 2: modello concettuale alla base del metodo della corrivazione.

Nell'ipotesi di stazionarietà, la portata al colmo Q_{max} , definita come la portata che attraversa la sezione di chiusura con un determinato tempo di corrivazione τ_c è scrivibile come:

$$Q_{max} = \varphi \cdot I \cdot A = \frac{\varphi \cdot h \cdot A}{\tau_c} \quad (2.10)$$

dove A rappresenta l'area del bacino, I è l'intensità di pioggia (data dal rapporto tra la cumulata di

pioggia h e il tempo di corrivazione) e φ indica il coefficiente di deflusso, il cui valore dipende dalla pendenza e dalla tipologia di copertura del bacino. Il valore di φ indica la pioggia netta efficace che effettivamente contribuisce alla formazione della piena. In tabella 5 sono riportati alcuni valori caratteristici per il parametro φ .

Tipo di superficie	φ
Superficie pavimentata	0.7-0.9
Strada in terra	0.4-0.6
Superficie erbosa	0.1-0.7
Area residenziale	0.3-0.7
Bosco	0.1-0.3
Terreno coltivato	0.2-0.6

tabella 5: valori del coefficiente di deflusso φ da utilizzarsi per il metodo razionale

La formula di Giandotti (1933) permette di desumere il tempo di corrivazione in funzione di alcuni grandezze caratteristiche del bacino:

$$\tau_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 \cdot L}{0.8\sqrt{H - Z}} \quad (2.11)$$

dove τ_c è il tempo di corrivazione espresso in ore, A è l'area del bacino espressa in km², L è la lunghezza principale del reticolo di drenaggio espresso in km, H è la quota media del bacino in m s.l.m e Z è la quota della sezione di chiusura del bacino sempre in m s.l.m.

2.3.2 Calcola della portata massima dal bacino imbrifero

La figura 3 mostra il bacino scolante che va ad incidere sullo specchio liquido del bacino irriguo "Aicha". Tale bacino è caratterizzato dalle seguenti grandezze caratteristiche:

- Area del bacino $A= 0.037 \text{ km}^2$
- Lunghezza dell'asta principale $L= 0.5 \text{ km}$
- Pendenza media del bacino $s= 31\%$
- Quota media del bacino $H= 932 \text{ m s.l.m}$
- Quota di chiusura del bacino $Z= 865 \text{ m s.l.m}$
- Coefficiente di afflusso $\varphi=0.3$

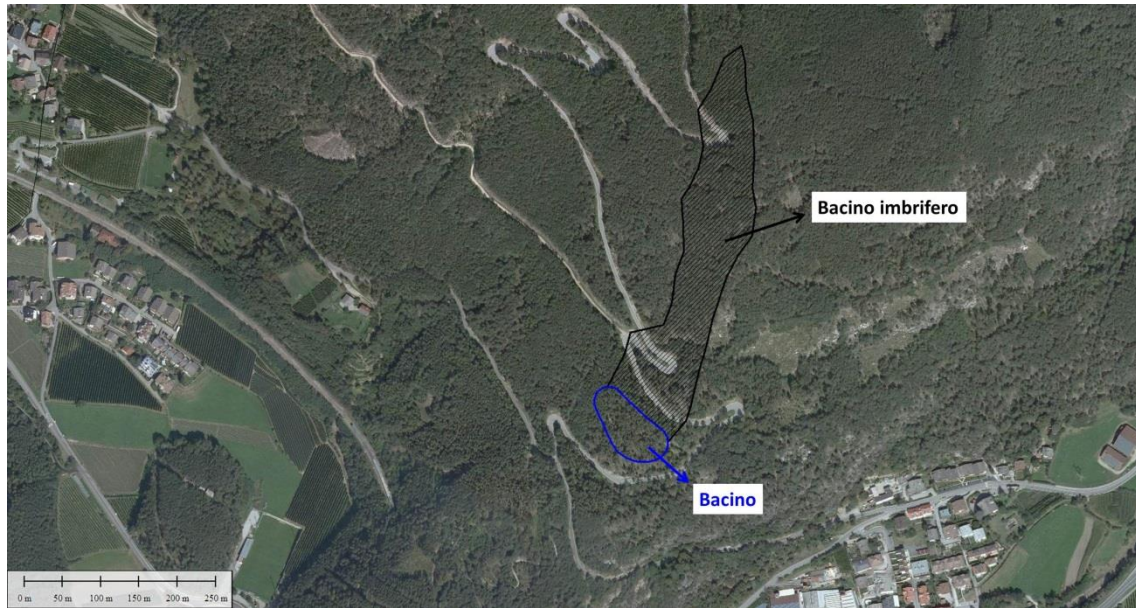


figura 3: bacino imbrifero a monte della bacino irriguo.

La quota media del bacino è stata ricavata attraverso la costruzione della curva ipsografica (figura 4), che permette di determinare l'area di bacino ubicata al di sopra di una data quota geodetica.

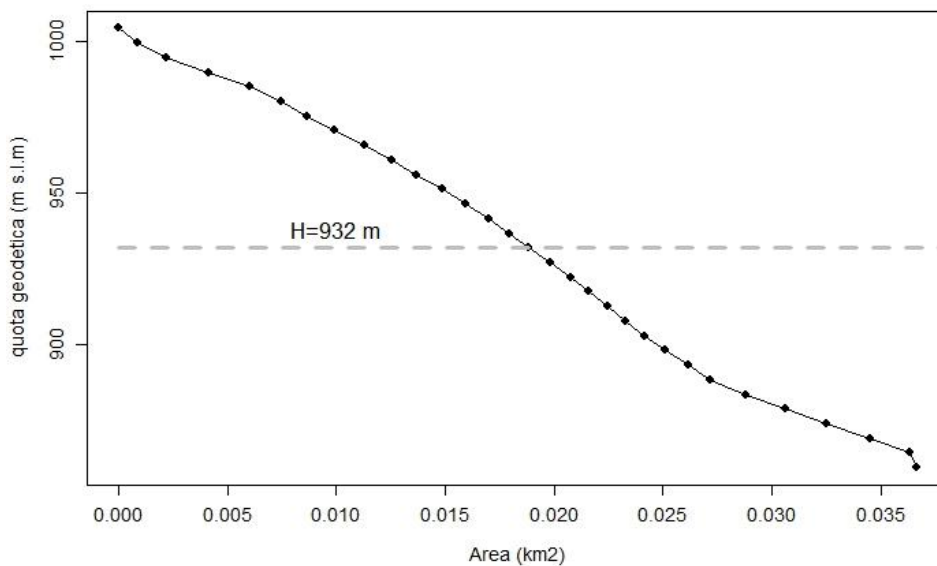


figura 4: Curva ipsografica del bacino imbrifero.

Applicando la (2.11) si ottiene un valore del tempo di corrivazione pari a:

$$\tau_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 \cdot L}{0.8\sqrt{H - Z}} = \frac{4\sqrt{0.037} + 1.5 \cdot 0.5}{0.8\sqrt{932 - 865}} = 0.23h = 13.8 \text{ min}$$

Per il calcolo degli idrogrammi di progetto si fa riferimento ad eventi di pioggia con tempo di ritorno $T_R=3000$ anni. Attraverso la formula (1.10) è dunque possibile determinare il valore della portata massima Q_{\max} :

$$Q_{\max} = \frac{\varphi \cdot h \cdot A}{\tau_c} = \frac{0.3 \cdot (71.38 \cdot 0.23^{0.527} / 1000) \cdot (0.037 \cdot 10^6)}{0.23 \cdot 3600} = 0.44 \text{ m}^3/\text{s}$$

Si fa presente che questo risulta essere un valore cautelativo. Per la determinazione di Q_{\max} è stato infatti utilizzato il valore massimo di φ suggerito in tabella 5 ($\varphi=0.3$) e non è stato tenuto conto della presenza della rete di drenaggio a servizio della strada posta a monte dell'area occupata dal bacino irriguo.

3. Dimensionamenti e verifiche idrauliche

3.1 Introduzione

Le opere idrauliche da dimensionare consistono in:

- **Tubazione di adduzione:** per l'approvvigionamento idrico alla vasca dall'opera di presa;
- **Fosso di guardia:** con lo scopo di allontanare le acque in arrivo dai versanti a monte del bacino irriguo senza che queste vadano ad interagire con le acque presenti nel bacino irriguo;
- **Scarico di superficie (sfioratore):** con lo scopo di mantenere un franco minimo tra la quota del coronamento del bacino irriguo ed il pelo libero dell'acqua non inferiore a 1.50 m (più la semiampiezza dell'onda che può generarsi per effetti legati a forze orizzontali);
- **Scarico di fondo:** con lo scopo di garantire lo svuotamento completo della vasca in un tempo non superiore alle 24-36 ore;
- **Tubazione di scarico:** per lo scarico e allontanamento delle acque fino al ricettore finale.

3.2 Opere di presa

L'opera di presa per l'approvvigionamento idrico è posizionata a quota 960 m s.l.m. sul Rio di Valles. Questa opera di presa è dotata di un dissabbiatore ed un sfioro per la restituzione in alveo delle portate eccedenti i 25 l/s. I particolari dell'opera di presa possono essere trovati nel progetto "Neubau Fassung Vallerbach" del 26.09.2011 a firma del Geom. Christian Ramoser.

3.3 Tubazione di adduzione

La tubazione di adduzione consente il trasferimento delle portate addotte dal Rio di Valles fino al bacino irriguo. In figura 5 è riportato il tracciato della condotta. Il funzionamento è in pressione e la condotta è caratterizzata da una lunghezza di 4.44 km, con un dislivello piezometrico pari a 94.2 m (dato dalla differenza tra la quota dell'opera di presa a 950 m s.l.m. e il livello di massima regolazione nella vasca 855.80 m s.l.m.).

In virtù dei dati di cui sopra, ne risulta una cadente piezometrica $J=1.9\%$. Il dimensionamento del diametro della condotta può essere effettuato attraverso la formula di Hazen-Williams:

$$Y = JL = \frac{10.675 \cdot Q^{1.852}}{C^{1.852} D^{4.8704}} L \quad (3.1)$$

Dove Y è il dislivello piezometrico, Q è la portata, C coefficiente di scabrezza, J cadente piezometrica e L la lunghezza della condotta. La tabella 6 riporta una sintesi delle grandezze caratteristiche del calcolo della tubazione di adduzione.

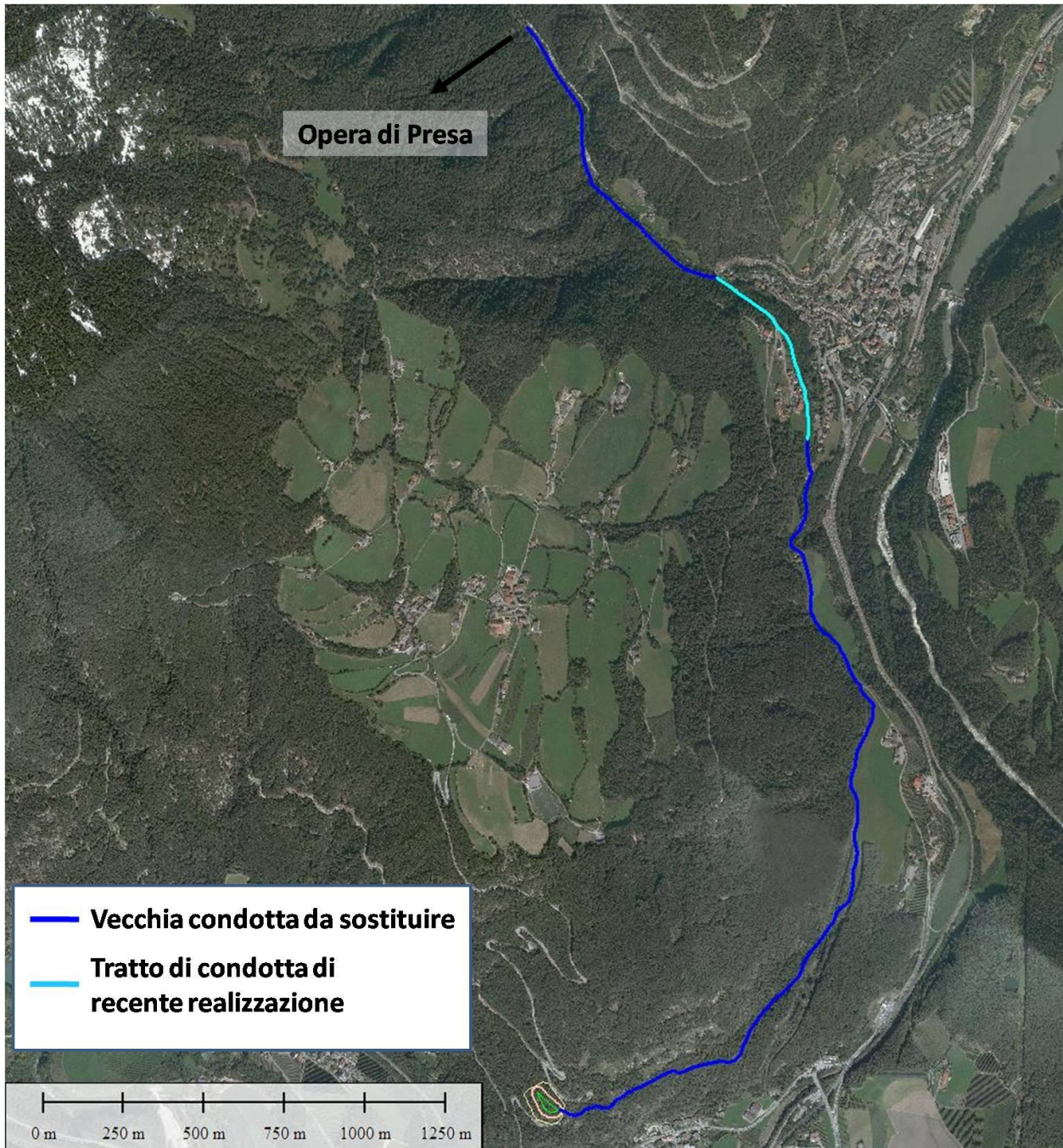


figura 5: Tracciato della condotta di adduzione.

Grandezza	Valore
Q (m ³ /s)	0.25
L (km)	4.37
Δh (m)	84.20
J (%)	1.9
C (Hazen)	150
D (mm)	134

tabella 6: Grandezze caratteristiche della tubazione di adduzione

Alla luce dei risultati di cui sopra si è deciso di adottare per la condotta di adduzione un tubo in Polietilene ad Alta Densità HDPE $\Phi 180$ PFA 10.

3.4 Fosso di Guardia

Il fosso di guardia, posto a monte del bacino irriguo, funge da canale scolmatore per le acque in arrivo dal bacino idrografico di figura 3. Il fosso di guardia è stato dimensionato attraverso la formula di Gauckler-Strickler valida per condotte a pelo libero in regime di moto uniforme:

$$Q_c = A_c(h_c) \cdot K_{st} \cdot R_{h_c}^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad (3.2)$$

Dove Q_c (m³/s) è la portata che defluisce nel canale, $A_c(h_c)$ (m²) è l'area della sezione idrica che è funzione del tirante idraulico h_c (m), K_{st} (m^{1/3}s⁻¹) è il coefficiente di scabrezza di Strickler, R_{h_c} (m) è il raggio idraulico dato dal rapporto tra area bagnata $A_c(h_c)$ e perimetro bagnato $P_c(h_c)$, e i (%) è la pendenza del canale.

La tabella 7 riporta i valori delle grandezze caratteristiche del fosso di drenaggio. I particolari costruttivi del fosso sono riportate nelle tavole grafiche.

Grandezza	Valore
Q_c (m ³ /s)	0.44
b (m)	0.50
B (m)	Variabile
h_c (m)	0.18
K_{st} (m ^{1/3} s ⁻¹)	70
i (-)	0.01
$A_c(h_c)$ (m ²)	0.26
$P_c(h_c)$ (m)	2.40
R_{h_c} (m)	0.11

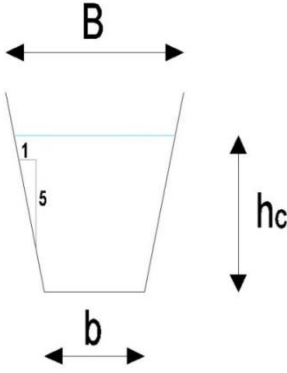


tabella 7: Grandezze caratteristiche del fosso di drenaggio

3.5 Scarico di superficie (sfioratore)

Lo scarico di superficie è costituito da una soglia libera che immette l'acqua di sfioro in un canale fuggatore e che, successivamente, va ad unirsi alle acque provenienti dal fosso di guardia. Tale scarico ha lo scopo di evitare la tracimazione dello sbarramento nei periodi di bassa richiesta idrica dalla rete irrigua.

Per il dimensionamento dello sfioratore viene considerato un evento di pioggia che incide sullo specchio liquido caratterizzato da un tempo di ritorno $T_R=3000$ anni. Il dimensionamento dello sfioratore è dunque effettuato considerando le seguenti portate idriche in ingresso alla vasca:

- Portata proveniente dalla rete di adduzione (portata costante nel tempo e pari a 25 l/s);
- Intensità di precipitazione moltiplicata per l'area dello specchio liquido (3625 m²) considerando un evento con tempo di ritorno $T_R=3000$ anni ($I_{T_R=1000anni}$).

La portata per il dimensionamento dello sfioratore è pertanto pari a:

$$Q = Q_{adduzione} + Q_{pioggia\ specchio\ liquido} = Q_{adduzione} + I_{T_R=1000anni} \cdot Area\ specchio\ liquido =$$

$$= 0.025 + 0.040 \cdot 10^{-3} \cdot 3625 = 0.025 + 0.145 = 0.170 \frac{m^3}{s}$$

Il dimensionamento dello sfioratore è stato effettuato utilizzando la formula dello *Stramazzo in parete grossa tipo Belangert*:

$$Q = \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2gh} \tag{3.3}$$

Dove $\mu=0.385$ è il coefficiente di afflusso, L (m) è lo sviluppo longitudinale della soglia di sfioro, h (m) è il carico idraulico sulla soglia e g (9.81 m²/s) è l'accelerazione di gravità. In tabella 8 sono riportati i valori caratteristici dello stramazzo.

Grandezza	valore
Q (m ³ /s)	0.170
μ	0.385
L (m)	2
h (m)	0.135

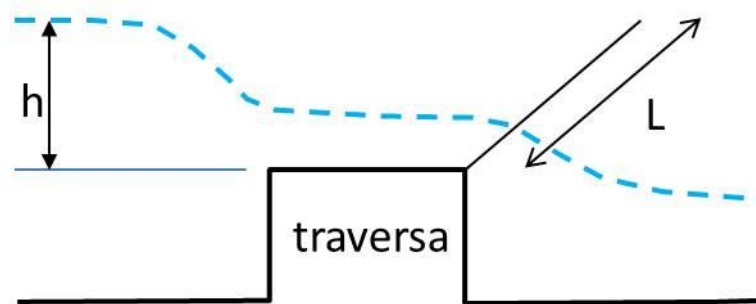


tabella 8: Schema dello stramazzo a soglia larga Belangert.

Per offrire un maggior grado di sicurezza rispetto alla evacuazione delle acque di sfioro, il sistema è stato provvisto di un elemento di ridondanza i cui particolari sono riportati nella tavola "EP-0501-r00_Details".

3.6 Scarico di fondo

Lo scarico di fondo ha lo scopo di poter vuotare l'invaso parzialmente o totalmente sia per questioni legate alla normale manutenzione ed esercizio dell'opera, sia per far fronte a problemi di sicurezza dell'invaso (p. es. lesioni del corpo diga, filtrazioni anomale o altro).

Il dimensionamento dello scarico e della condotta che convoglierà l'acqua al rio posto più a valle è eseguito mediante la simulazione del vuotamento dell'invaso. Questo deve avvenire in un tempo compreso fra le 24 e le 36 ore.

Il problema idraulico si pone impostando l'equazione di continuità all'interno della vasca:

$$\frac{dV}{dt} = Q_i(t) - Q_o(h(t)) \quad (3.4)$$

Dove V (m³) è il volume di acqua nella vasca, t (s) è il tempo. $\frac{dV}{dt}$ rappresenta dunque la variazione del volume d'acqua nella vasca durante l'operazione di vuotamento. $Q_i(t)$ (m³/s) è la portata in in-

gresso all'invaso, $Q_o(h(t))$ (m³/s) è la portata in uscita dallo scarico di fondo che dipende dal carico idraulico nel lago $h(t)$ (m) riferito allo sbocco dello scarico.

Conoscendo il legame analitico fra la superficie del lago A (m²) ed il carico $h(t)$ la (2.3) può essere riscritta nel seguente modo:

$$A(h(t)) \frac{dh}{dt} = Q_i(t) - Q_o(h(t)) \quad (3.5)$$

La funzione $Q_i(t)$ viene posto pari a 0, assumendo che venga interrotta l'alimentazione alla vasca durante l'operazione di scarico. La funzione $Q_o(h(t))$ è funzione della tipologia dello scarico e, più in generale, delle caratteristiche della condotta di scarico. Tale funzione può essere descritta attraverso la formula di resistenza al moto in condotte in pressione di *Hazen-Williams*:

$$\Delta = J \cdot L = \frac{10.675 \cdot Q_0^{1.852}}{C^{1.852} \cdot D^{4.8704}} L \quad (3.6)$$

Dove D (m) è il diametro interno della condotta, Q_0 (m³/s) è la portata che transita nella condotta, Δ (m) è il dislivello piezometrico tra la quota del pelo libero dell'acqua e la quota geodetica del fondo del tubo di scarico, J (m/m) è la cadente piezometrica, L (m) la lunghezza della condotta e C il coefficiente di scabrezza della tubazione. La tabella 9 riporta i dati utilizzati per l'applicazione della (3.6).

Grandezza	Valore
D (m)	0.197 (diametro interno di un Φ 225 PN10)
L (m)	42
C (tubi in PE)	150

tabella 9: Valori caratteristici della tubazione di scarico dalla vasca.

Il dislivello di carico Δ varia nel tempo in ragione della velocità di svuotamento della vasca. Il sistema di equazioni costituito dalla (3.5) e (3.6) può essere risolto mediante uno schema alle differenze finite, adottando la discretizzazione del volume della vasca riportato in figura 6.

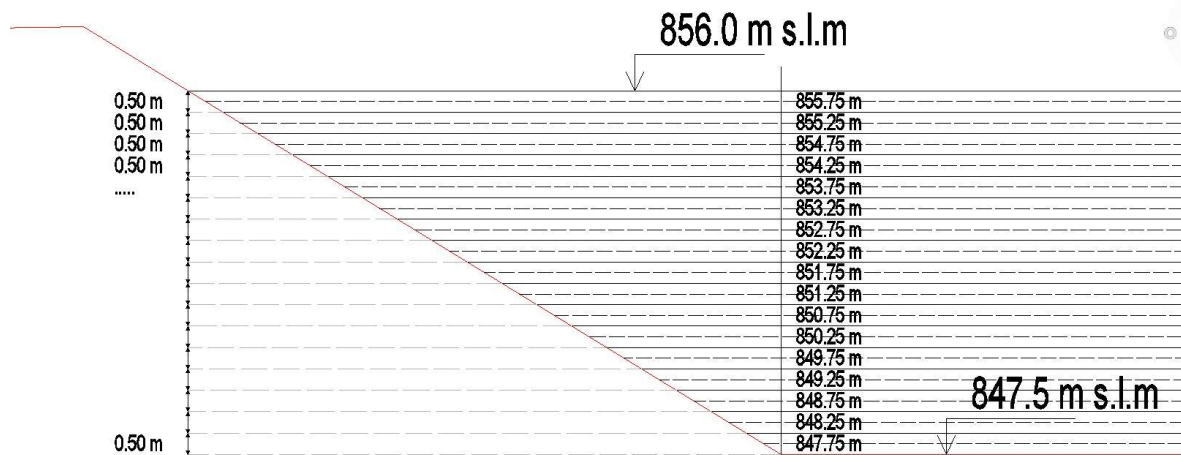


figura 6: Schematizzazione del fenomeno di svuotamento della vasca.

La tabella 10 riporta i risultati del calcolo. Utilizzando una tubazione $\Phi 225$ (diametro interno 0.197 m) in PE della lunghezza di 41 m si addivene ad un tempo di svuotamento della vasca di 25 h. La tabella 10 mostra che la portata massima proveniente allo scarico di fondo è pari a 290 l/s.

Livello del pelo libero	Quota fondo tubo	Carico Idraulico Δ	Q_0	Δh	$A(h)$	tempo
m s.l.m	m s.l.m	m	m ³ /s	m	m ²	h
855.75	844.2	11.55	0.290	0.50	3605	1.73
855.25	844.2	11.05	0.283	0.50	3416	1.67
854.75	844.2	10.55	0.276	0.50	3300	1.66
854.25	844.2	10.05	0.269	0.50	3048	1.57
853.75	844.2	9.55	0.262	0.50	2870	1.52
853.25	844.2	9.05	0.254	0.50	2695	1.47
852.75	844.2	8.55	0.247	0.50	2524	1.42
852.25	844.2	8.05	0.239	0.50	2357	1.37
851.75	844.2	7.55	0.231	0.50	2193	1.32
851.25	844.2	7.05	0.222	0.50	2033	1.27
850.75	844.2	6.55	0.214	0.50	1877	1.22
850.25	844.2	6.05	0.205	0.50	1725	1.17
849.75	844.2	5.55	0.195	0.50	1577	1.12
849.25	844.2	5.05	0.186	0.50	1432	1.07
848.75	844.2	4.55	0.175	0.50	1290	1.02
848.25	844.2	4.05	0.165	0.50	1153	0.97
847.75	844.2	3.55	0.153	0.50	1020	0.92

22.51

tabella 10: Calcolo del tempo di svuotamento del bacino irriguo

La figura 7 e la figura 8 mostrano l'evoluzione temporale dello svuotamento della vasca espresso, rispettivamente, in termini di livello idrico e di volume di acqua all'interno della vasca.

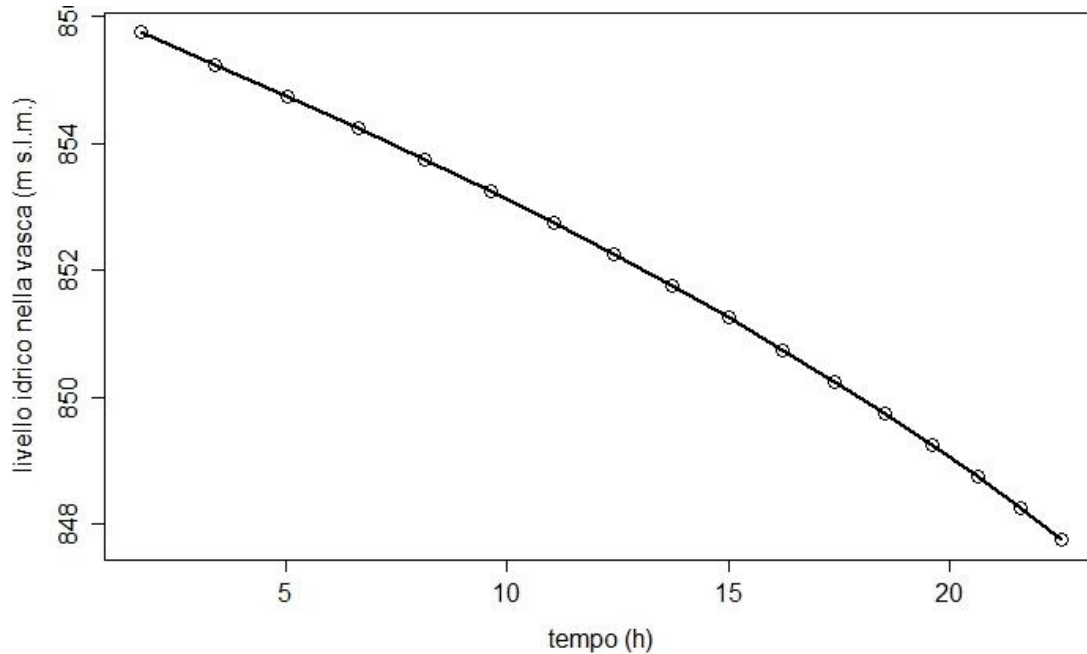


figura 7: Grafico del tempo di svuotamento della vasca dal massimo livello idrico nella vasca (ca. 856 m s.l.m) al livello minimo (847.5 m s.l.m)

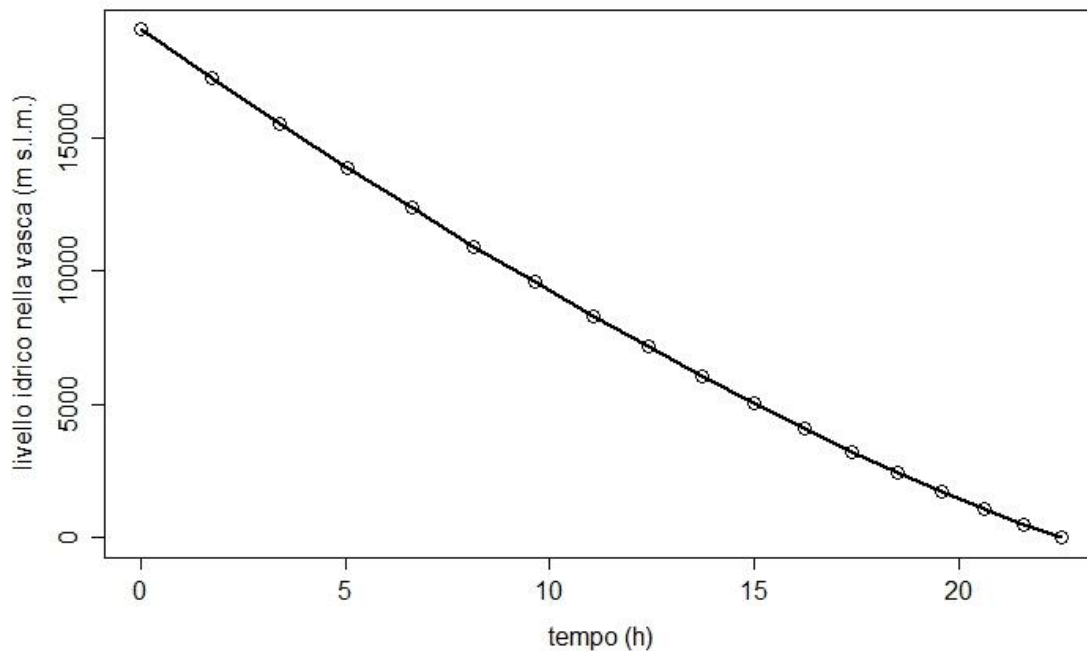


figura 8: Grafico del tempo di svuotamento della vasca dal volume massimo di invaso (18300 m³) al volume minimo (0 m³)

3.7 Tubazione di scarico

La tubazione di scarico del bacino irriguo raccoglie e scarica le acque provenienti da: (a) fosso di guardia a protezione del bacino irriguo, (b) sfioratore per le acque di troppo pieno e (c) scarico di fondo per il vuotamento rapido e le operazioni di manutenzione e pulizia della vasca.

Attraverso la tubazione, le acque di scarico vengono fatte confluire in un successivo scarico esistente rappresentato dalla scarico denominato “*finestra Aicha*” a servizio della Centrale idroelettrica SE Hydropower di Bressanone. Quest’ultimo scarico, a sua volta, convoglia le acque nel Fiume Isarco, secondo lo schema di figura 9.

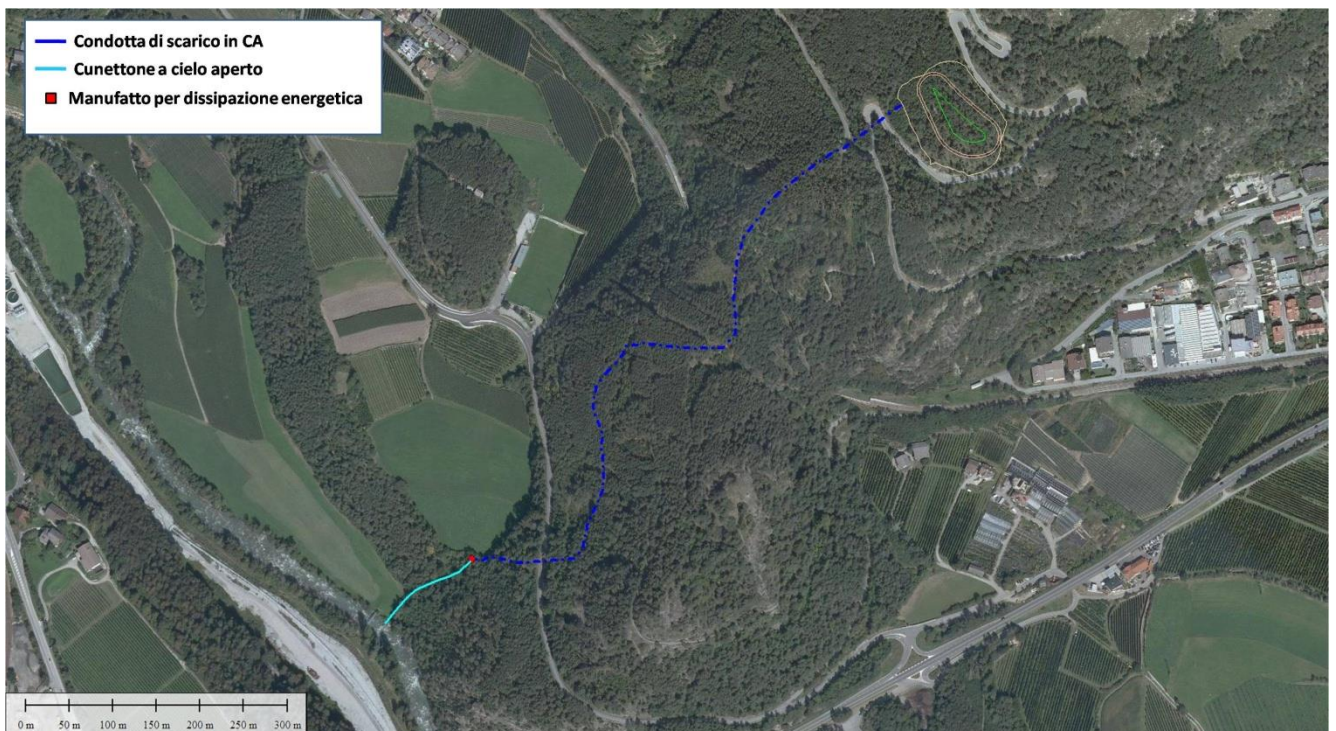


figura 9: Tacciato della condotta di scarico

Considerato che la massima portata proveniente dallo scarico di fondo è pari a 290 l/s, che la massima portata in arrivo dallo sfioratore è pari a 170 l/s e che la massima portata in arrivo dal fosso di guardia è pari a 400 l/s, ne consegue che la condizione più gravosa per il dimensionamento della condotta di scarico è rappresentata dallo scarico contemporaneo delle portate provenienti dallo scarico di fondo e dal fosso di guardia, per un valore complessivo di 690 l/s.

La condotta di scarico ha una lunghezza complessiva di circa 870 m, ed è costituita da una tubazione DN 500 in CA. La figura 10 mostra il profilo longitudinale del tracciato di scarico. Al fine di ridurre le velocità massima in condotta, lungo il tracciato saranno predisposti una serie di pozzetti di salto.

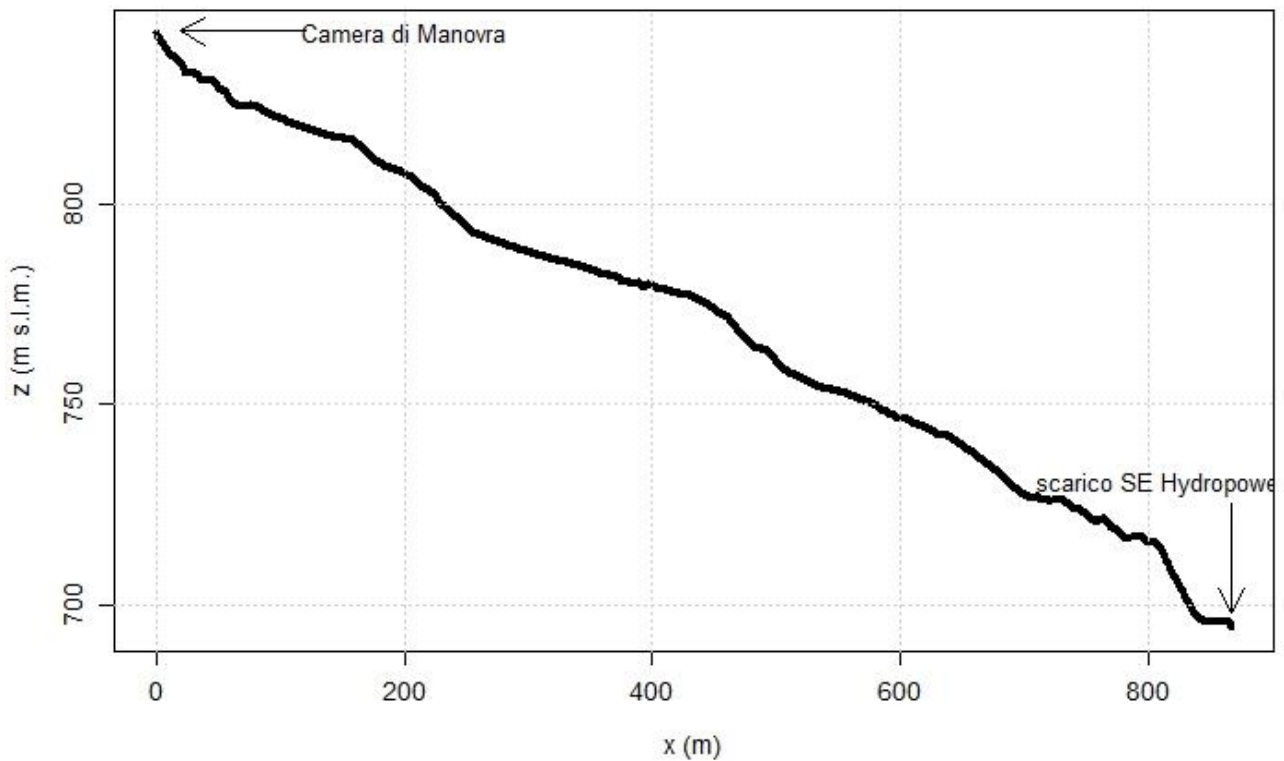


figura 10: Profilo longitudinale della condotta di scarico

La condotta di scarico intubata termina nel manufatto di dissipazione della finestra di scarico della centrale idroelettrica SE-Hydropower di Bressanone (figura 9). Questo manufatto opera una preventiva dissipazione energetica e, successivamente, per mezzo di uno stramazzo permette all'acqua di confluire in un cunettone selciato che scarica nel Fiume Isarco (figura 11). La presenza del canale selciato e la preventiva dissipazione energetica garantiscono l'assenza di fenomeni erosivi lungo il canale che connette l'opera di scarico con il Fiume Isarco.

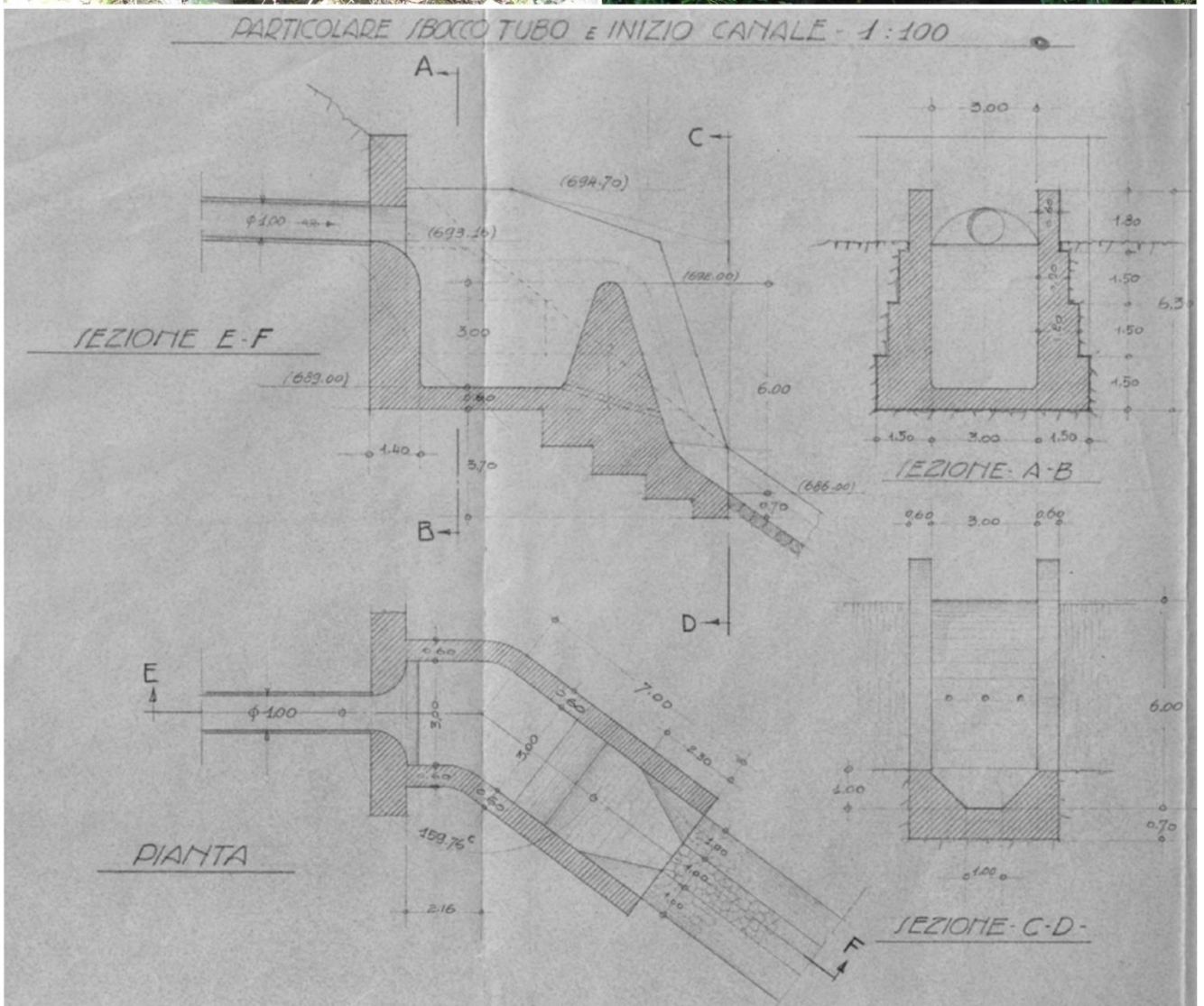


figura 11: Manufatto dissipatore e cunettone selciato dello scarico esistente SE-Hydropower

3.7.1 Verifica idraulica del cunettone selciato

Il cunettone selciato posto a valle del manufatto dissipatore di proprietà SE-Hydropower è rappresentato da un canale trapezoidale, con base minore $b=1$ m, base maggiore $B=3$ m ed altezza $H=1$ m. L'analisi idraulica del cunettone consiste nel verificare che l'attuale sezione di deflusso sia in grado di drenare efficacemente (i.e., senza determinare fenomeni di esondazione) il contributo di portata dato dalla somma delle portate in arrivo dallo scarico del nuovo bacino irriguo Aicha e dalla condotta di restituzione della centrale idroelettrica, secondo lo schema di figura 12.

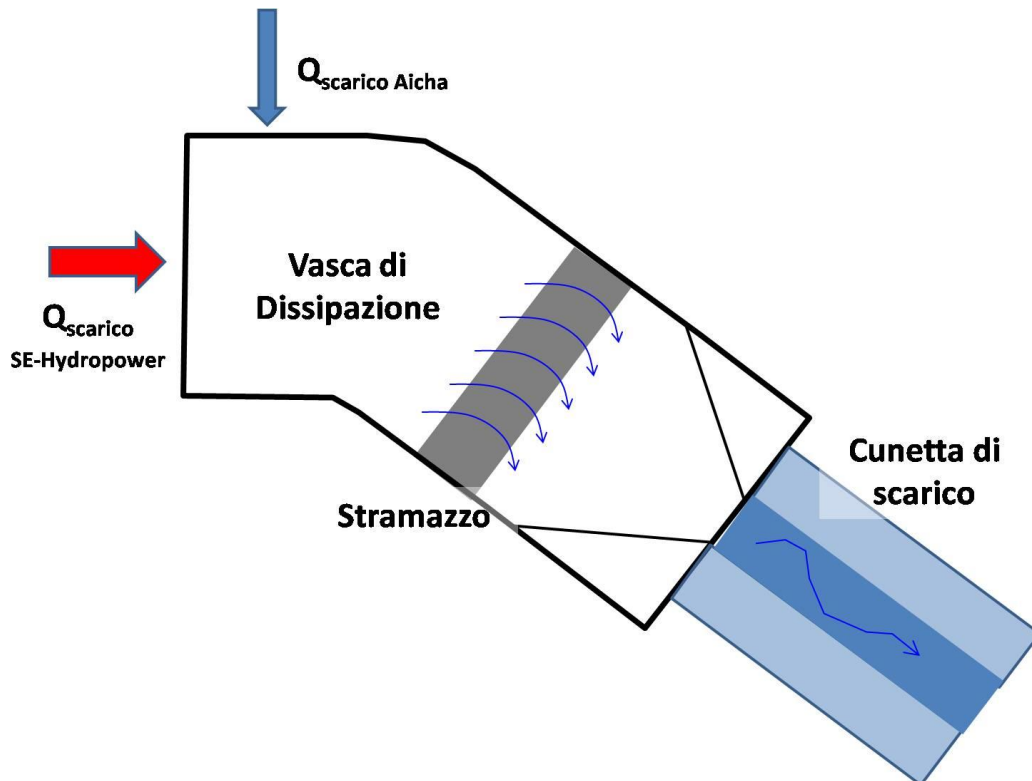


figura 12: Modello schematico del sistema di scarico SE-Hydropower

Il valore di portata di restituzione dalla centrale idroelettrica, $Q_{\text{scarico SE-Hydropower}}$, è stato calcolato sulla base dei dati geometrici/tipologici della condotta esistente, considerando condizioni di deflusso in pressione. La condotta esistente in CA è approssimativamente di forma circolare (diametro $D=1$ m). La portata è valutabile attraverso la formula di *Hazen-Williams*:

$$Q_{\text{scarico SE-Hydropower}} = \left(\frac{C^{1.852} \cdot D^{4.8704} \cdot J}{10.675} \right)^{1/1.852} \quad (3.7)$$

Utilizzando i seguenti valori di diametro $D=1$ m, scabrezza $C=100$ (tubi in calcestruzzo) e cadente piezometrica $J=5\%$ (valutata sulla base della topografica del terreno), ne risulta un valore di

$$Q_{\text{scarico SE-Hydropower}} = 5.52 \text{ m}^3/\text{s}$$

La portata in arrivo dallo scarico Aicha è, come detto, $Q_{\text{scarico Aicha}} = 0.69 \text{ m}^3/\text{s}$.

Il cunettone è stato dunque verificato considerando una portata complessiva $Q = Q_{\text{scarico SE-Hydropower}} + Q_{\text{scarico Aicha}} = 6.21 \text{ m}^3/\text{s}$. E' stato pertanto trascurato, a vantaggio di sicurezza, l'effetto di laminazione indotto dalla presenza della vasca di dissipazione.

La verifica idraulica è stata condotta mediante il software di modellazione idraulica monodimensionale HEC-RAS, attraverso il tracciamento del profilo di corrente di moto permanente.

Il tratto modellato ha una lunghezza di circa 120 m, discretizzato mediante l'implementazione di n. 23 sezioni trasversali posizionate ad un interasse medio di circa 5 m. La figura 13 riporta indicazioni relative al modello geometrico in input ad HEC-RAS.



figura 13: Modello geometrico in input ad HEC-RAS

La simulazione numerica è stata eseguita adottando un coefficiente di scabrezza di Strickler, $k_{st} = 30 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$. Per quanto riguarda la condizioni al contorno del moto, le simulazioni sono state effettuate considerando un regime di corrente mista, specificando una condizione di moto sia per la sezione estrema di monte (moto uniforme, con valore di pendenza longitudinale del 60%) sia per la sezione estrema di valle (moto uniforme, con valore di pendenza longitudinale dell'8%).

Il profilo di corrente in output al modello HEC-RAS è riportato in figura 14. I risultati indicano un valore del franco minimo di sicurezza idraulico pari a 35 cm. Il cunettone si ritiene pertanto verificato rispetto al transito della somma delle massime portate in arrivo dallo scarico della centrale idroelettrica e la vasca Aicha.

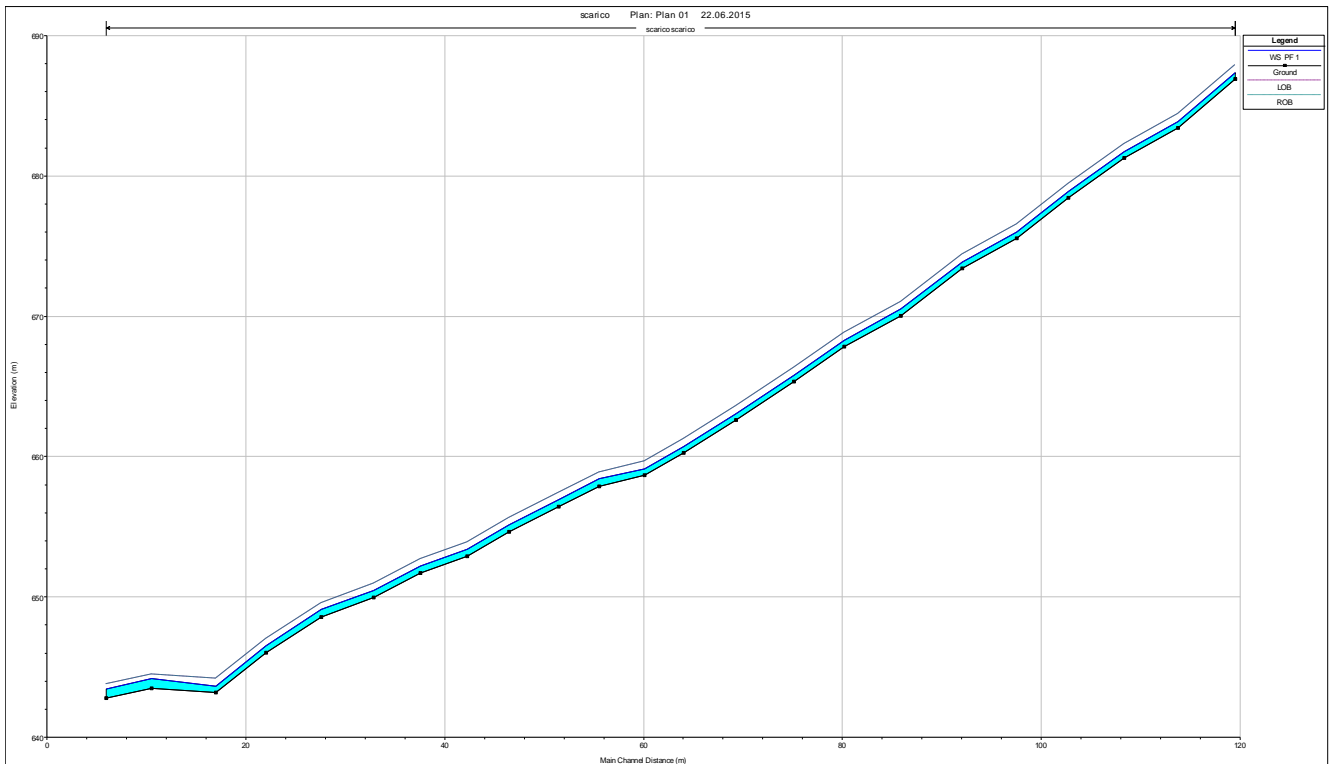


figura 14: Profilo di corrente in output al modello HEC-RAS

Informazioni relativi ai dettagli delle opere idrauliche sono presenti negli elaborati EP-0501-r00 e EP-0502-r00. Il profilo longitudinale con le dimensioni della condotta di scarico, posizione, tipologia e numero dei pozzetti è riportato nell'Elaborato EP-0800-r00.