

REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DI CUNEO
COMUNI DI BARBARESCO E CASTAGNITO

**RICOSTRUZIONE TRAVERSA DEL CANALE IRRIGUO
"SAN MARZANO" CON VALORIZZAZIONE ENERGETICA**

- IMPIANTO IDROELETTRICO BARBARESCO -

Progetto definitivo - Documentazione ai sensi del Regolamento Regionale 10/R del 29 Luglio 2003 e ss.mm.ii. e Valutazione di impatto ambientale ai sensi del D.Lgs. 152/2006 e ss.mm.ii.

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Capellino
Studio di Ingegneria

STUDIO DI INGEGNERIA

Dott. Ing. ANTONIO CAPELLINO

Via Rosa Bianca, 18

12084 Mondovi - (CN)

☎ 0174/551247

✉ info@studiocapellino.it

✉ antonio.capellino@ingpec.eu

Dott. Arch. DANIELE BORGNA

Via G. Pascoli, 39/6 - 12084 Mondovi (CN)

☎ 339-3131477

✉ daniele.borgna@studiocapellino.it

Dott. Ing. ALBERTO BONELLO

Strada di Pascomonti - 12084 Mondovi (CN)

☎ 328-4541205

✉ alberto.bonello@studiocapellino.it

Geom. ALBERTO BALSAMO

S.S. 28 Nord, 81 - 12084 Mondovi (CN)

☎ 347-4097196

✉ alberto.balsamo@studiocapellino.it

**FASCICOLO SULLO
SBARRAMENTO FLUVIALE**



IDENTIFICATORE:
05_FASCICOLO_SBARRAMENTO_FLUVIALE

RICHIEDENTI

SAN FRANCESCO ENERGIE s.r.l.

Via Venezia, 4

12084 - Mondovi (CN)

DATA PROGETTO

Dicembre 2016

LAVORO

BRB 001/01

DATA

SCALA

DATA

Elaborato

5

Sommario

1. Introduzione	3
2. Descrizione dello sbarramento	4
2.1. Cenni storici	4
2.2. Soluzione progettuale	6
3. Volume d'invaso	10
4. Valutazione del rischio intrinseco	14
5. Relazione tecnica	18
5.1. Scelta della localizzazione dello sbarramento	18
5.2. Campagne di indagine svolte e criteri delle scelte progettuali	18
5.3. Misure di prevenzione dei rischi	19
5.4. Piano di gestione	19
5.4.1. Fase di cantiere	19
5.4.2. Fase di esercizio dell'impianto	20
6. Corografia	22
7. Planimetria particolareggiata	23
8. Ortofotocarta dell'invaso	24
9. Disegni particolareggiati	26
10. Relazione geologica, geotecnica e geomorfologica	27
11. Relazione idrologica ed idraulica	28
12. Verifiche dello sbarramento	29
12.1. Normativa di riferimento	29
12.2. Verifiche svolte	29
13. Verifiche di stabilità	30
13.1. Caratteristiche dei materiali	30
13.1.1. Calcestruzzo	30
13.1.2. Acciaio per armatura	30
13.1.3. Terreno	30
13.2. Analisi dei carichi	31
13.2.1. Pesi propri	31
13.2.2. Azioni permanenti	31
13.2.3. Azioni sismiche	32
13.3. Geometria dell'opera	34
13.4. Calcolo forze agenti	36

14.	Verifiche secondo D.G.R. n. 65-15352	39
15.	Verifica al sifonamento	40
16.	Verifiche a S.L.U. - Ribaltamento	42
17.	Verifica a galleggiamento	44
18.	Verifica del risalto in platea	45
19.	Condizioni di deflusso a valle dello sbarramento	47
20.	Inerti e materiale di risulta.....	48
20.1.	Approvvigionamento degli inerti.....	48
20.2.	Destinazione dei materiali di risulta	48

1. INTRODUZIONE

Il presente documento rappresenta l'inquadramento della documentazione progettuale relativa allo sbarramento mobile a servizio della presa del Canale San Marzano del Consorzio Irriguo Capitto e dell'impianto idroelettrico in progetto sul fiume Tanaro nei comuni di Barbaresco e Castagnito.

Il progetto di derivazione idroelettrica prevede il rifacimento della traversa a servizio del Canale San Marzano, mediante la realizzazione di uno sbarramento mobile ubicato in corrispondenza dell'apice della briglia danneggiata dall'alluvione del 1994. Lo sbarramento è costituito da una porzione fissa e una mobile gonfiabile scudata, che in caso di piena si abbatte completamente per favorire il deflusso della portata nell'alveo inciso del fiume Tanaro.

Il progetto prevede due gruppi di produzione, posti in sponda sinistra orografica in una centrale completamente interrata.

2. DESCRIZIONE DELLO SBARRAMENTO

2.1. Cenni storici

Il progetto prevede la ricostruzione dello sbarramento a servizio della presa del canale irriguo San Marzano e la realizzazione di un impianto idroelettrico di valorizzazione energetica del salto idraulico della traversa fluviale.

Il canale San Marzano serve il Consorzio Irriguo Capitto, nella Provincia di Asti, ed era alimentato dal fiume Tanaro attraverso lo sbarramento fluviale di Barbaresco, evidenziato (freccia gialla) nella successiva Fotografia 1.

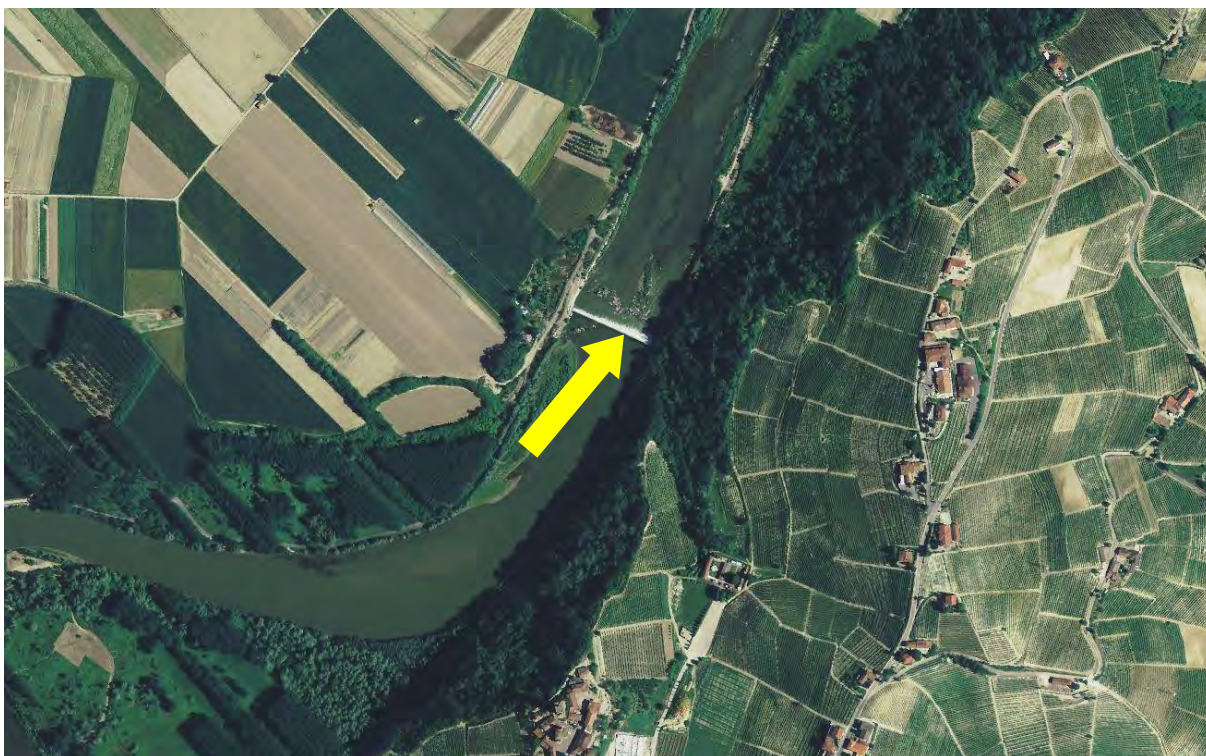


Fotografia 1: Foto aerea 1988

La traversa fluviale era particolarmente obliqua rispetto all'asse del fiume ed il vertice di valle dirigeva la portata verso la presa del canale San Marzano in destra orografica.

Lo sbarramento è stato irrimediabilmente danneggiato dall'alluvione del fiume Tanaro del 1994.

In seguito, la traversa è stata ricostruita in modo ortogonale all'asse del fiume in posizione centrale rispetto a quella precedente, arretrando così la presa del canale irriguo, come evidenziato (freccia gialla) nella successiva Fotografia 2.



Fotografia 2: Foto aerea 2006

La traversa è parzialmente crollata (due terzi della struttura verso la sponda sinistra orografica) durante un piena nel 2010.

Attualmente, la presa del canale irriguo San Marzano non è alimentata dal fiume Tanaro, poiché, come evidenziato nella successiva Fotografia 3 (freccia gialla), manca una traversa fluviale.



Fotografia 3: Foto aerea 2012

2.2. Soluzione progettuale

Il progetto prevede la ricostruzione della traversa fluviale della presa irrigua del canale San Marzano con geometria planimetricamente ortogonale all'asse del fiume Tanaro e posizione coincidente con il vertice di valle della traversa danneggiata dall'alluvione del 1994. In questo modo, la presa del Consorzio Irriguo Capitto è ripristinata nella posizione originale, ante 1994.

La traversa è dotata di una soglia fissa in cemento armato ed un sistema di innalzamento mobile, abbattibile durante le piene.

La traversa mobile è formata da tre paratoie a ventola movimentate da cuscini pneumatici (sbarramento gonfiabile scudato), che innalzano il coronamento di 3,50 m fino alla quota di 147,77 m s.l.m.. Quando le paratoie a ventola sono abbattute, la sommità degli scudi risulta a quota 144,27 m s.l.m..

Sulla traversa fluviale è rilasciata costantemente una vena idraulica minima di 10 cm, cosicché l'altezza idrometrica ordinaria di progetto (148,87 m s.l.m.) coincida con la quota del coronamento della traversa fluviale crollata parzialmente nel 2010. Di conseguenza, la quota massima della soglia mobile in progetto è 0,10 m più bassa di quella dello sbarramento parzialmente crollato.

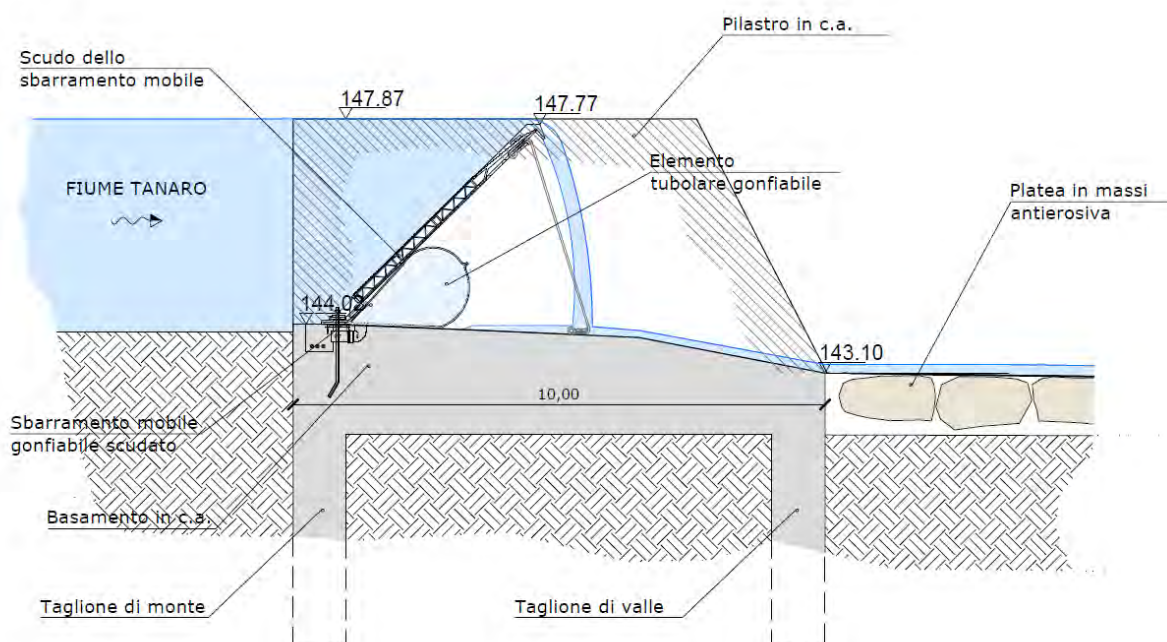


Figura 1: Sezione della traversa nella situazione in progetto

La soglia fissa è realizzata in cemento armato con soglia superiore posta a quota 144,02 m s.l.m. e paramento leggermente inclinato verso valle fino a quota di 143,10 m s.l.m..

La traversa è dotata di una fondazione costituita da un taglione di monte ed un taglione di valle dimensionati al fine di inibire eventuali fenomeni di sifonamento dell'opera. La traversa si estende nel senso dello scorrimento dell'acqua per 10,00 m ed in senso trasversale misura 131,00 m in totale, in quanto è composta da tre tronconi distinti delle misure di 27 m sul lato sinistro, 50 m per la parte centrale e 50 m per la porzione verso destra. I tre tratti sono separati da due pilastri in c.a. che misurano 2,00 m in senso trasversale e 10,00 nel longitudinale del fiume, con il paramento di monte verticale mentre quello di valle leggermente inclinato. La sommità dei pilastri è posta a quota 147,87 m s.l.m., equivalente alla quota dell'acqua invasata in normali condizioni di esercizio dell'impianto.

Al fine di mascherare l'opera è previsto il rilascio costante di una portata d'acqua al di sopra dello sbarramento mobile in modo da creare un velo d'acqua che limiti la percezione visiva dell'opera migliorandone l'inserimento paesaggistico.

Ai due lati estremi dello sbarramento vi sono due pareti in c.a. che delimitano la sezione della traversa; la sommità di queste strutture è posta a quota 149,00 m s.l.m.. In adiacenza ad esse sono poste le due scale di rimonta dell'ittiofauna previste in progetto per garantire un'adeguata circolazione della popolazione ittica presente nel Fiume Tanaro.

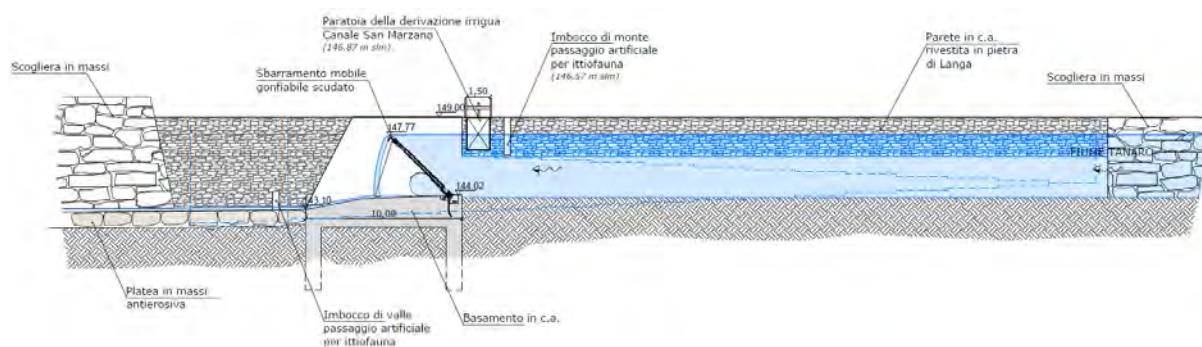


Figura 2: Prospetto del passaggio artificiale dell'ittiofauna in sponda destra orografica

Presso la parete in sponda destra orografica si trovano l'imbocco del Canale San Marzano appositamente adeguato ed integrato con la scala di risalita dell'ittiofauna, costituita da una struttura a bacini successivi in c.a. delimitata da un muro rivestito in pietra di langa che continua in linea con la parete di delimitazione della traversa. Il complesso delle vasche è ricoperto da un grigliato metallico removibile, installato a quota 149,00 m s.l.m.. L'imbocco della scala di monte è posizionato in adiacenza all'imbocco irriguo, poco a monte dello sbarramento, mentre lo sbocco di valle è posto al piede della traversa. La struttura si sviluppa principalmente nella zona a monte dello sbarramento per garantire adeguato spazio alle opere di convogliamento delle acque derivate dal Consorzio Irriguo Capitto.

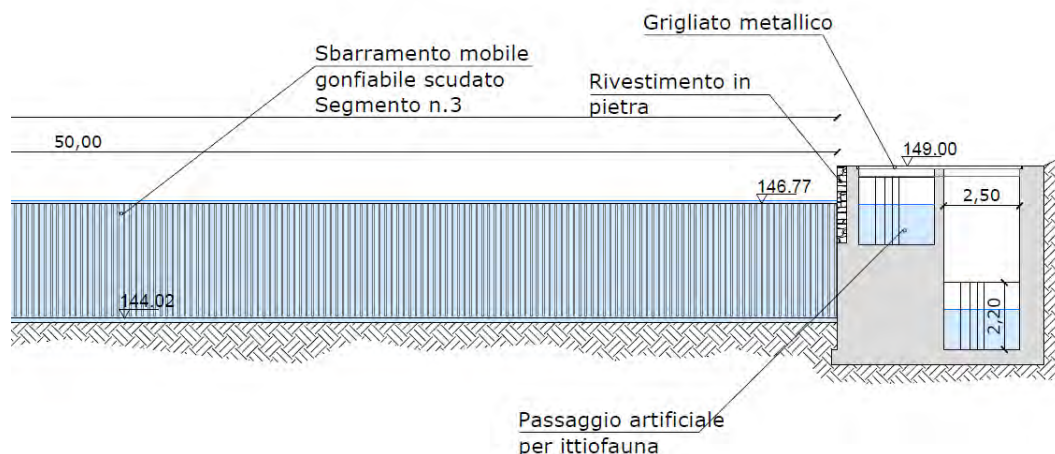


Figura 3: Sezione del passaggio artificiale dell'ittiofauna in sponda destra orografica

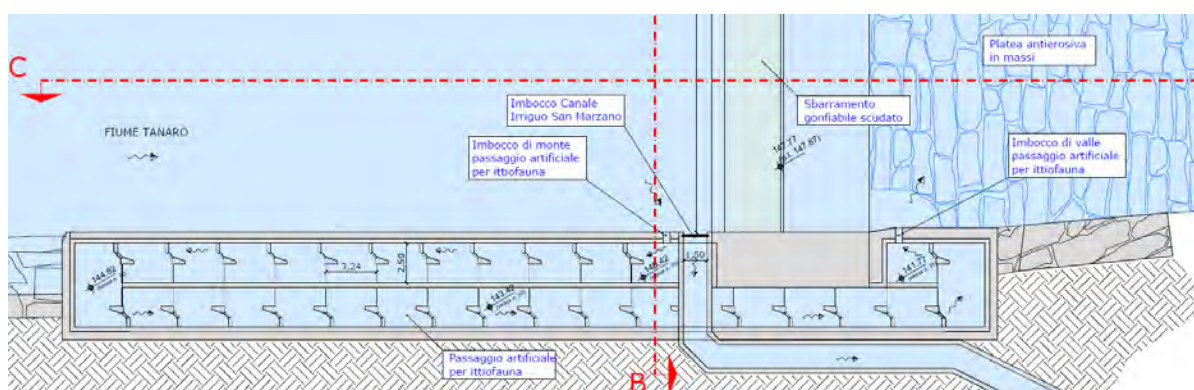


Figura 4: Pianta del passaggio artificiale dell'ittiofauna in sponda destra orografica e imbocco del canale irriguo San Marzano

Presso la parete in sponda sinistra è posto l'imbocco della scala di rimonta dell'ittiofauna dell'impianto, costituita da una struttura a bacini successivi in c.a. delimitata da un muro rivestito in pietra di langa che continua in linea con la parete di delimitazione della traversa. Il complesso delle vasche è ricoperto da un grigliato metallico removibile, installato a quota 149,00 m s.l.m.. L'imbocco della scala di monte è posizionato in adiacenza all'imbocco irriguo, poco a monte dello sbarramento, mentre lo sbocco di valle è posto al piede della traversa. La struttura si sviluppa principalmente nella zona a valle dello sbarramento e costituisce la delimitazione tra la presa e la restituzione dell'impianto idroelettrico.

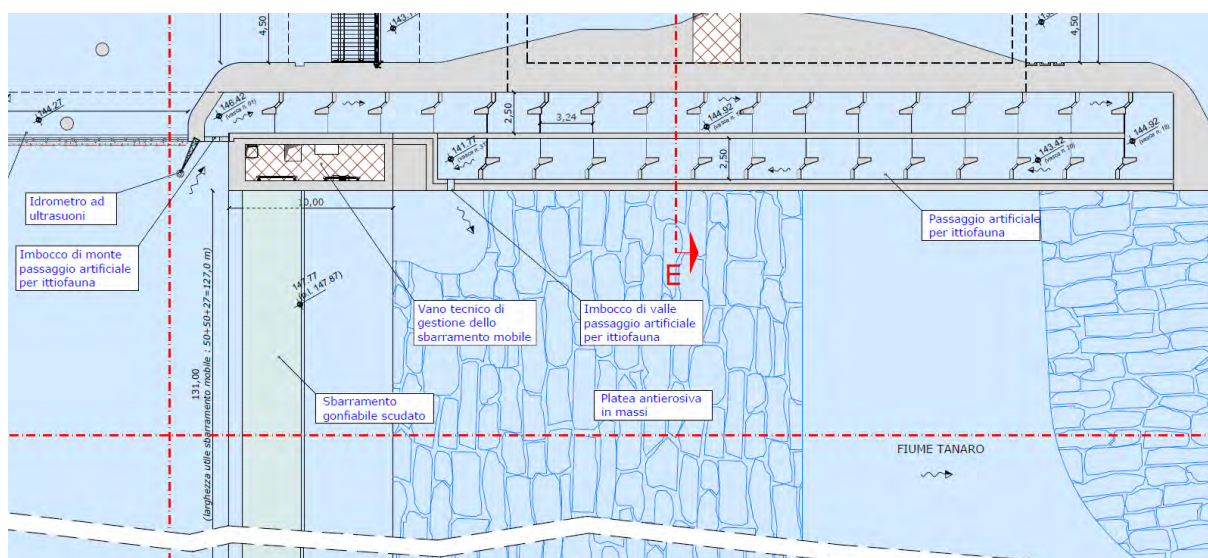


Figura 5: Pianta del passaggio artificiale dell'ittiofauna in sponda sinistra orografica

A valle della traversa in c.a. è collocata una platea antiersivosa, realizzata tramite massi ciclopici non intasati, che garantisce una adeguata consistenza del fondo alveo a valle della soglia in cemento armato di ancoraggio dello sbarramento mobile. La platea antiersivosa occupa in larghezza l'intera sezione del letto del fiume, pari a circa 130 m, e si sviluppa in lunghezza per circa 25 m. Nei pressi degli sbocchi di valle delle due scale di rimonta dell'ittiofauna sono realizzate due vasche in massi più profonde rispetto alla platea antiersivosa in modo da creare delle pozze d'acqua più profonda a tutela delle specie ittiche.

3. VOLUME D'INVASO

Il volume d'invaso dello sbarramento in progetto è calcolato secondo la definizione del D.M. LL.PP. 24 marzo 1982 "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento".

In particolare, il volume d'invaso di una traversa è: *"il volume compreso tra il profilo di rigurgito più elevato indotto dalla traversa ed il profilo di magra del corso di acqua sbarrato"*.

Per la definizione del profilo di magra e del profilo di rigurgito dello sbarramento si utilizza un codice di calcolo numerico.

Il modello idraulico è verificato sia con la portata di magra (situazione esistente) sia nella condizione di rigurgito ordinario (situazione di progetto).

Per la definizione del profilo di rigurgito, è considerata la situazione ordinaria col carico idraulico di progetto pari a 147,87 m s.l.m.

Nella condizione di magra si fa riferimento alla portata definita nell'elaborato progettuale integrativo 3 "Relazione idrologica" per la sezione di presa in progetto.

Le verifiche idrauliche svolte con il codice di calcolo numerico sono riportate nell'elaborato progettuale 4 "Relazione di compatibilità idraulica".

Per semplicità di calcolo, il volume d'invaso non è calcolato con metodo diretto, bensì come differenza tra il volume del profilo di rigurgito e quello del profilo di magra.

Nelle successive tabelle si riportano i risultati numerici:

Tabella 1: Situazione di rilievo - profilo di magra

Sezione	Progr. (m)	H _{rigurgito} (m s.l.m.)	Ω _{rigurgito} (m ²)
Sezione 1	0,00	148,30	16,92
Sezione 2	135,62	147,79	5,53
Sezione 3	275,50	147,47	28,49
Sezione 4	422,98	147,43	16,92
Sezione 5	554,36	147,20	5,69
Sezione 6	655,94	146,63	10,92
Sezione 7	775,52	146,24	11,05
Sezione 8	914,26	145,29	4,33
Sezione 9	1140,71	145,13	31,17
Sezione 10	1218,22	145,13	48,50
Sezione 11	1260,41	145,12	27,69
Sezione 12	1385,08	145,10	26,14
Sezione 13	1503,77	144,99	6,61
Sezione 14	1669,41	144,13	7,73
Sezione 15	1817,61	143,10	5,58
Sezione 16	1936,93	142,93	20,39
Sezione 17	2083,68	142,88	20,43
Sezione 18	2185,40	142,86	26,73
Sezione 19	2233,57	142,86	69,74
Sezione 20	2264,12	142,86	112,33
Sezione 21	2300,39	142,84	11,39
Sezione 22	2332,31	142,78	12,74
Traversa	2333,31		

Tabella 2: Situazione di progetto - profilo di rigurgito

Sezione	Progr. (m)	H _{rigurgito} (m s.l.m.)	Ω _{rigurgito} (m ²)
Sezione 1	0,00		
Sezione 2	135,62	147,87	8,64
Sezione 3	275,50	147,87	49,40
Sezione 4	422,98	147,87	33,49
Sezione 5	554,36	147,87	30,55
Sezione 6	655,94	147,87	130,51
Sezione 7	775,52	147,87	178,86
Sezione 8	914,26	147,87	199,90
Sezione 9	1140,71	147,87	373,68
Sezione 10	1218,22	147,87	385,32
Sezione 11	1260,41	147,87	291,06
Sezione 12	1385,08	147,87	256,34
Sezione 13	1503,77	147,87	337,88
Sezione 14	1669,41	147,87	379,93
Sezione 15	1817,61	147,87	354,28
Sezione 16	1936,93	147,87	418,99
Sezione 17	2083,68	147,87	433,07
Sezione 18	2185,40	147,87	422,10
Sezione 19	2233,57	147,87	588,48
Sezione 20	2264,12	147,87	627,63
Sezione 21	2300,39	147,87	519,09
Sezione 22	2332,31	147,87	515,08
Traversa	2333,31		

Il volume d'invaso è calcolato come somma dei volumi compresi tra le sezioni successive. In particolare nel tratto compreso tra due sezioni il volume è definito come prodotto della distanza per la sezione idraulica media.

Il volume è calcolato a partire dalla sezione in cui il livello di magra coincide con quello di progetto d'invaso (147,87 m s.l.m.). Infatti a monte il volume d'invaso è nullo, poiché il profilo di magra è più elevato di quello di rigurgito.

La traversa fluviale in progetto è ubicata appena a valle della sezione 22.

La tabella che segue riporta i risultati elaborati come indicato in precedenza.

Tabella 3: Volume d'invaso

Sezione	D (m)	Rilievo - magra			Progetto - rigurgito		
		H _{magra} (m s.l.m.)	Ω _{magra} (m ²)	V _{magra} (m ³)	H _{rigurgito} (m s.l.m.)	Ω _{rigurgito} (m ²)	V _{rigurgito} (m ³)
Inizio rigurgito	21,27	147,87	7,32	137	147,87	7,32	170
Sezione 2	139,89	147,79	5,53	2 379	147,87	8,64	4 059
Sezione 3	147,48	147,47	28,49	3 348	147,87	49,40	6 112
Sezione 4	131,38	147,43	16,92	1 485	147,87	33,49	4 207
Sezione 5	101,58	147,20	5,69	844	147,87	30,55	8 181
Sezione 6	119,58	146,63	10,92	1 314	147,87	130,51	18 497
Sezione 7	138,74	146,24	11,05	1 067	147,87	178,86	26 274
Sezione 8	226,45	145,29	4,33	4 020	147,87	199,90	64 945
Sezione 9	77,51	145,13	31,17	3 087	147,87	373,68	29 413
Sezione 10	42,20	145,13	48,50	1 608	147,87	385,32	14 271
Sezione 11	124,67	145,12	27,69	3 355	147,87	291,06	34 121
Sezione 12	118,69	145,10	26,14	1 944	147,87	256,34	35 264
Sezione 13	165,64	144,99	6,61	1 188	147,87	337,88	59 450
Sezione 14	148,20	144,13	7,73	986	147,87	379,93	54 404
Sezione 15	119,32	143,10	5,58	1 549	147,87	354,28	46 133
Sezione 16	146,75	142,93	20,39	2 995	147,87	418,99	62 519
Sezione 17	101,72	142,88	20,43	2 399	147,87	433,07	43 494
Sezione 18	48,18	142,86	26,73	2 324	147,87	422,10	24 343
Sezione 19	30,54	142,86	69,74	2 780	147,87	588,48	18 572
Sezione 20	36,27	142,86	112,33	2 244	147,87	627,63	20 797
Sezione 21	31,92	142,84	11,39	385	147,87	519,09	16 506
Sezione 22	1,00	142,78	12,74	13	147,87	515,08	515
Traversa		142,78	12,74		147,87	515,08	
Totale	2219		18,68	41 450		266,90	592 245

Ne consegue che il volume d'invaso dello sbarramento in progetto è:

$$V_{invaso} = V_{rigurgito} - V_{magra} = 592\,245 - 41\,450 = 550\,795 \text{ m}^3$$

4. VALUTAZIONE DEL RISCHIO INTRINSECO

Area di indagine

Il volume complessivo d'invaso dello sbarramento in progetto è pari a circa 551'000 m³.

Si procede alla definizione del rischio intrinseco dell'invaso, con un metodo semplificato.

L'indagine è svolta sull'asta del fiume Tanaro per una lunghezza significativa a valle dello sbarramento fluviale.

In particolare l'Articolo 6 del Regolamento Regionale 12/R del 9 novembre 2004 prescrive che la lunghezza significativa da indagare sia pari a:

$$L = \frac{V}{10^4} \quad \text{con } L \geq 1 \text{ km}$$

dove

- L lunghezza significativa (km);
- $V = 551'000 \text{ m}^3$ volume invasato.

Pertanto l'area significativa d'indagine ha una lunghezza di:

$$L = \frac{551'000}{10^4} = 55,1 \text{ km} > 1 \text{ km}, \text{ perciò si assume } L = 55,1 \text{ km}$$

L'area significativa di indagine è quindi un tratto del fiume Tanaro pari a circa 56 km a valle dello sbarramento in progetto.

Calcolo della portata di collasso

Per la portata di collasso è utilizzato il metodo semplificato illustrato nella D.G.R. n. 7/3699 del 5 marzo 2001 della Regione Lombardia (*Direttive per l'applicazione della legge regionale 23 marzo 1998, n. 8 in materia di costruzione, esercizio e vigilanza degli sbarramenti di ritenuta e dei bacini di accumulo di competenza regionale*).

Il calcolo è quindi svolto attraverso la formula empirica:

$$Q = K \cdot L \cdot H$$

in cui

- Q portata;
- $K = 0,75$ coefficiente (sbarramenti in muratura);
- $L = 131$ m larghezza del coronamento;
- $H = 5$ m carico idraulico.

Sostituendo i valori si ottiene:

$$Q = 0,75 \cdot 131 \cdot 5^{3/2} = 1098 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nel successivo capitolo 11. "Relazione idrologica ed idraulica" sono stati individuati i parametri dell'equazione di Fuller, che mettono in relazione i tempi di ritorno della piena con le portate del fiume Tanaro:

$$Q = Q_0 + Q_0 \cdot k \cdot \log(t)$$

con

- Q portata di piena con tempo di ritorno t ;
- $Q_0 = 797 \text{ m}^3/\text{s}$ portata di piena con tempo di ritorno di 1 anno;
- $k = 1,22$ coefficiente;
- t tempo di ritorno.

Invertendo l'espressione si calcola il tempo di ritorno relativo alla portata di piena che scaturirebbe dal collasso dello sbarramento:

$$Q - Q_0 = Q_0 \cdot k \cdot \log(t)$$

$$\log(t) = \frac{Q - Q_0}{Q_0 \cdot k}$$

$$t = 10^{\frac{Q - Q_0}{Q_0 \cdot k}}$$

Sostituendo i valori nell'espressione si ottiene:

$$t = 10^{\frac{1098 - 797}{797 \cdot 1,22}} = 2,04 \text{ anni}$$

Pertanto, la portata di piena che scaturirebbe dal collasso catastrofico dello sbarramento fluviale, sia della parte mobile sia della soglia fissa, corrisponde ad una piena del fiume Tanaro con tempo di ritorno di 2 anni.

Considerazioni sul rischio idraulico

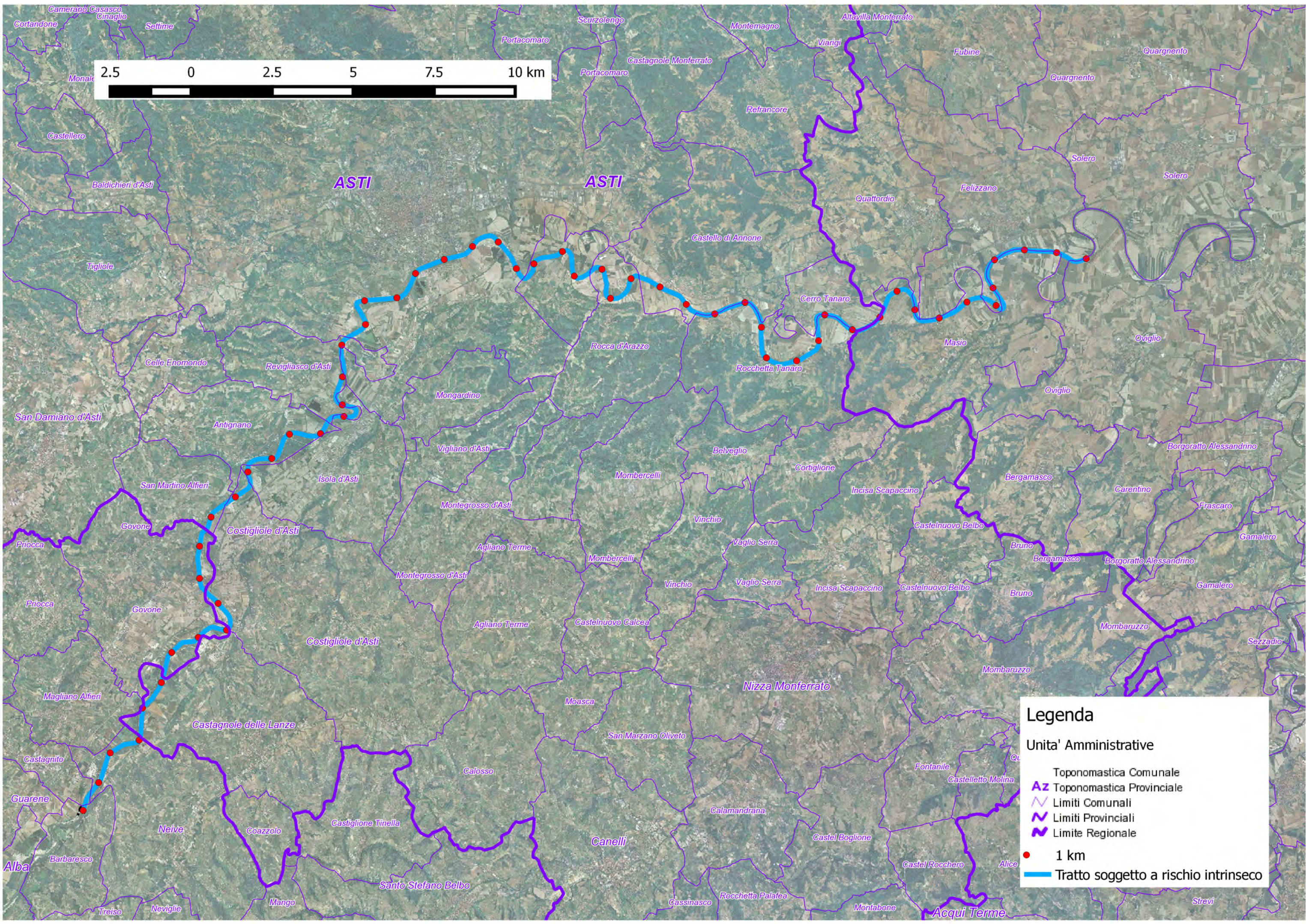
La portata che scaturisce dalla vena stramazzante sul coronamento fisso della briglia esistente, la cui influenza è indagata per la distanza di 56 km, è pari a 1098 m³/s. Tale portata corrisponde ad una piena con tempo di ritorno di 2 anni, che è un evento ordinario nel fiume Tanaro.

La condizione idrologica del collasso dello sbarramento fluviale risulta ordinaria nel fiume Tanaro e pertanto si esclude che possa provocare esondazioni rispetto all'alveo inciso

Alla luce di quanto analizzato, il pericolo idraulico generato dal collasso immediato dello sbarramento mobile sarebbe confinato esclusivamente alla regione dell'alveo inciso ed è improbabile che possa coinvolgere persone, insediamenti od opere infrastrutturali.

Pertanto, l'opera in progetto rientra nella Classe di Rischio 7N (livello di rischio basso, categoria dello sbarramento C), secondo cui *“a seguito del collasso dello sbarramento risultino perdite trascurabili sia sotto l'aspetto ambientale che economico. La perdita di vite umane sarebbe improbabile”*.

Nella pagina che segue è riportata la planimetria con l'individuazione della distanza di influenza per la definizione del rischio intrinseco sull'ortofotocarta.



Legenda

Unita' Amministrative

- Toponomastica Comunale
- Az** Toponomastica Provinciale
- Limiti Comunali
- Limiti Provinciali
- Limite Regionale
- 1 km
- Tratto soggetto a rischio intrinseco**

5. RELAZIONE TECNICA

5.1. Scelta della localizzazione dello sbarramento

Come indicato nel precedente capitolo 2. “Descrizione dello sbarramento”, lo sbarramento è posizionato in corrispondenza del vertice di valle della struttura danneggiata nel 1994, in modo da ripristinare la presa del canale irriguo pressoché nella posizione originale.

Questa soluzione permette di ammorsare la traversa fluviale direttamente nel substrato marnoso, che affiora in alcuni tratti dell'alveo inciso del fiume Tanaro. La posizione scelta non interferisce con le aree di dissesto a Rischio Molto Elevato (R.M.E.) perimetrate dall'Autorità di Bacino del fiume Po in destra orografica nell'intorno della presa del canale irriguo San Marzano.

In corrispondenza della posizione della traversa parzialmente crollata nel 2010, è presente l'erosione di fondo formata dalla vena stramazzone sullo sbarramento. Infatti la traversa danneggiata nel 2010 era priva del paramento di valle. La predetta erosione di fondo è stata la causa del parziale crollo della traversa fluviale, la cui struttura è adagiata nella depressione che si è creata.

Inoltre, se si posizionasse la traversa nella medesima posizione di quella crollata nel 2010, l'impianto idroelettrico sarebbe situato all'interno della depressione presente in sinistra orografica creata dal flusso di rientro della portata di piena che esonda a monte. Così l'impianto devierebbe ulteriormente il flusso di rientro dell'area golenale del fiume Tanaro.

Quindi per quanto indicato, non sarebbe possibile rilocalizzare la traversa fluviale nella medesima posizione dello sbarramento crollato nel 2010.

5.2. Campagne di indagine svolte e criteri delle scelte progettuali

Lo sbarramento fluviale è formato da una soglia fissa in cemento armato ed una sopraelevazione mobile. Questa soluzione permette di sbarrare il fiume alla quota di ritenuta necessaria alla derivazione irrigua esistente in condizioni ordinarie. Mentre durante le piene ordinarie e straordinarie la sezione idraulica è incrementata per favorire il deflusso della portata del fiume Tanaro.

In merito alla scelta dei materiali da costruzione, la base di ancoraggio del sistema mobile è realizzata in cemento armato, come tutte le opere accessorie. Lo sbarramento mobile è costituito da una sistema di tre paratoie a ventola azionate con cuscini pneumatici.

In merito alla gestione dello sbarramento mobile, sia dal punto di vista della sicurezza sia di quello di esercizio si rimanda al successivo paragrafo 5.3. “Misure di prevenzione dei rischi”.

5.3. Misure di prevenzione dei rischi

Lo sbarramento mobile gonfiabile scudato è mantenuto sollevato fino alla quota idrometrica massima di progetto di 148,77 m s.l.m., corrispondente ad una vena idraulica spessa 1,00 m sulla soglia mobile, dopodiché è abbattuto. Pertanto lo sbarramento è completamente abbattuto con una portata rilasciata di circa 241 m³/s, corrispondente ad una disponibilità idrica nel fiume Tanaro pari a circa 361 m³/s. Per quanto indicato, lo sbarramento mobile è completamente abbattuto già in condizioni idrologiche ordinarie (con una durata di circa 4 gg/anno), così durante le piene è assolutamente ininfluente.

Per quanto riguarda gli aspetti geologici, geotecnici e morfologici si rimanda all'elaborato progettuale 7 "Relazione geologica".

5.4. Piano di gestione

In questo capitolo è affrontata la gestione dell'invaso, sia in fase di cantiere sia durante l'esercizio. In particolare è dimostrata l'assoluta compatibilità dello sbarramento mobile gonfiabile con l'ambiente fluviale e quello circostante ed il comportamento idraulico del fiume Tanaro.

5.4.1. Fase di cantiere

Per l'installazione dello sbarramento mobile si prevede la formazione di un basamento in cemento armato, infisso nel substrato marnoso attraverso due taglioni. L'opera di presa è ubicata sulla sponda sinistra orografica. A valle si prevede la realizzazione di una platea antiersiva in massi.

Per la realizzazione dell'opera di presa in progetto e per l'installazione dello sbarramento mobile si procederà in fasi separate, in modo tale da mettere in asciutta la porzione di alveo interessata di volta in volta dai lavori.

Dapprima si procederà a realizzare le opere in sponda sinistra consistenti nella fondazione, nelle spalle dell'elemento sinistro e di quello centrale della traversa mobile e nella platea dissipativa di valle. In questa fase, sono anche realizzati il passaggio artificiali per l'ittiofauna e le opere di presa e restituzione dell'impianto idroelettrico in progetto.

Durante la prima fase le portate defluiranno verso la destra orografica dell'alveo inciso del fiume, attraverso la formazione di ture temporanee in materiale sciolto.

Nella seconda fase saranno costruite le opere di sbarramento in destra orografica, nonché il passaggio artificiale per l'ittiofauna, la difesa spondale e la presa del canale irriguo San Marzano. In questa fase costruttiva la portata è deviata in sinistra orografica attraverso ture temporanee in materiale sciolto.

I dispositivi gonfiabili con le relative paratoie a ventola saranno installati durante la fase costruttiva della relativa platea di sostegno e ammorsamento.

Tutti i lavori che riguardano le opere in alveo o sulle sponde saranno realizzati in periodi di magra.

5.4.2. Fase di esercizio dell'impianto

Lo sbarramento mobile è ordinariamente mantenuto con la sommità alla quota di progetto di 147,77 m s.l.m.

Questa tipologia di gestione dello sbarramento non genera impatti sensibili sulla portata del fiume Tanaro.

Esercizio ordinario

Lo sbarramento è mantenuto completamente alzato fino al raggiungimento dell'altezza idrometrica di 148,77 m s.l.m. (1,00 m più elevato della traversa sollevata), corrispondente ad un deflusso rilasciato sulla traversa pari a circa 241 m³/s.

Con disponibilità idriche maggiori, i cuscini pneumatici sono sgonfiati per abbattere le paratoie a ventola e lasciare completamente libero il deflusso del fiume Tanaro.

Questo sistema è di tipo automatico e gestito dai dispositivi elettronici dell'impianto. La misura dell'altezza è operata con un idrometro, mentre lo sgonfiamento è attuato con un'elettrovalvola.

Al diminuire del deflusso, al di sotto della portata di 241 m³/s, lo sbarramento è nuovamente sollevato, per ripristinare la condizione operativa ordinaria. Le paratoie a ventola sono sollevate con i cuscini pneumatici, che sono gonfiati ad aria attraverso un compressore.

Condizione d'emergenza

Nell'eventualità che il sistema elettronico automatico di gestione dell'impianto non rilevi l'innalzamento del livello idrometrico o non riesca ad aprire la valvola di scarico del fluido di gonfiaggio dello sbarramento mobile, interviene una seconda valvola di emergenza.

Questo dispositivo è di tipo meccanico ed opera attraverso un galleggiante che interviene con un carico idrometrico troppo elevato.

Infine è prevista una valvola manuale che può essere azionata dall'addetto alla gestione dell'impianto nell'eventualità che i sistemi automatici di gestione e di emergenza non siano intervenuti.

Sia la valvola meccanica di emergenza sia quella manuale non hanno un sistema di chiusura automatico, così, una volta aperte rimangono in tale stato operativo fino alla chiusura operata dal gestore della centrale idroelettrica, esclusivamente ad emergenza terminata e ad avvenuta riparazione dei dispositivi automatici.

L'azionamento della valvola meccanica a galleggiante e quello della valvola manuale da parte dell'addetto avvengono con un carico idraulico di guardia prestabilito, da concordare con l'autorità concedente.

Si presuppone che il carico idraulico di guardia sia 0,10 m più elevato dell'altezza idrometrica massima prevista per l'invaso (148,87 m s.l.m.). Questa condizione comporta un minimo aggravio del battente idraulico e garantisce al contempo un adeguato margine di tolleranza di funzionamento degli strumenti automatici.

Regola operativa d'emergenza in caso di guasto

Qualora il sistema automatico di controllo dello sbarramento mobile non intervenga a regolare il livello idraulico a monte della traversa, l'addetto provvede a:

- interrompere l'alimentazione elettrica della pompa di gonfiaggio dello sbarramento mobile;
- aprire la valvola manuale di svuotamento del sistema mobile di sbarramento per abbassare la soglia;
- avvisare il tecnico manutentore dei dispositivi di controllo e sicurezza affinché provveda a ripristinarne la funzionalità;
- attendere il completo abbattimento della traversa gonfiabile prima di allontanarsi dall'impianto, a meno che non sia presente una situazione di pericolo nell'intorno della centrale che comporti un'immediata evacuazione del sito;
- è fatto assoluto divieto all'addetto dell'impianto ed al tecnico manutentore di chiudere la valvola manuale di sicurezza prima del ripristino della funzionalità di entrambe le apparecchiature di controllo e di sicurezza dell'impianto.

La valvola meccanica a galleggiante di sicurezza è esclusivamente un dispositivo di emergenza e non deve in nessun modo essere utilizzato come sistema di controllo del livello idraulico.

Deve essere sempre garantita la funzionalità sia dell'elettrovalvola di controllo della pressione dello sbarramento sia della valvola meccanica di sicurezza a galleggiante.

Queste condizioni comportano che l'addetto provveda a sgonfiare con la dovuta celerità la traversa mobile ed a seguire le istruzioni precedentemente elencate anche in uno solo dei seguenti casi:

- ravveda il non corretto funzionamento dell'elettrovalvola di controllo della pressione dello sbarramento;
- ravveda il non corretto funzionamento della valvola meccanica di sicurezza a galleggiante.

Nel caso che il guasto sia individuato durante un controllo programmato, al di fuori di una situazione di emergenza, l'abbattimento dello sbarramento mobile deve avvenire in modo lento e graduale, in modo che la portata a valle dello sbarramento non subisca incrementi bruschi.

6. COROGRAFIA

L'elaborato progettuale 8 "Corografia con individuazione del bacino idrografico" rappresenta il bacino tributario del fiume Tanaro con sezione di chiusura presso la presa in progetto.

Questo elaborato progettuale è basato sull'Inquadramento Territoriale della Monografia del fiume Tanaro contenuta nel Piano di Tutela delle Acque della Regione Piemonte ed è rappresentato in scala 1:200'000. Vista l'estensione del bacino non è possibile rappresentare il perimetro in scala 1:25'000, come richiesto dalla norma.

7. PLANIMETRIA PARTICOLAREGGIATA

L'elaborato progettuale 13 "Planimetria in progetto" rappresenta la planimetria particolareggiata dello sbarramento, in scala 1:2'000.

L'elaborato rappresenta lo sbarramento e l'intorno interessato dall'impianto idroelettrico in progetto.

8. ORTOFOTOCARTA DELL'INVASO

Nella pagina che segue è riportata la planimetria con l'individuazione del il perimetro dell'invaso sulla fotografia aerea dell'area, in scala 1:5'000.



9. DISEGNI PARTICOLAREGGIATI

Gli elaborati progettuali 15 “Piante dell’impianto idroelettrico” e 16 “Sezioni e prospetti dell’impianto idroelettrico” rappresentano lo sbarramento mobile in progetto, comprensivo degli organi di manovra idraulica della traversa.

10. RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E GEOMORFOLOGICA

L'analisi geologica e geotecnica del sito è contenuta nell'elaborato progettuale 6 "Relazione geologica".

Il documento evidenzia l'assetto del territorio sotto l'aspetto geomorfologico, geologico e idrogeologico, definisce la stratigrafia di riferimento dei terreni, caratterizza sotto l'aspetto geotecnico e sismico i litotipi presenti e valuta le problematiche geotecniche legate all'inserimento delle nuove opere.

11. RELAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA

L'elaborato progettuale 3 "Relazione idrologica" contiene l'analisi idrologica di determinazione delle portate del fiume Tanaro.

Le verifiche idrauliche del fiume Tanaro in condizioni di magra, ordinarie e di piena con tempi di ritorno di venti, cento, duecento e cinquecento anni sono contenute nell'elaborato progettuale 4 "Relazione di compatibilità idraulica".

Nell'elaborato progettuale 3 "Relazione idrologica" sono definite le seguenti portate di piena:

- $Q_{20} = 2050 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{100} = 2750 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{200} = 3050 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{500} = 3400 \text{ m}^3/\text{s}$.

Per la verifica della platea a risalto idraulico è necessario definire le portate di piena del fiume riferite ad ulteriori tempi di ritorno.

Sulla base dei dati ufficiali di portata indicati, si calcola la curva del deflusso al colmo di piena in base al tempo di ritorno utilizzando l'equazione di Fuller:

$$Q = Q_0 \cdot [1 + k \cdot \log(t)] = Q_0 + Q_0 \cdot k \cdot \log(t)$$

dove

- Q portata di piena con tempo di ritorno t ;
- Q_0 portata di piena con tempo di ritorno di 1 anno;
- k coefficiente;
- t tempo di ritorno.

Svolgendo l'operazione di regressione lineare sulle coppie di valori noti (Q ; $\log t$) si ottengono i seguenti risultati:

- $Q_0 = 797 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_0 \cdot k = 971 \text{ m}^3/\text{s}$
- $k = 1,22$

Svolgendo i calcoli si ottengono le seguenti portate di piena (approssimate alla decina):

- $t = 5$ $Q = 797 \cdot [1 + 1,22 \cdot \log(5)] = 1480 \text{ m}^3/\text{s}$
- $t = 50$ $Q = 797 \cdot [1 + 1,22 \cdot \log(50)] = 2450 \text{ m}^3/\text{s}$

12. VERIFICHE DELLO SBARRAMENTO

12.1. Normativa di riferimento

L'analisi della struttura in oggetto è stata fatta utilizzando i metodi usuali della Scienza delle Costruzioni ed in conformità alle normative e leggi vigenti, ed in particolare a:

- **D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le costruzioni** (nel seguito denominate NTC)

Nel caso in oggetto, si tratta di un'opera ricadente nelle seguenti classificazioni:

- o costruzione di **tipo 2** (secondo la tabella 2.4.I del par. 2.4.1 nelle NTC)
 - o **classe d'uso II** (secondo il par. 2.4.2 delle NTC)
 - o **zona sismica 4** (ai sensi della D.G.R. 21 Maggio 2014, n. 65-7656)
- **D.M. 24/03/1982 – Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento**
 - **Manuale Tecnico** per la progettazione, costruzione e gestione degli sbarramenti ed invasi di competenza regionale – **REGIONE PIEMONTE** - approvato con **D.G.R. n. 65-15352 del 12 aprile 2005**

12.2. Verifiche svolte

Ai sensi del Manuale Tecnico per gli sbarramenti di competenza regionale, approvato con D.G.R. n. 65 n. 15352 del 12/04/2005, trattandosi di una traversa fluviale, vengono svolte le seguenti verifiche:

- **verifica che il rapporto tra la componente verticale e orizzontale** della risultante agente sulla traversa sia ≥ 2 ;
- **verifica della filtrazione** seguendo quanto meno l'ipotesi semplificativa di Bligh;
- **verifica del risalto in platea.**

Sono, inoltre, svolte le **verifiche al ribaltamento e al galleggiamento.**

Nei capitoli successivi sono riportate le singole verifiche della traversa.

13. VERIFICHE DI STABILITÀ

13.1. Caratteristiche dei materiali

I materiali costituenti la struttura sono considerati elastici e con comportamento lineare.

13.1.1. Calcestruzzo

Calcestruzzo a prestazione garantita (rif. EN 206 calcestruzzo: prestazioni, produzione, getto e criteri di conformità)

- | | |
|--|-------------------------------|
| - classe di resistenza: | C25/30 |
| - aggregati: di cava, lavati: massima dimensione nominale: | $\phi_{\max} = 50 \text{ mm}$ |
| - classe di esposizione: | X2 |
| - cemento tipo: | CE I o CE II |
| - contenuto minimo di cemento: | 280 kg/mc |
| - rapporto acqua/cemento massimo: | $a/c \leq 0.55$ |
| - classe di consistenza: | S3 |
| - additivi: | no |
| - copriferro minimo: | 3 cm |

13.1.2. Acciaio per armatura

Tipo **B450C**:
 $f_{yk} \geq 4500 \text{ daN/cm}^2$
 $f_{tk} \geq 5400 \text{ daN/cm}^2$
 $1.15 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35$
 $(f_y/f_{nom})_k \leq 1.25$
 $(A_{gt})_k \geq 7.5 \%$
 $\sigma_{s,adm} \geq 2600 \text{ daN/cm}^2$

13.1.3. Terreno

Dall'elaborato 6 "Relazione geologica" si desume l'assetto litologico del sito in esame. La ricostruzione dell'assetto litologico dell'area è stata realizzata sulla base dei dati geologici di bibliografia disponibili sul territorio e dei rilievi eseguiti in sito.

Dal punto di vista geotecnico è possibile caratterizzare i depositi presenti distinguendoli in due unità, in accordo con la ricostruzione dell'assetto litostratigrafico:

- depositi ghiaioso sabbiosi superficiali: per una profondità da p.c. da 0 m a 2 m circa;
- depositi marnosi di substrato.

Vista la stratigrafia, per le verifiche svolte, si utilizzano i seguenti parametri geotecnici:

Depositi ghiaioso sabbiosi superficiali:

- | | |
|----------------------|--|
| - peso di volume: | $20 \text{ kN/m}^3 = 2000 \text{ daN/m}^3$ |
| - angolo di attrito: | $\varphi = 36^\circ$ |
| - modulo elastico: | $E = 20 \text{ MPa}$ |
| - coesione c: | $c = 0$ |

13.2. Analisi dei carichi

13.2.1. Pesi propri

Traversa:

- calcestruzzo armato: 2500 daN/m³

Terreno:

- ghiaie sabbiose: 2000 daN/m³

Acqua:

1000 daN/m³

Acciaio:

- acciaio paratoia: 7680 daN/m³

13.2.2. Azioni permanenti

Pressione dell'acqua:

$$p = 1000 \cdot z \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

con z = profondità dal pelo libero (in metri)

Pressione del terreno:

- ghiaie: coefficiente di spinta attiva: $k_a = (1 - \text{sen}\phi') / (1 + \text{sen}\phi') = 0,26$
 coefficiente di spinta passiva: $k_p = 1/k_a = 3,85$
 spinta attiva: $S_a = 2000 \cdot z \cdot 0,26 \text{ [daN/m}^2\text{]}$
 spinta passiva: $S_p = 2000 \cdot z \cdot 3,85 \text{ [daN/m}^2\text{]}$
 con z = profondità dal piano dell'alveo (in metri)

13.2.3. Azioni sismiche

In riferimento alla normativa sismica l'area di interesse ricade nella **Zona 4** ai sensi della D.G.R. 21 Maggio 2014, n. 65-7656.

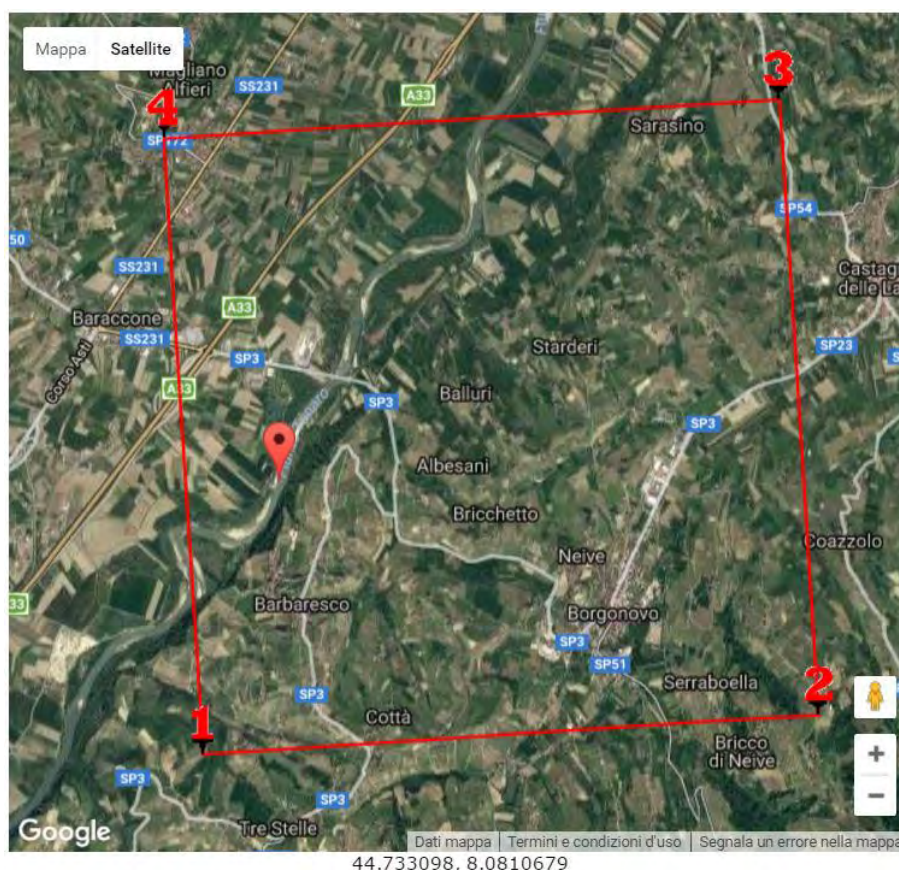
Per ciò che concerne la categoria di suolo definita dalla normativa, in riferimento alla caratterizzazione geotecnica dei terreni di interesse e all'assetto stratigrafico, per i materiali sede del piano di fondazione è stimabile la seguente categoria di suolo:

Categoria di suolo **B**: **“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $C_{u30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina.)”.**

Il Coefficiente di amplificazione topografica, relativo alle condizioni morfotopografiche verificate in sito, individua l'area di progetto come “superficie pianeggiante o pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$ ”, ovvero nella **Categoria topografica T1**. Per tale Categoria si applica il coefficiente di amplificazione topografica S_T (Tabella 3.2.VI del D.M. 14/01/08) = **1,0**.

L'accelerazione sismica di progetto, riferita ad un valore di vita nominale (V_N) dell'opera di 50 anni con una classe d'uso II (coefficiente $C_u = 1$), risulta essere: $a_g/g = 0,023$ da cui $a_g = 0,226$ m/s². Tale valore è ricavato mediante il software on line reperibile dal sito <http://www.geostru.com/geoapp/parametri-sismici.aspx>.

Nell'immagine seguente è individuato il sito in esame:



Fotografia 4: Localizzazione dello sbarramento in progetto

Le azioni sismiche sono ricavate mediante un'analisi condotta con metodo pseudo statico.

- coefficiente sismico orizzontale: $k_h = \beta_m \cdot a_{\max}/g$

- coefficiente sismico verticale: $k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$

con: $g = \text{accelerazione di gravità} = 9,81 \text{ m/s}^2$

$a_{\max} = \text{accelerazione orizzontale massima: } a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$

Categoria di sottosuolo: *B*

$S_S = \text{effetto amplificazione stratigrafica} = 1,2$

Categoria topografica: *T1 (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$)*

$S_T = \text{effetto amplificazione topografica} = 1,0$

Poiché la traversa per la sua conformazione non è in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno si pone $\beta_m = 1$, e sostituendo i valori si ottengono i seguenti coefficienti sismici orizzontali e verticali per l'analisi geotecnica delle opere:

$$K_h = \beta_m \times \frac{a_{\max}}{g} = 1.0 \times \frac{S_S \cdot S_T \cdot a_g}{g} = 1.0 \times \frac{1.2 \times 1.0 \times 0.226}{9.81} = 0.028$$

$$K_v = 0.5 \times K_h = 0.014$$

Le azioni sismiche sono rappresentate da forze statiche equivalenti pari al prodotto delle forze di gravità (pesi) per i coefficienti sismici k_h e k_v .

13.3. Geometria dell'opera

La geometria dello sbarramento fluviale è descritta nel capitolo 2. "Descrizione dello sbarramento", al quale si rimanda per una descrizione esaustiva.

La traversa è dotata di una soglia fissa in cemento armato ed un sistema di innalzamento mobile, abbattibile durante le piene.

La traversa mobile è formata da tre paratoie a ventola movimentate da cuscini pneumatici (sbarramento gonfiabile scudato), che innalzano il coronamento di 3,50 m fino alla quota di 147,77 m s.l.m.. Quando le paratoie a ventola sono abbattute, la sommità degli scudi risulta a quota 144,27 m s.l.m..

Sulla traversa fluviale è rilasciata costantemente una vena idraulica minima di 10 cm, cosicché l'altezza idrometrica ordinaria di progetto (148,87 m s.l.m.) coincida con la quota del coronamento della traversa fluviale crollata parzialmente nel 2010. Di conseguenza, la quota massima della soglia mobile in progetto è 0,10 m più bassa di quella dello sbarramento parzialmente crollato.

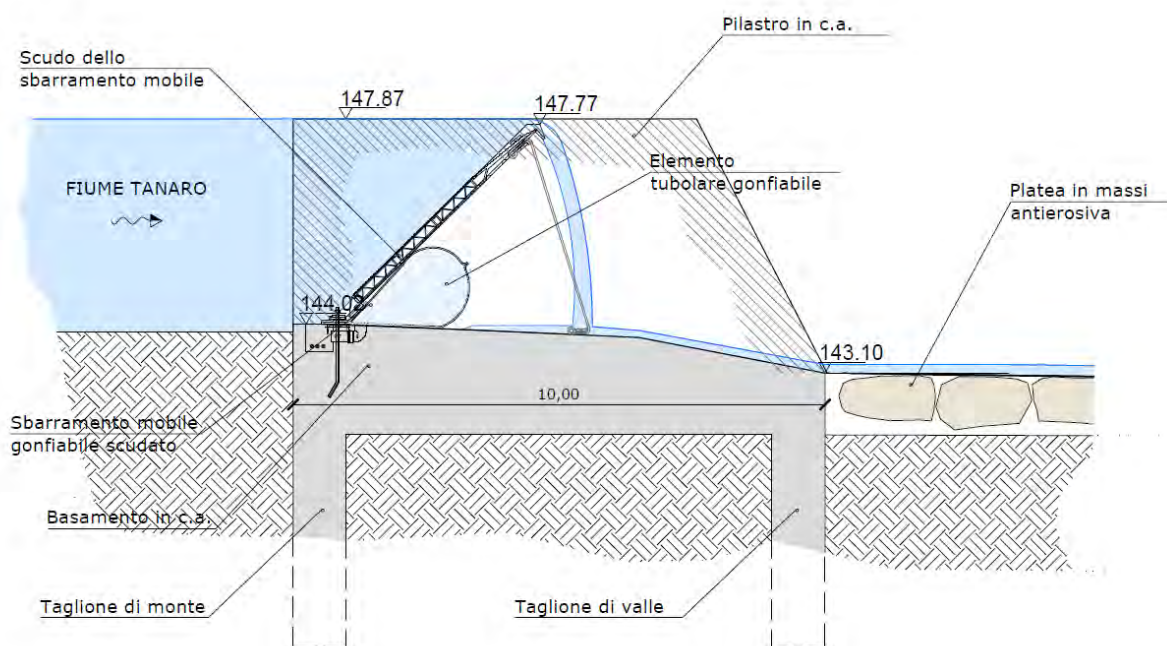


Figura 6: Sezione della traversa nella situazione in progetto

La soglia fissa è realizzata in cemento armato con soglia superiore posta a quota 144,02 m s.l.m. e paramento leggermente inclinato verso valle fino a quota di 143,10 m s.l.m..

La traversa è dotata di una fondazione costituita da un taglione di monte ed un taglione di valle dimensionati al fine di inibire eventuali fenomeni di sifonamento dell'opera. La traversa si estende nel senso dello scorrimento dell'acqua per 10,00 m ed in senso trasversale misura 131,00 m in totale, in quanto è composta da tre tronconi distinti delle misure di 27 m sul lato sinistro, 50 m per la parte centrale e 50 m per la porzione verso destra. I tre tratti sono separati da due pilastri in c.a. che misurano 2,00 m in senso trasversale e 10,00 nel longitudinale del fiume, con il paramento di monte verticale mentre quello di valle leggermente inclinato. La sommità dei pilastri è posta a quota 147,87 m s.l.m., equivalente alla quota dell'acqua invasata in normali condizioni di esercizio dell'impianto.

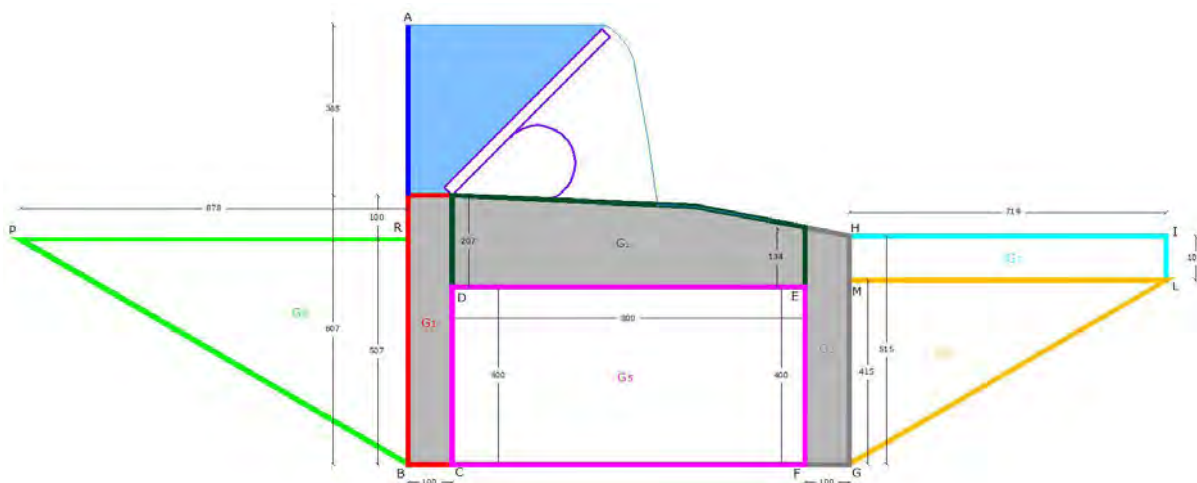
Al fine di mascherare l'opera è previsto il rilascio costante di una portata d'acqua al di sopra dello sbarramento mobile in modo da creare un velo d'acqua che limiti la percezione visiva dell'opera migliorandone l'inserimento paesaggistico.

Durante le piene, sia ordinarie sia straordinarie, le paratoie a ventola sono abbattute per favorire il deflusso della portata del fiume Tanaro.

Per le verifiche sarà considerata la condizione con livelli piezometrici sfioranti la traversa in quanto risulta essere quella che genera le maggiori azioni instabilizzanti sull'opera. Infatti, durante l'evento di piena i livelli piezometrici di monte e di valle sono praticamente coincidenti.

13.4. Calcolo forze agenti

Nella "Fotografia 5" è indicato lo schema dei pesi considerati nel calcolo; tutte le forze in gioco sono valutate per una striscia di larghezza unitaria pari a 1,00 m.



Fotografia 5: Schema dei pesi propri

Pesi propri

Traversa:

$$G_1 = 6,07 * 25,00 = 151,75 \text{ kN} = 15175 \text{ daN}$$

$$G_2 = 16,56 * 25,00 = 414,00 \text{ kN} = 41400 \text{ daN}$$

$$G_3 = 5,34 * 25,00 = 133,50 \text{ kN} = 13350 \text{ daN}$$

Paratoia:

$$G_{\text{paratoia}} = 1,30 * 78,60 = 102,18 \text{ kN} = 10218 \text{ daN}$$

Acqua:

$$G_w = 16,50 * 10,00 = 165,00 \text{ kN} = 16500 \text{ daN}$$

Terreno (depositi):

$$G_4 = 14,92 * 20,00 = 298,39 \text{ kN} = 29839 \text{ daN}$$

$$G_6 = 22,26 * 20,00 = 445,15 \text{ kN} = 44515 \text{ daN}$$

$$G_5 = 32,00 * 20,00 = 640,00 \text{ kN} = 64000 \text{ daN}$$

$$G_7 = 7,19 * 20,00 = 143,80 \text{ kN} = 14380 \text{ daN}$$

Spinte idrostatiche

Si considera l'ammasso roccioso fratturato saturo d'acqua e una variazione di altezza piezometrica lineare tra monte e valle della traversa.

$$\begin{aligned}
 p_A &= 0,00 * 1000 = 0 \text{ daN/m}^2 \\
 p_B &= 9,92 * 1000 = 9920 \text{ daN/m}^2 \\
 p_C &= 9,92 * 1000 = 9920 \text{ daN/m}^2 \\
 p_D &= 5,92 * 1000 = 5920 \text{ daN/m}^2 \\
 p_E &= 1,34 * 1000 = 1340 \text{ daN/m}^2 \\
 p_F &= 5,34 * 1000 = 5340 \text{ daN/m}^2 \\
 p_G &= 5,15 * 1000 = 5150 \text{ daN/m}^2 \\
 p_H &= 0,00 * 1000 = 0 \text{ daN/m}^2
 \end{aligned}$$

Orizzontali

$$\begin{aligned}
 S_{AB} &= (0,00 + 99,20) * 9,92 / 2 = 492,03 \text{ kN} = 49203 \text{ daN} \\
 S_{DC} &= - (59,20 + 99,20) * 4,00 / 2 = -316,80 \text{ kN} = -31680 \text{ daN} \\
 S_{EF} &= (13,40 + 53,40) * 4,00 / 2 = 133,60 \text{ kN} = 13360 \text{ daN} \\
 S_{HG} &= - (0,00 + 51,50) * 5,15 / 2 = -132,61 \text{ kN} = -13261 \text{ daN}
 \end{aligned}$$

Verticali

$$\begin{aligned}
 S_{BC} &= (99,20 + 99,20) * 1,00 / 2 = 99,20 \text{ kN} = 9920 \text{ daN} \\
 S_{DE} &= (59,20 + 13,40) * 8,00 / 2 = 290,40 \text{ kN} = 29040 \text{ daN} \\
 S_{FG} &= (53,40 + 51,50) * 1,00 / 2 = 52,45 \text{ kN} = 5245 \text{ daN}
 \end{aligned}$$

Spinte del terreno

Si considera spingente solo il terreno non coesivo superficiale. L'azione spingente del terreno viene valutata a livello di equilibrio globale dei cunei a monte e a valle.

La spinta del terreno è calcolata considerando il peso di volume depurato dal peso specifico dell'acqua in quanto completamente sotto il livello piezometrico.

$$\begin{aligned}
 p_H &= 0,00 \text{ daN/m}^2 \\
 p_M &= (2000-1000) * 3,85 * 1,00 = 3852 \text{ daN/m}^2
 \end{aligned}$$

Orizzontali

$$S_{HM} = - (0,00 + 38,52) * 1,00 / 2 = -19,26 \text{ kN} = -1926 \text{ daN}$$

Spinte sismiche

Si considerano le spinte sismiche pseudostatiche orizzontali agenti concordemente alla spinta dell'acqua a monte della traversa.

L'azione d'inerzia dell'acqua sono assimilate ad una distribuzione continua di pressione normale.

$$p = C \cdot \gamma \cdot c \cdot y_0$$

dove: $C = (4-2)/100 = 0,02$ (ponendo $S = 4$)

$$\gamma = 1000 \text{ daN/m}^3$$

$$y_0 = 3,95 \text{ m per taglione di monte; } 3,00 \text{ m per taglione di valle}$$

$$c = c_m/2 \cdot [y/y_0 \cdot (2 - y/y_0) + \sqrt{(y/y_0) \cdot (1 - y/y_0)}]$$
 con $c_m = 0,74$

taglione di monte:

y [m]	c	p [daN/m ²]
0,00	0,00	0,000
0,50	0,15	0,302
1,00	0,23	0,462
1,50	0,30	0,593
2,00	0,36	0,708
2,50	0,41	0,811
3,00	0,46	0,903
3,50	0,50	0,986
4,00	0,54	1,062
4,50	0,57	1,130
5,00	0,60	1,191
5,50	0,63	1,246
6,00	0,65	1,294
6,50	0,67	1,336
7,00	0,69	1,372
7,50	0,71	1,402
8,00	0,72	1,427
8,50	0,73	1,446
9,00	0,74	1,459
9,50	0,74	1,466
9,92	0,74	1,468

taglione di valle

y [m]	c	p [daN/m ²]
0,00	0,00	0,000
0,50	0,23	0,234
1,00	0,35	0,359
1,50	0,45	0,459
2,00	0,52	0,540
2,50	0,59	0,607
3,00	0,64	0,661
3,50	0,68	0,703
4,00	0,71	0,734
4,50	0,73	0,753
5,00	0,74	0,762
5,15	0,74	0,762

Traversa:

$$E_1 = 15175 \cdot 0,0276 = 419 \text{ daN}$$

$$E_2 = 41400 \cdot 0,0276 = 1143 \text{ daN}$$

$$E_3 = 13350 \cdot 0,0276 = 368 \text{ daN}$$

Terreno (depositi):

$$E_4 = 29839 \cdot 0,0276 = 824 \text{ daN}$$

$$E_6 = 64000 \cdot 0,0276 = 1766 \text{ daN}$$

$$E_5 = 44515 \cdot 0,0276 = 1229 \text{ daN}$$

$$E_7 = 14380 \cdot 0,0276 = 397 \text{ daN}$$

Acqua:

$$E_{p_m} = 1055 \text{ daN}$$

$$E_{p_v} = 283 \text{ daN}$$

14. VERIFICHE SECONDO D.G.R. N. 65-15352

Il punto 1.6.5 del D.G.R. n. 65-15352 prescrive che il rapporto tra la componente verticale e orizzontale della risultante agente sia ≥ 2 .

Si calcolano pertanto le due componenti della risultante al netto dei coefficienti correttivi e delle azioni sismiche:

COMPONENTI ORIZZONTALI

$$S_{AB} = 49203 \text{ daN}$$

$$S_{DC} = -31680 \text{ daN}$$

$$S_{EF} = 13360 \text{ daN}$$

$$S_{HG} = -13261 \text{ daN}$$

$$S_{HM} = -1926 \text{ daN}$$

$$E_1 = 419 \text{ daN}$$

$$E_2 = 1143 \text{ daN}$$

$$E_3 = 368 \text{ daN}$$

$$E_4 = 824 \text{ daN}$$

$$E_5 = 1766 \text{ daN}$$

$$E_6 = 1229 \text{ daN}$$

$$E_7 = 397 \text{ daN}$$

$$E_{p\ m} = 1055 \text{ daN}$$

$$E_{p\ v} = 283 \text{ daN}$$

$$H_d = 23179 \text{ daN}$$

COMPONENTI VERTICALI

$$G_1 = 15175 \text{ daN}$$

$$G_2 = 41400 \text{ daN}$$

$$G_3 = 13350 \text{ daN}$$

$$G_{paratoia} = 10218 \text{ daN}$$

$$G_w = 16500 \text{ daN}$$

=

$$S_{BC} = -9920 \text{ daN}$$

$$S_{DE} = -29040 \text{ daN}$$

$$S_{FG} = -5245 \text{ daN}$$

$$V_d = 52438 \text{ daN}$$

$$V_d/H_d = 52438 / 23179 = 2,26 > 2 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

15. VERIFICA AL SIFONAMENTO

Di seguito è svolta la verifica al sifonamento della traversa in progetto utilizzando il metodo di Bligh – Lane, che permette di individuare il percorso più breve che l'acqua percorre da monte verso valle, attraversando il terreno di fondazione permeabile.

Infatti, essendo il terreno permeabile, la differenza di carico piezometrico tra monte e valle innesca un moto di filtrazione sotto la platea di fondazione. Se la velocità di filtrazione dell'acqua raggiunge valori elevati può verificarsi la graduale asportazione del terreno, innescando così il sifonamento.

Il criterio di Bligh – Lane consente di verificare che la velocità di filtrazione sotto all'opera sia compatibile con il materiale solido presente.

La formula per il calcolo è la seguente:

$$L_f > c_w \cdot H$$

Dove:

- L_f linea di scorrimento lungo la superficie di contatto tra terreno e fondazione
- c_w rapporto critico di trascinamento, è in funzione del tipo di terreno

Terreno	Coefficiente
Sabbia fine e limosa	8,5
Sabbia fine	7
Sabbia media	6
Sabbia grossa	5
Ghiaia fine	4
Ghiaia grossa con ciottoli	3
Massi con ciottoli e ghiaia	2,5
Argilla molle	3
Argilla media	2
Argilla compatta	1,8
Argilla molto compatta	1,6

- H dislivello tra il pelo libero di monte e di valle.

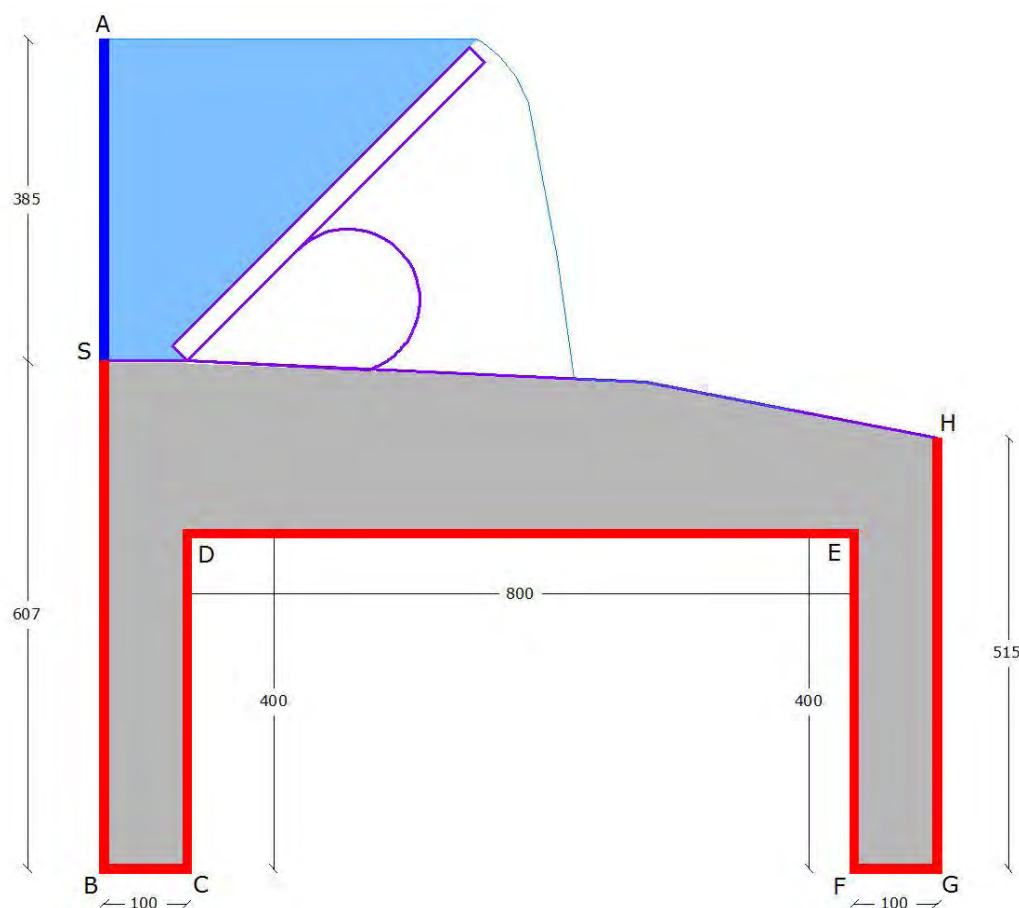
Nel caso in esame **i taglioni saranno ammortati nel substrato roccioso**, pertanto l'opera non sarà soggetta a sifonamento. Tuttavia, viene comunque svolta la verifica e si assume:

- L_f :

è prudenzialmente rappresentato dal contorno della struttura della traversa. Lo sviluppo della linea è adeguatamente pesato nei suoi tratti: 1/3 se il contatto è orizzontale e 1 se è verticale.

Nell'immagine seguente si riportano le lunghezze dei vari tratti e la somma dei percorsi verticali (V) e di quelli orizzontali (L).

Il percorso considerato è evidenziato nell'immagine con una linea rossa.



Lunghezze (m)			
Verticali		Orizzontali	
V ₁	6,07	L ₁	1,00
V ₂	4,00	L ₂	8,00
V ₃	4,00	L ₃	1,00
V ₄	5,15		
		L	10,00
V	19,22	1/3L	3,33

Il risultato del calcolo è:

$$L_f = V + \frac{L}{3} = 19,22 + 3,33 = 22,55m$$

- c_w :

Vista la stratigrafia dei terreni interessati e considerato che la struttura dello sbarramento sarà realizzata prevalentemente nella marna, si assume, prudenzialmente, un coefficiente pari a **3**, corrispondente a **Ghiaia grossa con ciottoli**.

- H :

il dislivello tra il pelo libero di monte e di valle è calcolato considerando la situazione a favore di sicurezza pertanto si considera la condizione idraulica più gravosa ossia con il maggior gradiente tra monte e valle.

A monte il livello coincide con la condizione di esercizio, a cui corrisponde la quota dell'acqua pari a **147,87 m s.l.m.**, mentre a valle la quota dell'acqua è considerata a **143,10 m s.l.m.**

Il dislivello massimo, pertanto, è pari a:

$$H = 147,87 - 143,10 = 4,77 \text{ m}$$

Sostituendo i valori nella formula si ottiene:

$$L_f > c_w \cdot H$$

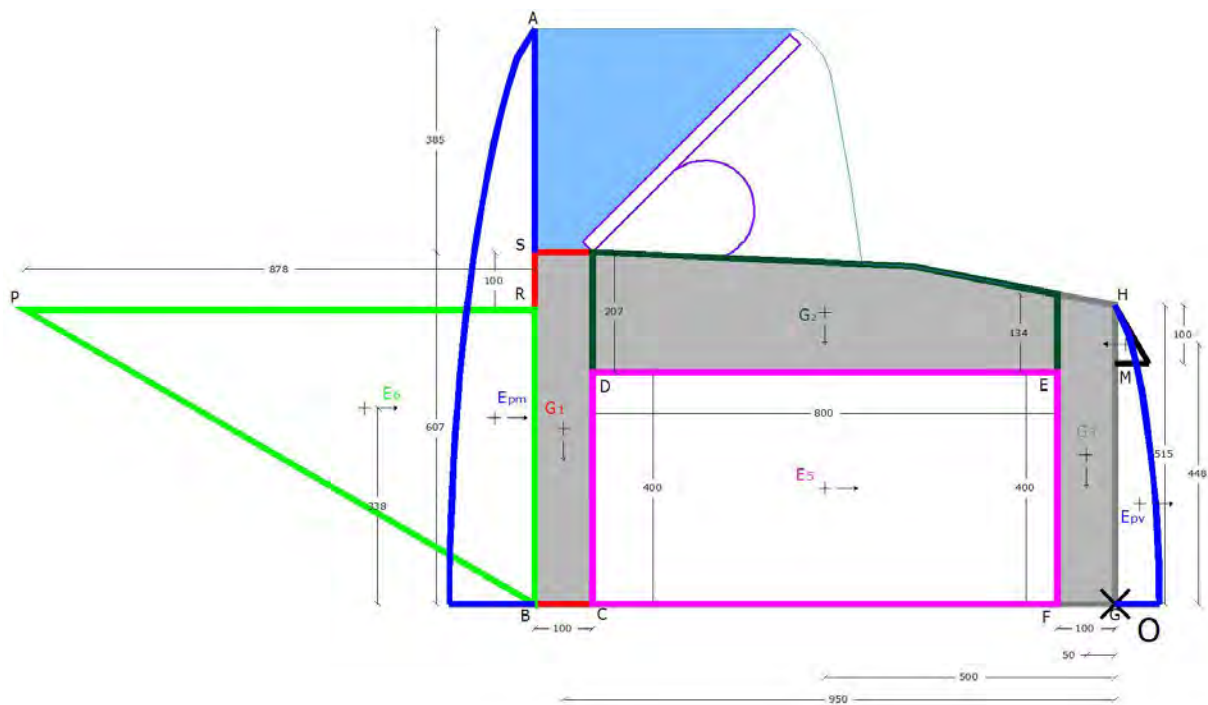
$$22,55 > 3 \cdot 4,77$$

$$22,55 > 14,31 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Dai calcoli effettuati risulta che la traversa è verificata per il sifonamento.

16. VERIFICHE A S.L.U. - RIBALTAMENTO

Si conduce la verifica di stabilità a ribaltamento rispetto all'estremità inferiore del taglio di valle (punto "O" nella figura).



Combinazione 1: (A2+M2+R2)Resistenza di progetto (E_d):

$G_1 - S_{BC}$	=	5255	x	1,00	/	1,00	x	9,50	=	49923	daNm
$G_2 - S_{DE}$	=	12360	x	1,00	/	1,00	x	5,00	=	61800	daNm
$G_3 - S_{FG}$	=	8105	x	1,00	/	1,00	x	0,50	=	4053	daNm

Rd = 115775 daNmAzione di progetto (E_d):

S_{AB}	=	49203	x	1,3	x	3,31	=	211508	daNm
S_{DC}	=	-31680	x	1,3	x	2,67	=	-109824	daNm
S_{EF}	=	13360	x	1,3	x	1,33	=	23157	daNm
S_{HG}	=	-13261	x	1,3	x	3,43	=	-59189	daNm
E_1	=	419	x	1,3	x	3,035	=	1652	daNm
E_2	=	1143	x	1,3	x	5,71	=	8474	daNm
E_3	=	368	x	1,3	x	2,575	=	1233	daNm
E_5	=	1766	x	1,3	x	2,00	=	4593	daNm
E_6	=	1229	x	1,3	x	3,38	=	5398	daNm
$E_{p,m}$	=	1055	x	1,3	x	3,31	=	4534	daNm
$E_{p,v}$	=	283	x	1,3	x	1,72	=	631	daNm
S_{HM}	=	-1926	x	1,3	x	4,48	=	-11217	daNm

Ed = 80952 daNm **$E_d < R_d \rightarrow$ VERIFICATO**

17. VERIFICA A GALLEGGIAMENTO

La verifica al galleggiamento è necessaria per esaminare la stabilità della struttura della traversa al galleggiamento, poiché le sottospinte idrauliche possono prevalere sul peso proprio della struttura e sul carico d'acqua che vi grava.

A tal fine occorre valutare le sottospinte idrauliche e confrontarle con il peso della struttura.

La verifica a galleggiamento viene effettuata valutando il coefficiente di sicurezza K, pari al rapporto tra le forze resistenti, in questo caso la forza peso, e le forze che provocano il galleggiamento, ossia le sottospinte.

PESI PROPRI

G₁ 15175 daN

G₂ 41400 daN

G₃ 13350 daN

Hd 69925 daN

SOTTOSPINTE

S_{BC} 9920 daN

S_{DE} 29040 daN

S_{FG} 5245 daN

Vd 44205 daN

Dai calcoli si ha: $K = \frac{69925}{44205} = 1,58 > 1,50 \rightarrow$ **VERIFICATO**

18. VERIFICA DEL RISALTO IN PLATEA

Per analizzare il risalto idraulico che si forma a valle della traversa sono svolte le verifiche mediante Hec Ras.

Le verifiche sono svolte considerando le portate di massima piena con tempo di ritorno di 5, 20 e 50 anni ed il modello idraulico utilizzato è quello della condizione di progetto con sbarramento completamente abbattuto. Inoltre sono riportati anche i risultati delle verifiche condotte con le portate di massima piena di 100 e 200 anni, svolte in ottemperanza alla “Direttiva Traversa” dell’Autorità di Bacino del fiume Po. Le portate di piena sono definite nel capitolo 11. “Relazione idrologica ed idraulica”.

Dalle verifiche idrauliche condotte con metodo numerico si determinano le quote piezometriche contenute nella successiva Tabella 4.

Tabella 4: livelli idrometrici nell'intorno della traversa

Sezione	Tr (anni)	Q (m ³ /s)	H _w (m s.l.m.)	h _w (m)	Fr
21	200	3050	150,35	6,35	0,45
	100	2750	150,01	6,01	0,45
	50	2450	149,63	5,63	0,44
	20	2050	149,10	5,10	0,42
	5	1480	148,07	4,07	0,43
22	200	3050	150,20	6,18	0,47
	100	2750	149,84	5,82	0,47
	50	2450	149,47	5,45	0,46
	20	2050	148,94	4,92	0,45
	5	1480	147,90	3,88	0,46
Traversa					
23	200	3050	150,20	7,10	0,38
	100	2750	149,84	6,74	0,38
	50	2450	149,47	6,37	0,37
	20	2050	148,94	5,84	0,35
	5	1480	147,89	4,79	0,34
24	200	3050	150,12	7,32	0,38
	100	2750	149,78	6,98	0,38
	50	2450	149,41	6,61	0,36
	20	2050	148,89	6,09	0,34
	5	1480	147,85	5,05	0,32
25	200	3050	150,12	9,62	0,33
	100	2750	149,77	9,27	0,33
	50	2450	149,41	8,91	0,31
	20	2050	148,89	8,39	0,29
	5	1480	147,84	7,34	0,28

In qualsiasi condizione idrologica di verifica ed in tutte le sezioni analizzate, la corrente di piena risulta sempre in regime subcritico; pertanto, non si forma il risalto idraulico.

Nonostante non sia presente un risalto idraulico diretto in corrispondenza della soglia fissa dello sbarramento fluviale, il progetto prevede comunque la formazione di una platea antiersiva in massi ciclopici non intasati a valle della traversa per una fascia di 25 m.

Analogamente, in corrispondenza della restituzione dell'impianto idroelettrico in progetto è realizzata una platea antiersiva in massi ciclopici non intasati per una fascia di 25 m.

19. CONDIZIONI DI DEFLUSSO A VALLE DELLO SBARRAMENTO

Le verifiche idrauliche del fiume Tanaro nell'intorno dello sbarramento in oggetto e del relativo invaso sono riportate nell'elaborato progettuale 4 "Relazione di compatibilità idraulica". Esse sono svolte sia nella condizione esistente sia in quella di progetto e sono condotte con le portate di magra, ordinaria e di massima piena con tempo di ritorno di venti, cento, duecento e cinquecento anni. Inoltre, nell'elaborato è dimostrata la compatibilità del progetto con il comportamento idraulico del fiume Tanaro sulla base delle verifiche idrauliche predette.

L'ipotetico collasso dello sbarramento mobile in progetto produce una portata di circa 1098 m³/s, che corrisponde ad una portata di piena ordinaria (tempo di ritorno di 2 anni). Di conseguenza, si rimanda al capitolo 4 "Valutazione del rischio intrinseco" in cui è svolta l'analisi del rischio che si genera in seguito ad un ipotetico collasso istantaneo dello sbarramento in progetto.

20. INERTI E MATERIALE DI RISULTA

Nel presente capitolo è trattato il piano di approvvigionamento degli inerti per la costruzione delle opere in cemento armato e di destinazione dei materiali di risulta degli scavi.

20.1. Approvvigionamento degli inerti

Lo sbarramento oggetto degli interventi è di tipologia T (traverse) e la base fissa è in cemento armato. La costruzione della soglia di ancoraggio dello sbarramento mobile gonfiabile e delle opere civili dell'impianto idroelettrico in progetto non richiede una quantità straordinaria di calcestruzzo. Di conseguenza, la fornitura degli aggregati e del calcestruzzo è assolta da un impianto commerciale come per l'edilizia convenzionale.

20.2. Destinazione dei materiali di risulta

Il materiale scavato in alveo per la realizzazione dello sbarramento mobile e delle opere accessorie è utilizzato per colmare depressioni a valle dello sbarramento fluviale in progetto, come richiesto dalla normativa di settore.

La destinazione finale sarà concordata con l'Ufficio Periferico Competente dell'Agenzia Interregionale per il fiume Po.