

BORMIA in Liquidazione
Stabilimento di Cengio (SV)

PROGETTO ESECUTIVO

**OPERE ARGINALI DI CONTENIMENTO DELLE PIENE DEL
FIUME BORMIDA E DI CONTENIMENTO E DRENAGGIO
DELLE ACQUE DI FALDA INTERNE**

RELAZIONE DESCRITTIVA

06528-021R01E04/CHI-PAR-VEG/pp

Milano, 24/05/2002

I N D I C E

1.	INTRODUZIONE	1
2.	ANALISI DELLA SITUAZIONE ESISTENTE	3
2.1	Opere esistenti e stato di conservazione	3
2.2	Zona Basso Piave	3
2.3	Zona Parshall	3
2.4	Zona A	4
2.5	Zona A-B	4
2.6	Zona B	4
2.7	Zona B-C	5
2.8	Zona C	6
2.9	Zona C-D	6
2.10	Zona D	7
2.11	Zona D-E	7
2.12	Zona E	7
2.13	Zona Ponte Donegani	8
3.	CRITERI DI PROGETTO	9
4.	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	10
4.1	Zona Basso Piave	10
4.2	Zona Parshall	11
4.3	Zona A-B	11
4.4	Zona B	11
4.5	Zona B-C	11
4.6	Zona C-D	12
4.7	Zona D-E	12
4.8	Zona Ponte Donegani e uffici	12
5.	CRONOPROGRAMMA DELLE ATTIVITÀ	13
6.	INTERAZIONE CON ALTRE ATTIVITÀ LEGATE ALLA MESSA IN SICUREZZA	14
7.	INTERFERENZE COL FIUME BORMIDA DURANTE LE FASI ESECUTIVE	15

Figure:

- 1 Planimetria Generale di Progetto
- 2 Cronoprogramma delle macroattività
- 3 Flusso dei materiali di scavo durante l'esecuzione dei lavori

1. INTRODUZIONE

La presente relazione descrive la progettazione delle nuove opere di cinturazione da realizzarsi presso lo Stabilimento Bormia S.p.A. di Cengio (SV) lungo tutto lo sviluppo dell'esistente muro di protezione, a cavallo di questo (si veda la **Figura 1**, Planimetria Generale di Progetto).

Tali opere, integrando il sistema di contenimento già realizzato, sono finalizzate e dimensionate (si veda la Relazione di Progetto, elaborato **06528-021R03**) per giungere alla **messaggio in sicurezza permanente** di parte del sito mediante isolamento idraulico e controllo delle acque di falda.

Le opere in progetto si estendono complessivamente per circa 2.250 metri, che è la lunghezza dell'attuale muro di cinta; nel loro complesso, esse assolvono ad una triplice funzione: a quella più propriamente *idraulica*, di proteggere lo stabilimento dalle piene del fiume, la cui altezza è stata valutata in condizioni di piena ($Q=1750 \text{ m}^3/\text{sec}$) incrementata di un metro di franco, si associano infatti una funzione *idrogeologica*, di impedire la migrazione della falda interna allo stabilimento verso l'esterno e quindi verso il fiume Bormida, e, in alcuni casi, una funzione *strutturale*, di sostenere i rinterri a tergo del muro dello stabilimento nella configurazione attuale dell'area, durante le operazioni di bonifica, e, nella configurazione definitiva come, ad oggi, è stata presentata nel Progetto preliminare di Bonifica del sito (Consorzio B.A.S.I., Aprile 2002).

I dati geologici e geotecnici necessari al dimensionamento delle opere, come si vedrà meglio nella Relazione Geologica (elaborato **06528-021R02**), sono stati dedotti dall'analisi dei sondaggi eseguiti nel periodo luglio-settembre 2001 (campagna di indagini propedeutica alla realizzazione degli interventi del presente progetto, si veda anche la Relazione del Progetto Definitivo, ns. rif. **5908/47rev.1**), integrati con i risultati di tutti i sondaggi disponibili e rilevanti ai fini del presente progetto, realizzati durante le varie fasi di indagine, di progettazione e di realizzazione delle opere del sistema di contenimento (già completate) nel periodo 1990-1999. Ulteriori informazioni sono state tratte dai risultati di precedenti sondaggi effettuati in concomitanza con le realizzazioni di pozzi piezometrici e di drenaggio nell'area nell'ambito della caratterizzazione del sito.

I dati sulla piezometria locale e sui livelli del Fiume Bormida dal 1990 ad oggi sono stati ripresi da rilevazioni effettuate dall'Azienda committente.

Si precisa che la base topografica di riferimento per il Progetto Esecutivo in oggetto è costituita dal rilievo realizzato dal consorzio B.A.SI. nel settembre 1998, e che pertanto tutte le quote altimetriche indicate negli elaborati sono desunte da questa. Si segnala che tali quote, concordi con quelle indicate sulle carte I.G.M., sono in disaccordo con quelle indicate negli elaborati del Progetto Definitivo (desunte invece dai rilievi effettuati dai tecnici Bormia) e precisamente sono maggiori rispetto a queste ultime di 72 cm circa.

2. ANALISI DELLA SITUAZIONE ESISTENTE

2.1 Opere esistenti e stato di conservazione

In questo capitolo sono brevemente richiamati tipologie e relativo stato di conservazione delle opere arginali e di contenimento e drenaggio esistenti lungo tutto il tratto perimetrale dello stabilimento confinante con il fiume Bormida. Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione di Progetto.

2.2 Zona Basso Piave

Le attuali opere arginali esistenti nella zona Basso Piave sono costituite da:

- un muro di sostegno in calcestruzzo non armato di contenimento della pista interna, il cui stato di conservazione evidenzia un generale degrado dei paramenti di monte e di valle;
- un diaframma drenante ed un diaframma plastico, entrambi a valle del muro arginale, con funzione di contenimento e drenaggio della falda interna.

2.3 Zona Parshall

Le attuali opere arginali esistenti nella zona Parshall sono costituite da:

- un muro di sostegno in conglomerato cementizio armato di recente realizzazione, avente funzione di cinturazione strutturale;
- un diaframma plastico, posto internamente al muro (si veda l'elaborato **06528-021D37**, Sezioni di Progetto Zona Parshall) avente funzione di confinamento idraulico del percolato;
- una berlinese, posta a monte del muro, realizzata come opera provvisoria durante l'esecuzione del muro e del diaframma plastico;
- una trincea drenante, avente funzione di captazione del percolato a monte del muro di sostegno.

2.4 Zona A

Le attuali opere arginali esistenti nella zona A sono costituite da:

- un muro di cinta, con funzione di sostegno della pista interna, in calcestruzzo non armato o, in alcuni tratti, armato;
- un diaframma drenante ed un diaframma plastico, entrambi a valle dei rilevati golenali, aventi funzione di contenimento e drenaggio della falda interna.

2.5 Zona A-B

Le attuali opere arginali esistenti nella zona A-B sono costituite da:

- un muretto in calcestruzzo armato, fondato su un cordolo pure in calcestruzzo armato a sua volta appoggiato sul preesistente muro in calcestruzzo, interrato;
- un muretto in calcestruzzo, ubicato in area golenale, immerso in marna e completamente interrato, avente funzione di contenimento della falda interna;
- una trincea drenante, posta in area golenale a monte del muretto, avente funzione di drenaggio della falda interna;
- una nuova opera di contenimento idraulico, costituita da un diaframma plastico, realizzato a valle delle attuali opere di captazione della falda interna (murazione sotto il piano campagna con dreno retrostante);
- una trincea drenante a sezione trapezia, posta a monte del diaframma plastico, che ha funzione di captazione della falda interna.

2.6 Zona B

Le attuali opere arginali esistenti nella zona B sono costituite da:

- un muretto in calcestruzzo armato fondato su un cordolo pure in calcestruzzo armato (a sua volta poggiante sul preesistente muro in calcestruzzo) che per

un successivo tratto viene sostituito da un muro in calcestruzzo non armato, avente funzione di contenimento per la pista di servizio interna allo stabilimento;

- una barriera di colonne di terreno consolidato, eseguite con la tecnica del "jet-grouting", avente funzione di contenimento idraulico, realizzate a monte del muro (da interrompere a tratti una volta completate le opere di cui agli ultimi due punti);
- un'opera di difesa spondale realizzata in blocchi di calcestruzzo semplicemente accostati, con funzione di protezione della trincea di drenaggio dall'azione erosiva del fiume Bormida;
- un'opera di consolidamento del muro di cinta che si compone di micropali radice al piede e di tiranti lungo il fronte del paramento di valle, intestati su una trave corrente di ripartizione, che sono ancorati nella marna litoide;
- un'opera di contenimento idraulico, costituita da un diaframma plastico, connessa all'estremità del diaframma esistente in zona A-B e in zona B-C e tale da rendere continua la barriera impermeabile (in via di ultimazione);
- una trincea drenante a riempimento dell'intercapedine tra il muro di sostegno in c.a. esistente e la nuova opera di contenimento idraulico (in via di ultimazione).

2.7 Zona B-C

Le attuali opere arginali esistenti nella zona B-C sono costituite da:

- un muro di cinta a gravità, in calcestruzzo non armato, fondato nello strato di depositi alluvionali, comprensivo di un'opera spondale in calcestruzzo non armato alla base (sottomurazione), a protezione delle opere di drenaggio della falda interna dello stabilimento;
- una barriera di colonne di terreno consolidato, eseguite con la tecnica del "jet-grouting", avente funzione di contenimento idraulico, realizzate a monte

del muro (da interrompere a tratti una volta completate le opere di cui agli ultimi due punti);

- un'opera di contenimento idraulico, costituita da un diaframma plastico, connessa all'estremità del diaframma esistente in zona B e in zona C e tale da rendere continua la barriera impermeabile (in via di ultimazione);
- una trincea drenante a riempimento dell'intercapedine tra il muro di sostegno in c.a. esistente e la nuova opera di contenimento idraulico (in via di ultimazione).

2.8 Zona C

Le attuali opere arginali esistenti nella zona C sono costituite da:

- un muro in calcestruzzo (non armato nel tratto a valle e armato nel tratto a monte), avente fusione di muro di contenimento per la pista di servizio interna dello stabilimento;
- un diaframma drenante ed un diaframma plastico, entrambi a valle del muro di cinta, con funzione rispettivamente di captazione e di contenimento della falda.

2.9 Zona C-D

Le attuali opere arginali esistenti nella zona C-D sono costituite da:

- un muro di cinta in blocchetti di calcestruzzo alleggerito;
- un muretto in calcestruzzo ubicato in area golenale, al di sotto del piano campagna, fondato nello strato di marna litoide e avente funzione di contenimento idraulico;
- un vespaio, a monte del muretto, in materiale granulare, con funzione di drenaggio;
- un diaframma plastico, raccordato con le opere di contenimento di monte (zona D) e di valle (zona C);

- una trincea drenante a sezione trapezia, disposta a monte del diaframma plastico ad una distanza minima di 9.50 m circa.

2.10 Zona D

Le attuali opere arginali esistenti nella zona D sono costituite da:

- un muro in calcestruzzo armato;
- a valle del muro di cinta, un diaframma drenante ed un diaframma plastico con funzione rispettivamente di drenaggio e di contenimento della falda interna.

2.11 Zona D-E

Le attuali opere arginali esistenti nella zona D-E sono costituite da:

- un muro in calcestruzzo non armato recentemente sottoposto a placcaggio profondo del paramento di valle con un cordolo in calcestruzzo armato;
- un muretto in calcestruzzo fondato in marna, avente funzione di contenimento idraulico, ubicato in area golenale al di sotto del piano campagna;
- un vespaio, a monte del muretto, in materiale granulare, con funzione di drenaggio;
- un diaframma plastico raccordato con le opere esistenti nelle zone di monte e di valle;
- una trincea drenante a sezione trapezia a monte del diaframma.

2.12 Zona E

Le attuali opere arginali esistenti nella zona E sono costituite da:

- un muro in calcestruzzo, armato in un tratto, realizzato con materiali e forme differenti lungo il suo sviluppo longitudinale;

- un diaframma drenante e un diaframma plastico posti a valle del muro di cinta, aventi funzione di contenimento idraulico.

2.13 Zona Ponte Donegani

Nella zona Ponte Donegani sono attualmente presenti un diaframma plastico e un diaframma drenante, posto parallelamente al precedente, a monte.

3. CRITERI DI PROGETTO

In generale, si può dire che l'obiettivo di messa in sicurezza permanente dell'area interna al perimetro del muro di cinta attualmente esistente verrà raggiunto mediante un sistema integrato che si compone di diverse tipologie di opere, ciascuna pensata per svolgere una particolare funzione e tutte insieme necessarie ad isolare idraulicamente lo stabilimento dal Fiume Bormida:

- un muro in calcestruzzo armato impostato su due diaframmi pure in calcestruzzo armato (muro 'a sedia'), fondati direttamente nel substrato marnoso; l'opera è dimensionata per resistere ad altezze d'acqua causate dall'onda di piena di progetto (1750 m³/s, si veda la Relazione di Progetto) con franco maggiore od uguale a 1m e quindi tale da scongiurare dal pericolo di esondazione del Fiume Bormida nell'area interna allo stabilimento. I due diaframmi in calcestruzzo, oltre a svolgere una funzione strutturale, proteggono il diaframma plastico da possibili azioni erosive del fiume (lato valle) e dalle deformazioni indotte dalla spinta delle terre (lato monte);
- per quanto riguarda gli aspetti erosivi, lungo il tracciato sono poste, con geometrie diverse in relazione allo stato dei luoghi ed alle opere in progetto, scogliere di protezione in massi naturali;
- un diaframma plastico in miscela di cemento e bentonite (all'interno del quale è posizionato un telo in polietilene ad alta densità), inserito tra i due diaframmi in calcestruzzo, che si immorsa nel substrato marnoso e costituisce una barriera impermeabile alla filtrazione delle acque di falda verso il Fiume Bormida;
- un diaframma drenante (lato monte), che esercita la funzione di drenare le acque di falda interne, permettendone il controllo e la raccolta.

Le geometrie delle opere in progetto, così come le modalità con cui queste verranno realizzate, varieranno da zona a zona in funzione sia delle opere attualmente esistenti, che della topografia e delle condizioni geologiche ed idrogeologiche locali (stratigrafia e permeabilità).

4. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Di seguito vengono brevemente descritte le diverse soluzioni adottate a livello tipologico. Per il dimensionamento e i dettagli su eventuali opere provvisionali, fasi esecutive, carpenterie e particolari costruttivi riguardanti la realizzazione delle opere, si rimanda alla Relazione di Progetto ed agli elaborati grafici relativi (tavole da **06528-021D56** a **06528-021D75**).

Si precisa che, per le denominazioni degli interventi di progetto, si è fatto riferimento al Progetto Definitivo (cfr. ns. rif.: **05908-047rev1**); nella presente progettazione, non viene utilizzata la tipologia 6, sostituita, per esigenze costruttive dalla tipologia 5.

4.1 Zona Basso Piave

In questa zona sono previste tre tipologie di sezioni differenti.

Nella parte lato Est, fino all'accesso Basso Piave, l'opera arginale verrà realizzata secondo la **tipologia 0**, che prevede la demolizione del muro esistente e la realizzazione del nuovo manufatto a sedia che si intesterà sul diaframma plastico già esistente.

Risalendo lungo il muro verso monte, dall'accesso Basso Piave per un tratto di 85 metri circa è prevista la **tipologia 1A** di opera, che consiste nella realizzazione (dal piano campagna) di due setti in calcestruzzo a cavallo del muro esistente, che verrà successivamente demolito e sostituito dal diaframma plastico in progetto (sempre operando dal piano campagna). In elevazione verrà poi costruito il muro arginale previsto, e a tergo di questo sarà realizzato un diaframma drenante. A valle del muro sarà infine posata una scogliera a protezione dall'erosione.

Sempre spostandosi verso monte, fino alla zona Parshall si proseguirà con la **tipologia 1B**, analoga alla precedente ma realizzata con scavi a cielo aperto e costruzione in elevazione. Si prevede infatti di scavare fino alla quota del tetto della marna e di realizzare setti in calcestruzzo, diaframma plastico, muro e diaframma drenante a tergo in elevazione (eccettuata, ovviamente, la parte da immergere all'interno dello strato marnoso). Dovendo operare all'interno di uno scavo a parete verticale (nel lato di monte) che può raggiungere altezze ragguardevoli, è prevista

la realizzazione di una paratia di micropali e tiranti ("berlinese") con funzione di sostenere provvisoriamente la parete dello scavo.

4.2 Zona Parshall

In questa zona si prevede unicamente di innalzare il muro già esistente e di ispessirne il paramento lato valle, secondo quanto indicato nell'elaborato **06528-021D47 (tipologia 2)**.

4.3 Zona A-B

In questa zona l'opera arginale assumerà la **tipologia 3**, del tutto simile alla sezione tipologica 1B, ovvero verrà realizzata parte in elevazione operando dal tetto della marna litoide e parte approfondendosi nel substrato.

4.4 Zona B

In questa zona l'opera arginale verrà realizzata nel tratto contiguo alla Zona A-B secondo la tipologia 3, mentre poi assumerà la sezione prevista con la **tipologia 4**, in quanto le opere di contenimento e drenaggio, ad oggi in via di completamento, sono in linea con le soluzioni previste nel presente progetto. Questa prevede un innalzamento e del muro esistente con ispessimento del paramento di valle, nonché la realizzazione di un setto verticale in calcestruzzo e di una soletta a protezione del diaframma plastico (già esistente) nel lato di valle.

4.5 Zona B-C

In questa zona l'opera arginale verrà realizzata nel tratto contiguo alla Zona B secondo la tipologia 4 (per la quale vale la stessa precisazione contenuta nel par.4.4), mentre poi assumerà la sezione prevista con la **tipologia 5**, in cui verranno realizzati due setti in calcestruzzo operando dal piano campagna, il diaframma plastico (sempre operando dal piano campagna) tra i due setti e quindi

la trincea drenante a tergo del setto di monte, la soletta di base del muro e, in elevazione, lo stelo.

4.6 Zona C-D

È prevista la **tipologia 5** precedentemente descritta.

4.7 Zona D-E

Anche in questa zona è prevista la **tipologia 5**.

4.8 Zona Ponte Donegani e uffici

Qui, dove il muro di cinta non segue più un andamento longitudinale rispetto al fiume Bormida ma piega ortogonalmente ad esso, è prevista la **tipologia 7**, costituita da un muro in calcestruzzo armato di altezza circa 3m realizzato in elevazione.

5. CRONOPROGRAMMA DELLE ATTIVITÀ

La **Figura 2** mostrano il diagramma di GANTT delle macroattività necessarie alla realizzazione delle opere. Una descrizione di maggiore dettaglio, con il diagramma di GANTT delle singole lavorazioni che compongono le macroattività, si può trovare nel Piano di Sicurezza e di Coordinamento (elaborato **06528-021PS01**).

Si prevede che i lavori abbiano inizio nell'ottobre dell'anno 2002 e che abbiano una durata complessiva di 34 mesi circa di cui 30 mesi per la realizzazione delle opere e 2 mesi prima per l'allestimento cantiere con piste di servizio e 2 dopo per le finiture e lo smantellamento del cantiere. La durata complessiva è stata determinata dalla composizione delle durate delle singole lavorazioni, e quindi considerando le produzioni tipiche ottenibili con le macchine in commercio, le interferenze con altre attività di stabilimento o esterne, la compatibilità di lavori in zone golenali con i periodi di piena del fiume Bormida nonché la possibilità di periodi sfavorevoli dal punto di vista meteorologico. Il cronoprogramma è stato anche coordinato con l'attività di rimozione delle collinette in zona golenale (non comprese nel presente progetto), la cui rimozione deve avvenire rispettivamente entro 6-8 mesi dall'inizio dei lavori (per quelle in zona A-B) ed entro 12-14 mesi dall'inizio dei lavori (per quelle in zona C e C-D).

Si è inoltre cercato di distribuire gli scavi e le demolizioni per quanto possibile in relazione ai vincoli determinati dalla successione delle fasi lavorative in modo da contenere il flusso dei materiali di risulta (si veda al proposito la **Figura 3**, che riporta, indicativamente, per la durata dei lavori, i volumi prodotti).

6. INTERAZIONE CON ALTRE ATTIVITÀ LEGATE ALLA MESSA IN SICUREZZA

Durante la realizzazione delle opere previste dal presente progetto, nell'area dello stabilimento Bormia avranno luogo altre attività legate alla dismissione dello stabilimento e alla messa in sicurezza (demolizioni di edifici esistenti, svuotamento dei bacini di decantazione, asportazione/trattamento di terreni contaminati).

Per il progetto delle opere arginali e di contenimento, le interferenze "significative" (cioè in grado di dettarne i tempi o condizionarne lo svolgimento) sono quelle legate alla rimozione delle collinette in area golenale, in zona A e A-B e in zona C-D, D e D-E, essendo propedeutiche agli scavi previsti per la realizzazione del muro arginale. Di tali interferenze si è tenuto conto nell'elaborazione del cronoprogramma delle attività, come già anticipato.

Inoltre, si è cercato di limitare quanto più possibile il flusso di veicoli e di macchinari all'interno dello stabilimento, per minimizzare le interferenze col traffico generato dalle altre attività di stabilimento; a questo scopo, si è ritenuto di predisporre una pista in area golenale, ovvero esternamente al muro di cinta (si veda la Planimetria Aree di Cantiere e Viabilità, elaborato **06528-021D82**).

7. INTERFERENZE COL FIUME BORMIDA DURANTE LE FASI ESECUTIVE

La realizzazione delle opere in progetto sarà influenzata dalla presenza del fiume Bormida, poiché sarà necessario occupare temporaneamente parte dell'alveo (tipologie d'intervento 1, 3 e 5, piste). Si prevede pertanto, in alcuni tratti (ad esempio per le zone B, B-C e Parshall) di riprofilare, sul lato del Fiume opposto a quello su cui si trova lo stabilimento, la sponda al fine di ottenere una sezione idraulica equivalente a quella originale.

Si sottolinea come le zone di lavorazione delle opere in progetto siano comunque garantite da eventi di piena di media intensità; non si prevedono, così, protezioni ulteriori per tali zone. Saranno comunque adottati criteri per minimizzare gli scavi aperti e si adotterà una procedura di messa in sicurezza del cantiere in caso di allarme derivante da previsione di eventi di piena (Piano di Emergenza), che dovrà riguardare la salvaguardia degli operatori e la messa in sicurezza del cantiere e delle opere in costruzione (chiusura degli scavi aperti, protezione delle opere in costruzione) con allontanamento dei macchinari e dei materiali che potrebbero essere trasportati a valle creando ostruzioni e danneggiamenti dei ponti a valle. A tale riguardo, si rimanda al già citato Piano di Sicurezza e di Coordinamento.

FIGURE

BORMIA S.p.A. in liquidazione
Cengio (SV)

**OPERE ARGINALI, DI CONTENIMENTO DELLE PIENE
DEL FIUME BORMIDA E DI CONTENIMENTO E
DRENAGGIO DELLE ACQUE DI FALDA INTERNE**

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI PROGETTO

06528-021R03E03/CHI-DIF-PAR-VEG/ac-pp-rdf Milano, 24/06/2002

I N D I C E

1.	INTRODUZIONE	1
2.	PREMESSA	2
3.	ANALISI DELLA SITUAZIONE ESISTENTE	3
3.1	Opere esistenti e stato di conservazione	3
4.	DESCRIZIONI E DIMENSIONAMENTI DELLE OPERE IN PROGETTO	14
4.1	Diaframma plastico	15
4.1.1	Interpretazione prove di permeabilità	17
4.1.2	Valutazione dell'immorsamento del diaframma plastico definitivo all'interno della marna litoide	21
4.1.3	Linee progettuali	24
4.2	Diaframma drenante	24
4.2.1	Dimensionamento diaframma drenante	25
4.3	Muri	26
4.3.1	Dimensionamento muri arginali	27
4.4	Tipologie di intervento	31
4.4.1	Tipologia 0 d'intervento	31
4.4.2	Tipologia 1 d'intervento	32
4.4.3	Tipologia 2 d'intervento	35
4.4.4	Tipologia 3 d'intervento	36
4.4.5	Tipologia 4 d'intervento	37
4.4.6	Tipologia 5 d'intervento	38
4.4.7	Tipologia 7 d'intervento	38
4.5	Opere strutturali provvisionali	41
4.6	Berlinese 1b	41
4.7	Berlinese 3	41
4.8	Tiranti	42
4.9	Cancelli	42
5.	FASI ESECUTIVE	45
5.1	Tipologia d'intervento 1A (pista di accesso stabilimento)	45
5.2	Tipologia d'intervento 1B	45

5.3	Tipologie d'intervento 2 e 4.....	46
5.4	Tipologia d'intervento 3	46
5.5	Tipologia d'intervento 5	47
5.6	Tipologia d'intervento 7	47
6.	TEMPISTICA DI ESECUZIONE.....	49
7.	INTERAZIONE DELLE OPERE CON IL FIUME BORMIDA.....	50
7.1	Simulazione di moto stazionario: il modello numerico	50
7.2	Definizione delle condizioni iniziali ed al contorno	53
7.3	Elaborazione dei risultati	56
7.4	Dimensionamento delle scogliere.....	58
7.4.1	Valutazione delle tensioni tangenziali sul contorno	58
7.4.2	Valutazione della stabilità delle sponde e delle scogliere.....	59
8.	INTERFERENZE COL FIUME BORMIDA DURANTE LE FASI ESECUTIVE.....	61
9.	MATERIALI ED APPARECCHIATURE PER LA REALIZZAZIONE DELLE OPERE	62
9.1	Diaframma plastico	62
9.2	Opere strutturali.....	63
9.3	Diaframmi drenanti e pozzi.....	63
9.4	Rilevati di progetto	64
9.5	Scogliera di protezione spondale	64
9.6	Opere provvisionali strutturali.....	64
9.7	Opere in carpenteria metallica.....	65
10.	destinazione finale materiali di risulta provenienti dagli scavi.....	66
11.	CONTROLLI OPERE IN PROGETTO.....	67
12.	PANNELLI DI PROVA E PROVE DI PERMEABILITÀ SU DIAFRAMMA.....	68
13.	CONCLUSIONI.....	69
14.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	70
14.1	Normativa	70
14.2	Bibliografia	70
14.3	Progettazioni	71

FIGURE : 1-8

TABELLE: 1-6

ALLEGATI:

ALLEGATO A – Modellazione numerica

ALLEGATO B – Verifiche di stabilità globale

ALLEGATO C – Verifiche delle Opere di Sostegno Strutturali Provvisorie

1. INTRODUZIONE

La presente relazione ha per oggetto la progettazione esecutiva delle opere arginali di contenimento delle piene del fiume Bormida e di contenimento e drenaggio delle acque di falda interne all'area dello stabilimento Bormia di Cengio (SV).

Le opere in progetto saranno realizzate lungo tutto lo sviluppo del muro di protezione attualmente esistente e, andando ad integrare il sistema di contenimento già realizzato, saranno dimensionate per giungere alla messa in sicurezza permanente del sito, isolandolo idraulicamente dal fiume Bormida e permettendo il controllo delle acque di falda.

È infatti prevista la realizzazione di un intervento di tipo "idraulico", costituito da un'arginatura per le piene del fiume Bormida, e di un intervento di tipo "idrogeologico", costituito da opere di contenimento e drenaggio con il compito di impedire la migrazione della falda interna allo stabilimento verso l'esterno (oltre la recinzione dello stabilimento).

La filosofia con cui si è stabilito questo tipo di intervento è conseguenza diretta di orientamenti progettuali che prevedono la realizzazione finale di un isolamento completo dell'attuale zona di ubicazione dei bacini e dei rilevati dello stabilimento Bormia mediante una cinturazione sotterranea, che sarà realizzata per mezzo di un diaframma plastico.

Nei capitoli successivi saranno esaminati i seguenti aspetti:

- analisi della situazione esistente;
- descrizione dell'intervento;
- verifiche dei dimensionamenti delle opere;
- interazione delle opere provvisoriale con il fiume Bormida;
- materiali ed apparecchiature per la costruzione delle opere di progetto;
- controlli delle opere in progetto.

I parametri introdotti nelle verifiche dei dimensionamenti delle opere sono stati dedotti e discussi nella parte di caratterizzazione stratigrafica, geotecnica ed idrogeologica della Relazione Geotecnica (elaborato **06528-021R02**).

2. PREMESSA

Per quanto riguarda gli aspetti idraulici legati al presente progetto, è importante precisare che, nel dimensionamento delle opere, è stato assunto come riferimento il valore di portata indicata dalla Segreteria Tecnica dell'Autorità di bacino del fiume Po (Prot. N.2197 del 19/04/2000), pari a 1750 m³/s e definito a prescindere dall'assegnazione di un tempo di ritorno, che risulta comunque essere superiore o almeno uguale a 200 anni. Le altezze di progetto sono state dunque calcolate per una portata di piena pari a 1.750 m³/s e incrementate di 1 metro di franco.

Il valore di portata considerato è stato stabilito, come viene riportato nello stesso documento, con il principio di precauzione e prescindendo dalla certezza scientifica del dato, pur essendo stato valutato in sede di Sottocommissione Assetto Idrogeologico (riunione del 28/03/2000 e del 13/04/2000) più attendibile il valore di portata di 1227 m³/s con tempo di ritorno di 200 anni.

Si precisa che la base topografica di riferimento per il Progetto Esecutivo in oggetto è costituita dal rilievo realizzato dal consorzio B.A.SI. nel settembre 1998, e che pertanto tutte le quote altimetriche indicate negli elaborati sono desunte da questa. Si segnala che tali quote, concordi con quelle indicate sulle carte I.G.M., sono in disaccordo con quelle indicate negli elaborati del Progetto Definitivo (desunte invece dai rilievi effettuati dai tecnici Bormia) e precisamente sono maggiori rispetto a queste ultime di 72 cm circa.

3. ANALISI DELLA SITUAZIONE ESISTENTE

3.1 Opere esistenti e stato di conservazione

In questo capitolo sono illustrate le tipologie ed il relativo stato di conservazione delle opere arginali e di contenimento e drenaggio esistenti lungo tutto il tratto perimetrale dello stabilimento confinante con il fiume Bormida.

Zona Basso Piave

Le attuali opere arginali esistenti nella zona Basso Piave sono costituite da un muro di sostegno in calcestruzzo non armato di contenimento della pista interna, sovrastato da un parapetto in muratura, di altezza media 0,50 metri, spessore in sommità (alla base del parapetto) di circa 60÷80 cm, paramento di valle con scarpa del 15÷20% circa. Le quote della sommità del muro variano da un minimo di 393.3 metri a 395.7 metri circa. Localmente il muro, nel tratto più a monte della zona, è parzialmente tamponato con mattoni. Lo stato di conservazione strutturale del paramento risulta ancora accettabile; è presente peraltro un generale stato di degrado del paramento di valle. Il paramento interno (muretto) presenta invece in alcuni tratti, delle brecce.

Come opere di contenimento e drenaggio della falda interna, sono stati realizzati, a valle del muro arginale, un diaframma drenante ed un diaframma plastico: le distanze relative tra il muro di cinta e il diaframma drenante e tra il diaframma drenante e il diaframma plastico posto più a valle sono 3÷12m e 6÷14 m circa.

Le distanze relative tra il muro di cinta e il piede dei rilevati interni allo stabilimento variano invece da un massimo di circa 8.5 metri in prossimità del cancello ad un minimo di 4.5 metri avvicinandosi alla zona dello scarico Parshall; qui, dove sono presenti i bacini, la distanza tra il parapetto di questi ed il muro di cinta diventa approssimativamente costante e pari a 4.5 metri.

Zona Parshall

In questa zona, dalla progressiva 1804.5 alla progressiva 1715.5, è presente una opera di cinturazione strutturale e di confinamento idraulico del percolato di recente realizzazione: si tratta di un muro di sostegno in conglomerato cementizio armato, il cui parapetto presenta un'altezza variabile tra 1.38 e 1.55 metri rispetto al piano campagna interno e la cui quota media in sommità del paramento è pari a circa 395.90 metri. La sezione del muro ha una forma a sedia, tale da garantirne la stabilità e da proteggere un diaframma plastico, posto al suo interno, dall'azione erosiva dell'acqua durante le piene del fiume Bormida. È inoltre presente, tra il muro di sostegno e la berlinese posta a monte del muro, una trincea drenante, che però ha avuto solo una funzione stabilizzante temporanea per permettere l'esecuzione delle opere definitive e del diaframma plastico.

La distanza tra il parapetto del bacino interno allo stabilimento ed il muro di cinta è approssimativamente costante e pari a 4.5 metri.

Zona A

In un primo tratto di questa zona, dalla progressiva 1715.50 sino alla progressiva 1667.50 m, il paramento di cinta è costituito da un muro di sostegno in calcestruzzo non armato adiacente alla pista interna, sovrastato da un paramento in calcestruzzo. Lo stato di conservazione strutturale del paramento risulta tutt'oggi ancora accettabile; è rilevabile però un generale stato di degrado superficiale del paramento di valle, con alcuni scavernamenti. Le dimensioni generali del muro sono: spessore in sommità (alla base del parapetto) di circa 0,80 m e paramento di valle con scarpa del 15÷20% circa. La quota della sommità del paramento varia da 395.70 a 395.90 m, e il paramento di monte ha un'altezza crescente da 1.16 m a 1.55 m.

Proseguendo verso monte, tra le progressive 1667.50 e 1549.00 m, il paramento di cinta è costituito da un muretto in calcestruzzo armato di altezza fuori terra compresa tra 0.90 e 1.16 m circa, a sezione costante, di spessore 25÷30 cm circa, fondato su un cordolo in calcestruzzo armato di dimensioni variabili e con il piano di posa su di un preesistente muro in calcestruzzo interrato. La sommità del paramento, sulla quale è impostata una ringhiera metallica, si

trova ad una quota variabile tra 395.63 e 395.97 m. Il paramento di valle è attualmente a contatto con alcuni rilevati ubicati nell'area golenale. I livelli del piano campagna a monte ed a valle del muretto di confine sono alla medesima quota.

Le opere di contenimento e drenaggio della falda interna allo stabilimento nella zona A sono costituite da un diaframma drenante ed un diaframma plastico, posti a valle dei rilevati golenali: le distanze relative tra il muro di cinta e il diaframma drenante e tra il diaframma drenante e il diaframma plastico non superano i 10 m nel primo tratto individuato, mentre più a monte, per la presenza dei rilevati golenali, arrivano rispettivamente fino a 45 m e 40 m circa. La distanza tra il parapetto del bacino interno allo stabilimento ed il muro di cinta è approssimativamente costante e pari a 4.5 metri.

Zona A-B

Nella zona A-B, dalla progressiva 1545.00 alla progressiva 1373.00, il paramento di cinta è costituito da un muretto in calcestruzzo armato di altezza variabile tra 0.82 e 0.94 m rispetto al piano campagna interno, a sezione costante, di spessore 25÷30 cm circa, fondato su un cordolo in calcestruzzo armato di dimensioni variabili. Il muretto si trova appoggiato sul preesistente muro in calcestruzzo interrato. Il paramento di valle è a contatto con i rilevati dell'area golenale. La sommità del paramento, sulla quale è impostata una ringhiera metallica, si trova ad una quota variabile tra 396.01 e 397.01 metri. I livelli del piano campagna a monte e a valle del muretto sono alla medesima quota.

Le attuali opere di contenimento esistenti in zona A-B sono ubicate in area golenale, al di sotto del piano campagna (la sommità di tali opere si trova a 1.6÷2.5 m di profondità) e sono costituite da un muretto in calcestruzzo, di altezza media 1.5 m e spessore in sommità pari a 0.4 m, con fondazione continua di larghezza 1 m circa immersata in marna per una profondità di 0.7÷0.8 m circa. A monte del muretto è presente una trincea drenante. La quota sommitale del muretto, procedendo secondo il verso del fiume, varia da 391.50 a 390.50 m circa. Il drenaggio retrostante mantiene una quota in sommità inferiore di 0.2÷0.3 m rispetto a quella della testa muro.

In questa zona è presente anche una nuova opera di contenimento idraulico, realizzata a valle delle opere di captazione della falda interna precedentemente descritte (murazione sotto il piano campagna con dreno retrostante) e costituita da un diaframma plastico, di estensione pari a 198 m circa, intestato nella sua estremità di monte (zona golenale B) al diaframma plastico esistente e collegato nella sua estremità di valle (zona A) con l'analogo opera di contenimento.

A monte delle attuali opere di intercettazione della falda interna sono presenti alcuni rilevati costituiti da depositi di materiale di riporto, con scarpate inclinate di 30÷40°; la distanza minima tra il piede dei rilevati ed il muro di cinta è approssimativamente pari a 4.5 metri.

Zona B

I primi 50 metri di cinturazione esistente in questa zona (progressive 1369.00-1319.00) sono costituiti da un muretto in calcestruzzo armato di altezza variabile tra 0.80 e 0.88 m circa rispetto al piano campagna interno, a sezione costante (spessore 25÷30 cm), fondato su un cordolo pure in calcestruzzo armato, a sua volta poggiante sul preesistente muro in calcestruzzo.

La quota sommitale del muro varia da 397.05 a 397.01 m circa; il livello del piano campagna a monte (pista interna) varia, rispetto al piano campagna di valle, da +3.08 m (in corrispondenza della progressiva 1304) a +0,00 cm.

Dalla progressiva 1319.00 alla progressiva 1304.00 è presente un muro in calcestruzzo non armato, che ha funzione di contenimento per la pista di servizio interna dello stabilimento; su di esso è posto un parapetto in calcestruzzo non armato, di spessore medio circa uguale a 30÷35 cm. Lo stato di conservazione strutturale risulta tutt'oggi ancora accettabile; sono osservabili però un generale stato di degrado superficiale del paramento di valle e la presenza di alcuni scavernamenti. Le dimensioni del muro sono: spessore in sommità (cioè alla base del parapetto) 60÷80 cm circa, scarpa del paramento di valle 15÷20% circa.

Una barriera di colonne di terreno consolidato, eseguite con la tecnica del "jet-grouting", costituisce l'opera di contenimento idraulico esistente nella Zona B; essa è collegata alle due estremità (Zona A e Zona B-C) alle opere di

contenimento idraulico attigue. Le colonne sono realizzate partendo dal piano viario della strada di servizio esistente (395.5÷396.0 m) e si immorsano nella marna litoide di base, il cui tetto è a quota 389.90 m s.l.m.. Lo sviluppo del tratto interessato è di circa 70 m, il diametro medio reso stimato delle colonne è 0.60 m circa.

A valle del muro di recinzione è presente una trincea di drenaggio che corre lungo il paramento, protetta da un'opera di difesa spondale realizzata in blocchi di calcestruzzo semplicemente accostati, con funzione di protezione erosiva.

A tergo della strada di servizio è ubicato il rilevato "M", costituito da materiale di riporto intercalato da strati di materiale sabbioso; la sua quota sommitale è pari a circa 408 m. In questa zona la distanza tra il muro di recinzione e il piede del rilevato non supera i 4.2 metri circa.

Recentemente, in zona B sono in fase di realizzazione:

- un'opera di consolidamento del muro di cinta che si compone di micropali radice e di tiranti, lungo il fronte del paramento di valle (intestati su una trave corrente di ripartizione), ancorati nella marna litoide; sul paramento di valle è inoltre prevista l'esecuzione di un placcaggio in calcestruzzo armato per il ripristino e la futura preservazione da danneggiamenti dovuti agli eventi idrologici del fiume;
- un'opera di contenimento idraulico, costituita da un diaframma plastico connesso all'estremità del diaframma esistente in zona A-B e in zona B-C;
- una trincea drenante, a riempimento dell'intercapedine tra il muro di sostegno in c.a. esistente e la nuova opera di contenimento idraulico.

Zona B-C

Dalla progressiva 1304.00 alla 1053.00 m il muro di cinta esistente, del tipo a gravità, è costruito in calcestruzzo non armato. In sommità del parapetto la quota varia tra 397.1 e 398.1 m, il paramento di valle ha un'altezza media fuori terra di 3÷3.5 m circa ed in totale misura da 6 a 6.5 m; la sua fondazione va ad attestarsi nei depositi alluvionali, al di sopra del substrato marnoso. Le dimensioni del muro sono: spessore in sommità (alla base del parapetto) 60÷80 cm circa, scarpa del paramento di valle 15÷20% circa.

Il muro è comprensivo di un'opera spondale in calcestruzzo non armato alla base (sottomurazione), a protezione delle opere di drenaggio della falda interna dello stabilimento. La quota sommitale del muro varia da 397.05 a 398.80 m (in corrispondenza della progressiva 1053 m).

Il livello del piano campagna a monte del muro (pista interna) varia, rispetto a quello di valle, da +2.90 m a +3.90 m circa.

A tergo della strada di servizio sono ubicati alcuni rilevati costituiti da materiali di riporto, di quote massime comprese tra 408 m (rilevato "M" in prossimità della zona B) e 403 m in corrispondenza delle sponde del bacino A.

In questo tratto sono in fase di ultimazione: un'opera di placcaggio del paramento esterno, il raccordo della quota sommitale del muro (ns. rif. 5756/22) e le nuove opere di contenimento idraulico, costituite da un diaframma plastico, che verrà connesso all'estremità del diaframma esistente in zona B e proseguirà poi in zona golenale sino all'innesto con l'opera di contenimento della Zona C (così da rendere continua la barriera impermeabile), e da una trincea drenante, che sarà realizzata a riempimento dell'intercapedine tra il muro di sostegno in calcestruzzo armato esistente e la nuova opera di contenimento idraulico.

L'intercettazione delle acque di falda interne attualmente avviene a valle del paramento perimetrale dello stabilimento, mediante una barriera di captazione e drenaggio posizionata nell'opera di sottomurazione e costituita da un muretto in calcestruzzo con funzione di protezione spondale dal Fiume Bormida e di contenimento della falda interna; la sua fondazione è intestata nella marna per una profondità di 0.8÷0.9 m circa. Il muretto di contenimento idraulico prosegue, a monte, in area golenale al di sotto del piano campagna, con paramento in calcestruzzo di altezza media 1.5 m, spessore in testa 0.5 m e pendenza 10% del paramento di valle. Il piede del muretto, a doppia scarpa e di larghezza 1.30 m circa, si fonda in marna per una profondità di 0.6÷0.8 m circa. Tra muretto spondale e paramento di cinta è ubicata una trincea drenante.

Zona C

Nel tratto compreso tra le progressive 1053.00 m e 945.00 m è presente un paramento realizzato in calcestruzzo non armato, eventuale fusione di muro di contenimento per la pista di servizio interna dello stabilimento. La quota sommitale del muro è variabile da 398.26 a 398.80 m. Lo stato di conservazione del manufatto appare accettabile per quanto concerne l'aspetto strutturale; è rilevabile però il degrado superficiale generalizzato del paramento esterno, con presenza di alcuni scavernamenti. Procedendo verso monte, tra le progressive 945.00 e 881.00 m il muro di cinta è costituito da un paramento in calcestruzzo armato vibrato realizzato con pannelli (di altezza media variabile tra 1.93 m e 2.10 m rispetto al piano campagna interno) sostenuti da montanti. La quota di sommità del muro varia da 398.39 m a 399.54 m. Lo stato di conservazione del manufatto appare buono.

Come opere di contenimento e drenaggio della falda interna, in questa zona, sono presenti un diaframma drenante ed un diaframma plastico, entrambi a valle del muro di cinta.

Zona C-D

Dalla progressiva 670.00 m alla progressiva 881.00 m il muro di cinta è costituito da un paramento in blocchetti di calcestruzzo alleggerito, di altezza variabile tra 2.04 e 2.16 m rispetto al piano campagna interno. La quota media del muro, in sommità, è 399.60 m circa, variando tra 399.66 e 399.54 m. Il manufatto si presenta in buono stato di conservazione.

Le attuali opere di contenimento idraulico esistenti in zona C-D sono ubicate in area golenale, al di sotto del piano campagna e sono costituite da un muretto in calcestruzzo di altezza media 1.5 m, spessore in testa 0.5 m e pendenza del paramento di valle 10%. Il piede del muretto, a doppia scarpa con larghezza pari a 1.30 m circa, si fonda in marna litoide per una profondità di 0.6÷0.8 m circa. A monte del muretto è presente materiale granulare con funzione di drenaggio. La quota della sommità del muretto, procedendo secondo il verso della corrente del Fiume Bormida, varia da 393.30 m a 391.50 m circa rimanendo 2.5÷3 m sotto il piano campagna attuale.

Una nuova opera di contenimento idraulico è stata recentemente realizzata a valle delle attuali opere di captazione della falda interna (murazione sotto il piano campagna, con dreno retrostante). La barriera idraulica è costituita da un diaframma plastico, raccordato con le opere di contenimento di monte (zona D) e di valle (zona C) preesistenti; è stata inoltre realizzata una trincea drenante a sezione trapezia, disposta a monte del diaframma plastico ad una distanza minima di 9.50 m circa.

Zona D

Il tratto di recinzione compreso tra le progressive 670.00 e 855.50 è costituito da un muro in calcestruzzo armato di altezza variabile, per lo più decrescente procedendo verso valle (3.15-2.90-2.85-2.55-2.60-2.40-2.20 m dal piano campagna interno); la sua quota sommitale varia da 399.66 a 400.86 m circa, la sezione ha spessore costante e pari a 30÷35 cm. Riguardo allo stato di conservazione del paramento, non si riscontrano problemi di degrado strutturale ma per lo più fessure naturali subverticali da ritiro e da risanare.

Il livello del piano campagna a monte del muro varia, rispetto a quello di valle, da 0 a 30 cm.

Come opere di contenimento e drenaggio della falda interna sono presenti in questa zona, a valle del muro di cinta, un diaframma drenante ed un diaframma plastico.

Zona D-E

Dalla progressiva 666.00 sino alla progressiva 537.00 è presente un muro in calcestruzzo non armato a sezione trapezio-rettangolo, di altezza variabile da 2.90 a 3.90 m rispetto al piano campagna interno; mediamente, la sua quota sommitale è compresa tra 400.86 e 401.36 m. La struttura muraria, in calcestruzzo non armato, è stata oggetto di recente intervento di placcaggio profondo del paramento di valle (spessore medio 25 cm) con cordolo in calcestruzzo armato antiferrosione posto alla base, a profondità di circa 50 cm dal piano campagna. Quindi, per quanto riguarda lo stato di conservazione del paramento esterno, non si riscontrano problemi di degrado strutturale. Si rileva peraltro un forte degrado lungo tutto il paramento interno, con cavità

molto evidenti ed ammaloramento del legante. Il livello del piano campagna a monte del muro varia, rispetto a quello di valle, da +16,00 a +47,00 cm.

Le attuali opere di contenimento idraulico esistenti in zona D-E sono ubicate in area golenale al di sotto del piano campagna, e sono costituite da un muretto in calcestruzzo di altezza media 2 m, spessore in testa 0.4 m e pendenza del paramento di valle 10%. Il piede del muretto, a doppia scarpa e di larghezza 1.80 m circa, si fonda in marna per una profondità di 0.8÷0.9 m circa. A monte è presente materiale granulare con funzione di drenaggio.

La quota di sommità del muretto, procedendo nel verso della corrente del Fiume Bormida, varia da 392.9 a 391.80 m circa, mentre quella del materiale di drenaggio è inferiore di 0.5 m circa.

Una nuova opera di contenimento idraulico è stata realizzata a valle delle attuali opere di captazione della falda interna (murazione sotto il piano campagna, con dreno retrostante), ed è costituita da un diaframma plastico raccordato con le opere preesistenti nelle zone a monte e a valle; a monte del diaframma presente inoltre una trincea drenante a sezione trapezia.

Zona E

Dalla progressiva 537.00 alla progressiva 504.3 è presente un paramento composto da un muro a sezione costante in calcestruzzo armato di recente costruzione, avente quota sommitale 400.85 m circa, altezza media 3.00 m rispetto al piano campagna interno, spessore costante 30÷35 cm circa e cordolo di fondazione indicativamente profondo 70÷90 cm e largo 90÷120 cm. Pur essendo di recente realizzazione, il manufatto presenta una discontinuità verticale originatasi in seguito ad una interruzione strutturale per ripresa di getto.

A monte del muro e a contatto con questo, è presente una platea in calcestruzzo armato.

Procedendo verso monte, dalla progressiva 504.30 alla progressiva 430.00 m è presente un muro in calcestruzzo non armato, che recentemente è stato oggetto di un intervento di placcaggio profondo del paramento di valle (spessore medio 25 cm) con cordolo in calcestruzzo armato antierosione posto alla base e profondo circa 50 cm dal piano campagna. Se quindi, per quanto

riguarda il paramento esterno, non si riscontrano problemi di degrado strutturale, il paramento interno presenta un ammaloramento del legante e cavità variamente localizzate.

La quota sommitale del muro varia da 400.80 a 400.85 m; il livello del piano campagna a monte del muro varia, rispetto a quello di valle da -60.00 a +68.00 cm.

La recinzione prosegue fino alla progressiva 249.00 m con un muro (di sezione trapezio-scalena) realizzato presumibilmente in fasi remote e successive, in quanto costituito dal fusto inferiore in pietra di altezza minima 1.50 m con funzione di contenimento del terrapieno all'interno dello stabilimento, e prosecuzione con muratura in calcestruzzo non armato.

La quota di testa del muro in questo tratto è variabile da 401.33 a 402.10 m; il livello del piano campagna interno allo stabilimento varia, rispetto a quello esterno, da -70.00 a +77.00 cm. Fino alla progressiva 365.00 il paramento esterno è stato risanato mediante un intervento di placcaggio con calcestruzzo armato e cordolo inferiore antierosione del piede; nei tratti non placcati, il paramento esterno appare segnato da un generale degrado, con evidenti cavità localizzate anche nel tratto di discontinuità tra le due diverse strutture (muro di base in blocchi di pietra e sovrizzo in calcestruzzo). Il paramento interno presenta a sua volta segni di degrado per decadimento delle qualità del legante e scavernamenti vari.

Infine, tra le progressive 249.00 e 132.00 è presente un muro di sostegno in calcestruzzo non armato di altezza decrescente da 4.00 a 0.00 m circa rispetto al piano campagna, spessore sommitale 50÷70 cm circa, pendenza del paramento di valle 15÷20%, spessore alla base 160÷180 cm circa. La quota massima in sommità è pari a 402.73 m, il livello del piano campagna a monte del muro varia, rispetto a quello a valle, da 0.00 a circa +80.00 cm. La geometria della sezione del muro è di trapezio-rettangolo, con lato verticale a monte.

Lo stato di conservazione dell'opera è accettabile dal punto di vista strutturale, per quanto siano evidenti un generale decadimento delle caratteristiche del legante ed un generale degrado del paramento di valle e di monte, con

presenza di numerose cavità e di interventi precedenti di chiusura di fori mediante muratura in mattoni.

Le opere di contenimento idraulico in questa zona sono costituite da un diaframma drenante e da un diaframma plastico posti a valle del muro di cinta.

Zona Ponte Donegani

Nell'area golenale, in destra orografica del fiume, sono presenti un diaframma plastico, che dalle zone di valle dell'alveo prosegue sino all'altezza del ponte Donegani per terminare nel corpo del parcheggio esterno allo stabilimento Bormia, e un diaframma drenante, posto parallelamente al diaframma plastico circa 7 m a monte di questo. In zona golenale è inoltre presente un'area in rilevato adibita a parcheggio, la cui quota sommitale nel tratto di interesse è 402.73 m circa.

4. DESCRIZIONI E DIMENSIONAMENTI DELLE OPERE IN PROGETTO

Il sistema di messa in sicurezza del sito occupato da Bormia è strutturato su due livelli: il primo riguarda il controllo delle acque sotterranee, e viene realizzato mediante l'accoppiamento di muri con diaframmi e trincee drenanti interrati, il secondo è invece relativo al controllo delle acque del fiume Bormida, al fine di rendere trascurabile il rischio di esondazione, e viene realizzato mediante muri.

Più precisamente, l'obiettivo di messa in sicurezza permanente dell'area sarà raggiunto mediante un sistema integrato che si compone di:

- un muro in calcestruzzo armato impostato su due diaframmi pure in calcestruzzo armato (muro 'a sedia'), fondati direttamente nel substrato marnoso; l'opera è dimensionata per resistere ad altezze d'acqua causate dall'onda di piena di progetto (1750 m³/s, si veda quanto riportato al cap. 2) incrementata di 1 metro di franco, e quindi tale da scongiurare dal pericolo di esondazione del Fiume Bormida nell'area interna allo stabilimento. I due diaframmi in calcestruzzo, oltre a diminuire complessivamente la permeabilità orizzontale del terreno allungando i percorsi di flusso, proteggono il diaframma plastico da possibili azioni erosive del fiume (lato valle) e dalle deformazioni indotte dalla spinta delle terre (lato monte);
- un diaframma plastico in miscela di cemento e bentonite (all'interno del quale è posizionato un telo in HDPE), inserito tra i due diaframmi in calcestruzzo, che si immorsa nel substrato marnoso e costituisce una barriera impermeabile alla filtrazione delle acque di falda verso il Fiume Bormida;
- un diaframma drenante (lato monte), che esercita la funzione di drenare le acque di falda interne, permettendone il controllo e la raccolta.

Per quanto riguarda le aree del parcheggio BORMIA e di ingresso stabilimento, invece, si prevede una protezione dello stabilimento rispetto al solo rischio idraulico.

Nei paragrafi seguenti, viene fornita una descrizione dettagliata delle tipologie delle opere in progetto.

4.1 Diaframma plastico

La perimetrazione dell'area con barriere impermeabili verrà affidata, come nel caso delle progettazioni precedenti, a diaframmi plastici che verranno intestati nella marna litoide per un tratto determinato in base alle caratteristiche di permeabilità della marna stessa. Lateralmente e superiormente, il diaframma plastico in esame sarà protetto dai piedi e dalla soletta del muro di sostegno in c.a. .

Il diaframma in miscela plastica ed il telo in HDPE costituiscono una barriera composta che deve la sua efficacia alle caratteristiche complementari di due elementi:

- l'HDPE è un materiale a bassissima permeabilità che può essere attraversato solo per migrazione chimica a livello molecolare da alcuni componenti organici; i limiti sono legati al basso spessore dei teli messi in opera ed alla necessità di giuntarli, il che comporta la possibilità di difetti locali, quali strappi o punzonamenti;
- il diaframma di cemento e bentonite, grazie al rilevante spessore con cui è realizzato, non è sensibile a danni accidentali localizzati, ma può presentare localmente microfessurazioni dovute a deformazioni, assestamenti e ritiro durante la presa, che aumentano la permeabilità globale rispetto a quella riscontrata su piccoli campioni di laboratorio.

L'unione dei due componenti, telo e miscela, riduce drasticamente la percolazione attraverso difetti localizzati, sia per le dimensioni ridotte degli eventuali difetti rispetto all'area dell'insieme, sia perché è statisticamente improbabile che difetti dell'uno e dell'altro componente si trovino a diretto contatto.

Prove in grandezza naturale sulla barriera composta (Buranek, 1987) hanno permesso di osservare una diminuzione del rilascio di liquidi attraverso difetti localizzati fino a 5 ordini di grandezza (100.000 volte inferiore rispetto al rilascio del componente singolo).

La nuova diaframmatatura si estenderà per un tratto totale di 1.576 m, così suddivisi:

- 103 m per la tipologia 1A;

- 303 m per la tipologia 1B;
- 400 m per la tipologia 3
- 770 m per la tipologia 5.

I diaframmi di nuova costruzione si andranno ad intestare in quelli esistenti in zona Basso Piave, in zona Parshall e nelle zone B e B-C, creando così una barriera impermeabile continua.

La miscela plastica di acqua/cemento/bentonite, dovrà rispondere alle specifiche previste nell'Allegato B del Capitolato Speciale Aggiuntivo (**cfr. ns. rif.: 06528-021S03**), in modo da avere, a maturazione avvenuta, una permeabilità di 2×10^{-8} cm/sec. La permeabilità dovrà essere verificata in sito tramite prove di permeabilità eseguite nei pannelli di prova in base alle specifiche previste dalla documentazione contrattuale.

Lo spessore dei diaframmi sarà in tutte le zone di 1 metro, coerentemente a quanto previsto per le zone già esistenti (Parshall e B-C) che costituiranno con quelle in progetto la impermeabilizzazione definitiva dell'area.

Nella zona Basso Piave, interessata dalla tipologia progettuale 1A, per esigenze costruttive, il diaframma verrà eseguito in due fasi: in una prima fase si realizzerà il diaframma provvisorio dello spessore di 1,5 metri fino al tetto della marna litoide; nella seconda fase, verrà eseguito il diaframma definitivo che, coerentemente con quello eseguito nelle altre zone, avrà lo spessore di 1 metro.

L'immorsamento all'interno dello strato marnoso è stato valutato sulla base delle permeabilità misurate nelle zone interessate dall'intervento nel corso della campagna indagini effettuata nei mesi di luglio – settembre 2001, e sulla base dei sondaggi di campagne precedenti significative per i presenti aspetti progettuali .

L'approfondimento minimo, tenendo conto che i diaframmi in c.a., costituenti le fondazioni del muro, si intesteranno nella marna litoide per almeno 1.0 m, è stato valutato a partire dal piano di posa dei diaframmi stessi (dal magrone ove esistente) pari ad almeno 2,0 m.

La scelta di un approfondimento minimo di almeno 2 metri come sopra indicato, è stata valutata in base ai criteri progettuali riportati nel paragrafo 4.1.3 e coerentemente a quanto effettuato per le progettazioni precedenti.

In base alle caratteristiche della marna, valutate tramite le prove di permeabilità eseguite e in base alla valutazione dell'indice RQD, sono stati definiti gli immorsamenti di progetto anche fino a oltre 10 m dalla quota della marna litoide.

4.1.1 Interpretazione prove di permeabilità

Come accennato, l'immorsamento dei diaframmi nella marna litoide, è stato valutato considerando i dati di permeabilità ricavati da prove in sito, in particolare quelli ricavati dalla campagna propedeutica agli interventi in oggetto.

Di seguito si riporta una breve descrizione dei metodi di interpretazione seguiti per le prove di permeabilità di tipo Lefranc modificate e Lugeon in marna (**cf. Allegato A3 rel. 06528-021R02**), mentre, per le prove Lefranc nei terreni i valori di permeabilità, sono stati forniti direttamente dall'Impresa che ha eseguito le prove (**cf. Allegato A1 rel. 06528-021R02**).

4.1.1.1 Prove Lefranc modificate

Le prove di tipo 'Lefranc modificate' sono state condotte secondo le specifiche di indagine prescritte nella specifica tecnica predisposta in fase di progettazione definitiva (**cf. Allegato A3 della relazione 5908-47R01**); ciascuna di queste prove comprende in realtà due fasi, descritte di seguito in estrema sintesi:

- nella prima fase, la prova consiste nel misurare l'assorbimento d'acqua (con carico idraulico variabile) attraverso il solo fondo foro, opportunamente isolato;
- nella seconda fase, si misura la quantità d'acqua assorbita attraverso un tratto (tasca) di lunghezza pari ad almeno 3 volte il diametro del foro, tratto da cui si è represso il carotiere.

Per ciascuna delle due prove Lefranc modificato, entrambe le fasi sono state ripetute una seconda volta per controllo.

Il confronto tra le due fasi di prova permette di stimare il valore della permeabilità orizzontale e della permeabilità verticale, facendo riferimento a "STEI Two Stage –

Field Permeability Test" della Soil Testing Engineers 1983, secondo quanto di seguito riportato.

L'anisotropia dei terreni e' espressa, in questo caso, dal seguente rapporto:

$$m = \sqrt{k_h \cdot k_v}$$

ove :

k_h = permeabilità orizzontale

k_v = permeabilità verticale

La prova sul fondo foro, non confinata, fornisce una permeabilità apparente k_1 , che e' funzione della permeabilità verticale ed in misura minore di quella orizzontale del terreno investigato.

Per la prova in tasca cilindrica, la permeabilità apparente, denominata k_2 , e' considerata quasi coincidente con quella orizzontale.

Pertanto:

$$k_h = m \cdot k_1$$

$$k_v = (1/m) \cdot k_1$$

Ove:

k_1 = permeabilità ottenuta in prima fase per $m = 1$;

k_2 = permeabilità ottenuta in seconda fase per $m = 1$.

Il rapporto m può essere ottenuto per successive approssimazioni, facendolo variare sino a che k_1 e k_2 coincidano.

4.1.1.1.1 Considerazioni in merito alle prove Lefranc modificate

Le prove Lefranc modificate condotte nell'ultima campagna di indagini, hanno fornito risultati che, in linea di massima, non sono interpretabili con il metodo presentato nel paragrafo precedente.

Infatti, come si può notare dalle schede di interpretazione, nella quasi totalità dei casi, non è stato trovato un valore di **m** tale da permettere di raggiungere la convergenza tra i valori di k_1 e k_2 .

Osservando i valori di permeabilità ricavati e riportati nella **tabella 5** della relazione geotecnica, si può inoltre notare che spesso i valori di k di prima fase sono maggiori

rispetto a quelli calcolati dalla seconda fase; questo aspetto è apparentemente incongruente: infatti, la permeabilità di seconda fase dovrebbe essere maggiore a quella di prima fase, essendo quest'ultima funzione principalmente della permeabilità verticale.

Tale problematica, si può ascrivere principalmente a:

- perdite durante le prove, dovute ad imperfezioni dell'isolamento del fondo foro; in tal caso, risulta difficile ricavare il valore di k_v dalla prima prova, non essendo possibile stabilire in che grado la permeabilità calcolata dipenda da k_h e da k_v ; il valore ottenuto da k_2 si può invece ritenere comunque rappresentativo di k_h , pur rappresentandone un limite superiore;
- presenza di piani di discontinuità orizzontali intercettati dalle prove di assorbimento eseguite; in tal caso, i volumi di acqua assorbiti durante le prove, sono funzioni dello spessore e delle caratteristiche della fessura.

Le considerazioni riportate giustificano i valori elevati di permeabilità ricavati dalla prima fase delle Lefranc modificate, mentre si può notare come i valori di k_2 siano generalmente inferiori e in linea con i valori di k_h ricavati dai risultati delle prove di campagne precedenti .

Tuttavia, si precisa che, come criterio generale per valutare l'immorsamento dei diaframmi, sono state considerate le prove Lugeon ad assorbimento nullo, da cui sono stati misurati i 2 metri di approfondimento stabiliti come criterio generale; tale valutazione è stata fatta anche in base all'andamento dell'indice RQD, che ha permesso di individuare eventuali piani di debolezza del substrato marnoso e di valutare la rappresentatività dei valori di permeabilità lungo la verticale di sondaggio.

4.1.1.2 Rapporto di anisotropia

Analizzando i dati ottenuti dalle prove Lefranc modificate in marna eseguite durante le campagne di indagini condotte fino ad ora, si possono fare alcune osservazioni in merito al rapporto di anisotropia del substrato marnoso.

Sono stati infatti raccolti i valori di permeabilità verticale ed orizzontale, ed è stato calcolato il rapporto di anisotropia come:

$$\alpha = \frac{k_H}{k_V}$$

I valori del rapporto di anisotropia in funzione di k_H , sono riportati nel grafico di **figura 7**.

Come si può notare, al decrescere della permeabilità orizzontale, il valore del rapporto di anisotropia tende a 1. Ciò significa che, la marna in buone condizioni, tende ad essere omogenea, e quindi i valori di permeabilità orizzontale e verticale si avvicinano molto per valori bassi. Viceversa, più la marna è in cattive condizioni, più evidente è l'anisotropia del mezzo, che si manifesta con fratture sub – orizzontali.

4.1.1.3 Prove Lugeon

Le prove Lugeon condotte nel substrato marnoso hanno portato alla stima delle permeabilità riportate in tabella 5, sulla base degli assorbimenti osservati, mediante la seguente relazione:

$$k = \frac{Q}{F \cdot h}$$

dove:

Q= portata assorbita

h= altezza del carico idraulico

F= fattore di forma della cavità (per la determinazione del fattore di forma si veda ad esempio Cestari F. 'Prove geotecniche in sito', 1990)

Si precisa che l'interpretazione delle prove di tipo Lugeon fornisce essenzialmente un coefficiente di permeabilità orizzontale.

Nei casi in cui sia stato rilevamento un assorbimento nullo, data la sensibilità dello strumento utilizzato come contalitri, la permeabilità orizzontale può essere considerata $\leq 10^{-7}$ cm/s.

Nelle verifiche del tempo di attraversamento, per passare dalla permeabilità orizzontale delle prove Lugeon, a quella verticale da introdurre nelle formule, è stato utilizzato un rapporto di anisotropia pari a 5, che risulta coerente con i valori sperimentali trovati.

4.1.2 Valutazione dell'immorsamento del diaframma plastico definitivo all'interno della marna litoide

Con riferimento alle normative italiane (Delibera del Comitato Internazionale Smaltimento Rifiuti del 27/4/1984), il tempo convenzionale minimo di attraversamento del percolato attraverso sistemi di impermeabilizzazione, assimilando cautelativamente il problema al contenimento di rifiuti tossici e nocivi (discariche di 2ª categoria tipo C), è di 150 anni per il fondo del contenitore, valutato ipotizzando un gradiente idraulico unitario .

In particolare il tempo di attraversamento, considerando il percorso che una particella d'acqua deve compiere per aggirare il diaframma plastico, può essere stimato come:

$$t = \frac{2a}{K} > 150 \text{ anni}$$

essendo:

- **K** la permeabilità verticale delle marne;
- **a** l'approfondimento del diaframma considerato corrispondente all'immorsamento del diaframma stesso al di sotto della protezione laterale data dai diaframmi in cls;
- **2a** il percorso verticale minimo nella marna compatta circostante il diaframma, per la migrazione all'esterno di una particella; cautelativamente viene trascurato il tratto di 1.0 m di percorso orizzontale nella marna alla base del diaframma.

L'andamento dell'approfondimento **a** in funzione delle permeabilità, per un tempo di rilascio di 150 anni, è riportato nel grafico di **figura 8**.

Per la verifica si è fatto riferimento ai valori di permeabilità misurati nel corso della campagna indagini effettuata tra il luglio e il settembre 2001 e delle campagne di indagini realizzate precedentemente nelle aree di interesse alla presente progettazione (cfr. relazione Geotecnica ns. rif.: **06528-021R02**).

L'immorsamento del diaframma all'interno del substrato litoide è stato valutato pesando le permeabilità rilevate in funzione delle caratteristiche della marna descritte nelle stratigrafie eseguite allegate alla relazione Geotecnica. Così facendo non si è fatto riferimento ad un valore medio di permeabilità, ma si è introdotto il coefficiente di permeabilità equivalente, secondo il quale un substrato a diversa permeabilità può essere assimilato ad un sistema in serie. Il coefficiente di permeabilità ad esso relativo è funzione delle permeabilità rilevate all'interno del substrato e delle aree interessate da ogni valore secondo la formula seguente:

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{H} \cdot \sum_i^n \frac{H_i}{K_i}$$

in cui **k** rappresenta la permeabilità equivalente, **H** lo spessore totale dello strato di interesse, **H_i** lo spessore dello strato caratterizzato dalla permeabilità **K_i**.

Per assegnare la permeabilità desunta da una delle prove eseguite ad un tratto di marna e, per valutare l'eventuale presenza di piani di debolezza all'interno del substrato marnoso, che potrebbero comportare aumenti locali di permeabilità, è stato valutato l'andamento dell'indice RQD (si vedano i profili geotecnici, tav. **06528-021D14-D18**).

Analogamente, si può calcolare il tempo di rilascio attraverso il diaframma plastico, tramite la seguente formula:

$$t = \frac{S_{miscela}}{k_{miscela}} + \frac{S_{telo}}{k_{telo}} > 150 \text{ anni}$$

Inserendo i seguenti valori:

- $S_{miscela}$ 100 cm, pari allo spessore del diaframma in progetto, uguale per ogni tipologia;

- $k_{\text{miscela}} 2 \times 10^{-8}$ cm/sec , valore assunto per la permeabilità della miscela acqua cemento bentonite, a maturazione avvenuta;
- $s_{\text{telo}} 0,25$ cm, pari allo spessore del telo in HDPE;
- $k_{\text{telo}} 5 \times 10^{-12}$ cm/sec valore assunto per il coefficiente di permeabilità di Darcy dell'HDPE calcolato dai dati di trasmissione del vapore acqueo (normalmente 1×10^{-12} cm/sec);

si ottiene un tempo di attraversamento pari a 1.744 anni.

In seconda istanza si è ritenuto opportuno verificare l'entità di un eventuale portata di rilascio che, secondo i suggerimenti forniti dall'E.P.A (U.S.), deve essere contenuta al di sotto di una soglia quantificabile in $2-8$ l/m² per anno.

In particolare, ipotizzando che si verifichi un ristagno di acqua inquinata a ridosso del diaframma con un battente di 1 m, il rilascio di portata conseguente può essere valutato sfruttando la legge di Darcy secondo cui:

$$q = K \frac{dH}{2a}$$

dove **k** rappresenta la permeabilità dello substrato litoide, **dH** è il battente idrico ipotizzato ed **a** l'immorsamento del diaframma all'interno della marna. Può essere utile ricordare che si è in presenza di materiali non omogenei, e pertanto le perdite di carico assumono entità differenti a seconda dello strato in esame. In virtù di questa considerazione, è possibile verificare se il gradiente relativo alle aree a permeabilità minore è trascurabile rispetto agli altri, e di conseguenza il problema possa essere affrontato trascurando l'esistenza di tale strato che comunque non è in grado di opporre resistenza.

Questa verifica è stata effettuata sfruttando l'equazione di continuità, secondo cui la portata transitante all'interno degli strati a diversa permeabilità deve essere la stessa, cioè:

$$v_1 = k_1 \cdot i_1 = v_2 = k_2 \cdot i_2 = v_3 = k_3 \cdot i_3$$

in cui **k₁** ed **i₁** rappresentano rispettivamente la permeabilità ed il gradiente relativo allo strato alluvionale sede del ristagno d'acqua, mentre **k₂**, **i₂**, **k₃** e **i₃** sono i parametri relativi agli strati marnosi a diversa permeabilità.

Qualora ciò non succedesse, è necessario individuare una permeabilità equivalente, come già illustrato per la stima dell'immorsamento utilizzando la medesima formula:

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{H} \cdot \sum_i^n \frac{H_i}{K_i}$$

4.1.3 Linee progettuali

Come scelta progettuale generale, si è assunto:

- di aumentare l'immorsamento supplementare di 0,50 m oltre a quanto imposto e necessario al fine dell'ottenimento di un periodo di migrazione > di 150 anni;
- di adottare un profilo di fondo del diaframma che segua l'andamento del tetto della marna, con variazione della profondità di immorsamento in funzione delle caratteristiche di permeabilità, garantendo sempre un immorsamento maggiore od uguale a quanto previsto;
- di mantenere un approfondimento di almeno 2 metri (1.5 m +0.5 m di franco tecnologico) dalla base dei diaframmi in c.a. del muro; analogamente, sono stati mantenuti almeno 2 metri di approfondimento dal piano di eventuali discontinuità nel substrato della marna litoide;
- di effettuare variazioni di profondità compatibili con le dimensioni dei teli in HDPE contenuti nei diaframmi (larghezza di fornitura 2.5-5.0 m).

Nelle tabelle 1 e 2 sono riportati i risultati delle verifiche effettuate secondo quanto esposto nel **paragrafo 4.1.2.**

4.2 Diaframma drenante

Il diaframma drenante sarà costituito da una tubazione in HDPE posta alla quota più bassa, da un riempimento in materiale drenante selezionato per un'altezza di almeno 3.0 metri, il tutto avvolto da un geotessuto a maglia larga del peso di 100 g/m² con funzione di filtro.

Il riempimento a quote superiori sarà costituito da materiale di riporto granulare lavato ed in sommità si prevede di porre in opera un tampone in argilla compattata di 1 metro di spessore. Per l'emungimento delle acque di falda interna intercettate dalla trincea saranno realizzati dei pozzi di estrazione, distribuiti lungo lo sviluppo longitudinale della stessa ed attrezzati con elettropompe sommerse ad innesco automatico dotate di tutti i sistemi di sicurezza adottati nei pozzi attualmente in funzione nelle altre parti della cinturazione. I pozzi saranno posizionati in sede di progettazione esecutiva con passo 50/120 m in base alla conformazione del tetto della marna litoide e alle tipologie ed estensione delle opere.

La quota di fondo del diaframma drenante verrà tracciata sulla base del profilo del tetto della marna che verrà individuato secondo le indicazioni fornite dalle indagini geognostiche propedeutiche alla progettazione esecutiva degli interventi (cfr. relazione geotecnica **06528-021R02**) e dallo scavo del muro, tenendo conto che il diaframma dovrà raggiungere il tetto della marna litoide e che dovrà essere mantenuta una pendenza minima del fondo (0.5%) verso i pozzetti di raccolta.

4.2.1 Dimensionamento diaframma drenante

Tubazione drenante ed elettropompe sono state dimensionate calcolando la portata drenata dal diaframma drenante.

Si ipotizza come condizione di calcolo estremamente cautelativa un livello di falda di altezza 3 m sopra lo strato di marna impermeabile, a 10 m dalla trincea ed in condizioni di regime permanente.

La portata per unità di lunghezza del diaframma vale (DUPUIT):

$$q = K \cdot (H^2 - h^2) / 2L \text{ [l/s x m]}$$

con:

K = permeabilità dello strato alluvionale

H = livello piezometrico indisturbato (3 m secondo le ipotesi cautelative adottate)

h = livello piezometrico in corrispondenza del diaframma (0 m secondo le ipotesi cautelative adottate)

L = distanza alla quale non si risente l'effetto del diaframma (assunto pari a 10 m).

Il valore così stimato deve essere quindi confrontato con la portata smaltibile da un tubo DE250 mm, che è la sezione del tubo posto all'interno del diaframma per il drenaggio delle acque. Tale portata è così quantificabile:

$$Q = \frac{87 \cdot \sqrt{R}}{(\sqrt{R} + f)} \cdot A \sqrt{R} \cdot i$$

dove:

Q = portata della sezione (m³/s)

A = area della sezione bagnata (supponendo il tubo pieno a metà) = 0.025 m²

R = raggio idraulico = 0.0625 m

i = pendenza del tubo

f = coefficiente di scabrezza per tubi lisci = 0.25.

Perché il diaframma possa essere considerato ben dimensionato e quindi in grado di garantire la raccolta e lo smaltimento delle acque sotterranee, la capacità di deflusso della tubazione drenante deve risultare maggiore della portata drenata.

Nella tabella 3 sono riportate le verifiche eseguite.

4.3 Muri

Il muro di sostegno sarà realizzato in conglomerato cementizio di classe $R_{ck} \geq 30\text{MPa}$ armato con acciaio FeB44k ed avrà una sezione tale da proteggere il diaframma plastico dal punto di vista meccanico, con particolare riferimento alle piene del fiume Bormida ed alla relativa azione erosiva.

L'opera sarà dotata di giunti con "water-stop" posti ad adeguato interasse (15-20 m), per evitare fessurazioni legate al ritiro ed alle variazioni termiche del calcestruzzo; inoltre, soprattutto per la parte di struttura sotto falda, tali giunti garantiranno una buona tenuta idraulica ad ulteriore integrazione del diaframma plastico.

4.3.1 Dimensionamento muri arginali

Il dimensionamento dei muri arginali è stato effettuato secondo i normali metodi proposti dalla normativa italiana, e comunque in modo conservativo e a favore di sicurezza.

Le verifiche sono state effettuate in accordo con quanto indicato nel Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici n. 47 dell'11/3/88 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

In riferimento alle prescrizioni di tale decreto, sono state verificate le opere in progetto in accordo (paragrafo E.3 D.M. '88) sia con quanto previsto dalla normativa sulle dighe (D.M. n° 1574/30 del 24/03/82 "Norme tecniche per la progettazione e costruzione delle dighe di sbarramento"), sia con quanto indicato al paragrafo D.4 (D.M. '88).

In particolare per le sezioni più critiche sono stati considerati, ove compatibili con i casi trattati, i parametri di riferimento indicati nel citato D.M. '82 ai paragrafi:

- C) "Dighe murarie in generale";
- D) "Dighe ordinarie a gravità";
- Del paragrafo H ("Dighe di materiali sciolti") si è considerato il valore limite per il fattore di sicurezza nelle analisi di stabilità globale ($F_s=1.4$ a serbatoio pieno).

Sono state inoltre effettuate (paragrafo D.4 del citato DM dell'88):

1. verifiche di stabilità globale;
2. verifiche di stabilità locale:
 - a) verifica allo scorrimento;
 - b) verifica al ribaltamento;
 - c) verifica della capacità portante.

Nel seguito vengono brevemente descritte le metodologie adottate per ciascuna delle analisi effettuate. Si precisa inoltre che la zona oggetto di studio non è classificata come zona sismica.

1. Le verifiche di stabilità globale sono state eseguite con il metodo cosiddetto "dell'equilibrio limite". Il metodo consiste nell'individuare diverse possibili superfici di scivolamento coinvolgenti uno o più materiali e nell'analizzare, per ciascuna di esse, l'equilibrio allo scivolamento del cuneo di materiali sovrastanti, considerato come rigido.

La superficie di scivolamento alla quale corrisponde il coefficiente di sicurezza (F_s) minimo è detta "superficie critica"; nel caso di $F_s=1$ la superficie critica corrisponde ad una superficie di rottura.

Tra i vari metodi "dell'equilibrio limite" si è optato per il metodo di Bishop, implementato tramite il codice di calcolo "SLOPE/W", distribuito dalla Geo-Slope International, Canada.

A partire da un insieme di centri disposti su una griglia definita dall'utente, il programma genera ed analizza superfici di scorrimento a generatrice circolare a cui viene imposta la tangenza a una serie di rette, anch'esse definite dall'utente. La normativa vigente per le opere di sostegno (D.M. 47 dell'11/3/88) prevede una soglia minima del coefficiente di sicurezza pari a 1.3. La normativa sulle opere arginali e sulle dighe (D.M. del 24/03/82) considera come fattore di sicurezza minimo $F_s=1.4$.

Nella presente progettazione è stato quindi considerato il valore $F_s=1.3$ in tutti i casi di verifica dei muri come opera di sostegno di terreno; il valore di 1.4 è stato invece adottato per le verifiche dei muri come opere arginali, con funzione, cioè, di contrasto alla spinta dell'acqua.

Le verifiche delle sezioni più significative sono contenute nell'allegato B.

In particolare sono state analizzate le sezioni 11, 18 e 23 ed i coefficienti di sicurezza ottenuti sono rispettivamente 4.19, 7.97 e 4.46, cioè molto superiori al minimo ammissibile.

2. Le verifiche di stabilità locale sono state eseguite mediante il metodo "dell'equilibrio limite" secondo la teoria di Coulomb. In particolare sono stati calcolati:

- 2a) il fattore di sicurezza allo scorrimento lungo il piano di posa del muro, determinato risolvendo l'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale. Tale fattore, pari al rapporto tra la sommatoria delle forze resistenti e la somma delle forze di scorrimento nella direzione dello scorrimento, deve risultare ≥ 1.3 , secondo quanto prescritto dalla normativa vigente (D.M. 47/88). Ai fini di questa verifica, in accordo con i contenuti del citato D.M., la resistenza del terreno antistante il muro è stata considerata con valori pari al 50% della resistenza passiva.
- 2b) Il fattore di sicurezza al ribaltamento, calcolato come rapporto tra il momento delle forze stabilizzanti ed il momento delle forze ribaltanti, deve essere ≥ 1.5 .
- 2c) Il fattore di sicurezza alla capacità portante è stato calcolato con la formula seguente:

$$F_S = \frac{q_{LIM} - q_0}{\delta_m - q_0}$$

e la valutazione del carico limite è stata effettuata con il metodo di Brinch-Hansen, secondo il quale:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

ove:

- B' rappresenta la larghezza effettiva equivalente, ossia la larghezza ridotta in funzione dell'eccentricità della risultante dei carichi.
- N_γ , N_c ed N_q rappresentano i fattori di capacità portante e sono dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio; essi sono stati valutati con le espressioni ricavate analiticamente da Prandtl (1921) e Reissner (1924) per N_c ed N_q e da Caquot e Kérisel per N_γ .
- s_γ , s_c ed s_q rappresentano i fattori di forma della fondazione e sono state adottate le formule per fondazioni rettangolari; i_γ , i_c ed i_q sono fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico e sono stati calcolati con le formule empiriche di Vesic.

- b_γ , b_c e b_q sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione (nei casi analizzati è stata considerata orizzontale); g_γ , g_c e g_q tengono conto invece dell'inclinazione del piano campagna e sono ricavati in modo analogo a quanto visto per il fattore di inclinazione i .
- d_c e d_q dipendono dalla profondità del piano di posa e sono state calcolati con le formule di Brinch-Hansen e De Beer e Ladanyi.

In base al DM 47/88 il fattore di sicurezza relativo al carico limite dell'insieme fondazione - muro deve risultare ≥ 2 .

La progettazione dei muri è stata condotta considerando la duplice funzione che questi assolvono. In primo luogo tali opere devono garantire la salvaguardia dello stabilimento da una possibile esondazione del fiume Bormida all'interno dello stabilimento: per questo scopo i muri sono stati verificati e progettati per sostenere la spinta dell'acqua del fiume la cui altezza è stata valutata in condizioni di piena ($Q=1750 \text{ m}^3/\text{sec}$) incrementata di un metro di franco.

Gli stessi muri, nel contempo, devono garantire un adeguato grado di stabilità nella condizione di scavo per eventuale bonifica dei terreni in alveo. Questa seconda funzione di sostegno delle terre a tergo ha necessitato di verifiche di stabilità indipendenti. L'ipotesi formulata in questo caso è stata quella di scavo fino alla marna per bonifica dei terreni in area golenale e sostegno a gravità delle terre retrostanti (lato stabilimento).

E' importante sottolineare come in entrambi i casi descritti non intervenga nelle verifiche il fenomeno della filtrazione (verifiche a sifonamento): questo è legato al disegno stesso dell'opera, che comprende un taglione (diaframma plastico) impermeabile, che annulla completamente la possibilità che si inneschi un fenomeno di filtrazione al di sotto dell'opera in progetto.

Da rilevare che i muri progettati sono stati verificati come semplici muri a gravità, cioè nel dimensionamento delle opere non si è tenuto conto della presenza delle opere provvisoriale (paratie tirantate in zone 1b e 3).

Segue una descrizione dettagliata delle diverse tipologie di opere ed una sintesi di tutte le verifiche condotte. Queste si riferiscono principalmente alla condizione di

sostegno delle terre a tergo (lato stabilimento) nel caso più critico in cui ci sia assenza di terreno alluvionale lato fiume (condizione di bonifica esterna) e presenza di un sovraccarico di 10kPa all'interno. La verifica dell'opera nei confronti della spinta dell'acqua del fiume in condizioni di piena è stata effettuata nelle condizioni più critiche da un punto di vista geotecnico.

Si sottolinea come le verifiche effettuate non contemplino la possibilità di scavo di terreno all'interno dello stabilimento fino alla marna e fino ai piedi del muro arginale. Di una tale ipotesi occorre tenere conto nel caso di bonifica dei terreni all'interno dell'area BORMIA. In quel caso occorrerà sempre mantenere a ridosso dei muri arginali un cuneo di terreno con dimensioni simili a quelle del caso di bacino vuoto a tergo del muro, per contrastare la spinta dell'acqua (cioè si dovrà mantenere un prisma di terreno largo 6.0 m in sommità e poi con scarpa 1:1 fino alla quota della marna).

Se si manifestasse la necessità di rimuovere tale cuneo di materiale si adotterà una procedura per conci dell'ordine di una decina di metri.

4.4 Tipologie di intervento

4.4.1 Tipologia 0 di intervento

L'opera (vedi Tavv. **06528-021D21/D44/D60**) si compone di un muro in calcestruzzo armato realizzato a cavallo del diaframma plastico esistente con il duplice scopo di scongiurare nella zona il rischio di esondazione e di proteggere il diaframma plastico esistente. Il fusto del muro viene mantenuto di altezza uguale a quello esistente (circa 2.7 metri) anche se le altezze d'acqua calcolate per la zona in oggetto sono del tutto esigue. Non sono previsti interventi di bonifica interna o esterna mediante scavo se non con la realizzazione di adeguate opere di sostegno provvisori da progettarsi specificatamente in relazione all'intervento da effettuare.

Le verifiche geotecniche conducono ai seguenti risultati:

Condizione di Carico	Coefficiente di Sicurezza		
	Scorrimento	Ribaltamento	Cap. Portante
Esercizio	1.44	5.11	3.49
Fiume in piena	1.47	19.46	3.54

4.4.2 Tipologia 1 d'intervento

L'opera (vedi Tavv. **06528-021D21/D45/D46/D61**) si compone di un muro in calcestruzzo armato fondato direttamente su marna litoide. La sua forma 'a sedia' è progettata in modo tale da garantire la stabilità dell'opera rispetto alla spinta delle terre retrostanti. Il manufatto descritto sarà completato da un diaframma plastico integrato nell'opera in calcestruzzo e da un diaframma drenante retrostante posto tra la berlinese ed il muro di sostegno in c.a. avente una larghezza di 1 m.

In fase di esecuzione dell'opera è prevista la realizzazione di una paratia tirantata con due ordini di tiranti come opera provvisoria (berlinese) avente la finalità di garantire uno spazio opportuno per la realizzazione del manufatto definitivo.

Si prevede un allargamento delle sezioni idrauliche interessate dal manufatto descritto, con asportazione totale dello strato alluvionale sovrastante la marna, fino alla linea dei diaframmi plastici esistenti. Questi ultimi verranno demoliti per il loro tratto più superficiale e sigillati in testa in modo tale da mantenerne l'efficienza.

La sistemazione definitiva della zona descritta conterà quindi di una doppia barriera impermeabile. I diaframmi drenanti esistenti potranno essere mantenuti o demoliti a seconda della loro posizione rispetto all'opera in progetto.

L'opera descritta sarà completata da una protezione antiersiva in massi naturali: tale scogliera si raccorderà con quella realizzata per la zona Parshall.

Per garantire l'accesso alla zona 'Basso Piave' dallo stabilimento è in progetto la realizzazione di una pista che, a partire dall'accesso Basso Piave, si estenderà per circa 60 metri fino in zona alveo: per tali zone è stata disegnata una tipologia specifica di intervento (sezione tipo 1A) per motivi esecutivi. In questo caso il muro arginale in progetto avrà i diaframmi in C.A. di fondazione più profondi a fronte di un fusto di dimensioni più limitate. Il tutto contribuirà a rendere ancora più stabile l'opera in progetto.

All'estremità di monte l'opera in progetto verrà raccordata con quella realizzata per la zona Parshall. Tale collegamento riguarderà sia i diaframmi (plastico e drenante), che la scogliera antiersiva. L'idea è quella di realizzare così un'opera continua e uniforme da un punto di vista sia idraulico, che idrogeologico.

All'estremità di valle l'opera verrà raccordata con la tipologia 0 di intervento (diaframma plastico esistente ed opera arginale da realizzare).

4.4.2.1 Muro

L'opera di sostegno definitiva è stata verificata in modo da risultare stabile staticamente senza considerare il contributo dato dalle opere di sostegno provvisori: i tiranti di ancoraggio della Berlinese, infatti, non hanno una funzione definitiva, ma solo temporanea, per permettere l'esecuzione dell'opera definitiva.

Per le verifiche effettuate, e cioè per le verifiche locali allo slittamento, al ribaltamento ed alla capacità portante e per la verifica di stabilità globale, si è fatto riferimento alle caratteristiche geometriche della sezione di volta in volta più penalizzante per la singola verifica.

Per quanto riguarda l'altezza di falda utilizzata per le verifiche, si è adottato un battente d'acqua di ≈ 2 m sul livello della marna: tale ipotesi risulta cautelativa in quanto non tiene conto dell'azione delle trincee drenanti in progetto a ridosso delle opere. In realtà tali trincee contribuiranno a mantenere il livello della falda a tergo delle opere in progetto sempre pressoché nullo.

Il fattore di sicurezza al ribaltamento è stato calcolato, come più volte ribadito, facendo il rapporto tra il momento delle forze stabilizzanti ed il momento delle forze ribaltanti. Il contributo delle forze stabilizzanti è attribuibile al peso del

muro, al 50% della spinta passiva del terreno ed al peso del terreno stesso sulla suola del muro per la tipologia 1b (nella tipologia 1a il piede non c'è); è stato invece trascurato il contributo determinato dal diaframma plastico. Il momento destabilizzante è invece dovuto alla spinta esercitata dal terreno e dall'acqua.

Il fattore di sicurezza allo scorrimento tiene conto delle azioni normali e tangenziali al muro. Per quanto riguarda il contributo stabilizzante, si sono considerati il peso del muro, del terreno sulla suola e la componente verticale della spinta del terreno a tergo; è stato inoltre considerato il contributo dovuto alla spinta passiva del terreno a valle ridotto al 50% come richiesto dalla normativa.

I medesimi parametri sono stati adottati anche per il calcolo della capacità portante.

Una volta terminata l'opera le verifiche geotecniche per le quote attuali del terreno sono abbondantemente soddisfatte. Per eseguire invece le operazioni di bonifica esterna ed interna bisogna seguire le seguenti prescrizioni, diverse per la tipologia 1A e tipologia 1B.

Tipologia 1A:

- per eseguire la bonifica esterna (asportazione di tutto il materiale fino alla marna litoide) bisogna abbassare il livello del terreno all'interno di 1.4 m rispetto allo stato attuale: con quest'accorgimento è possibile eseguire tutta l'operazione in un'unica fase, senza dover ricorrere alla tecnica dei concii;
- per eseguire la bonifica interna bisogna innalzare di 0.5 m il livello interno del terreno rispetto allo stato attuale e lasciare il solito cuneo di terreno con pista larga 6.0 m e poi scarpa 1:1 fino alla marna: anche in questo caso è così possibile eseguire tutta l'operazione in un'unica fase, senza dover ricorrere alla tecnica dei concii. Se però si volesse bonificare anche il cuneo di terreno di cui sopra è obbligatorio il ricorso alla tecnica della lavorazione a campioni di una decina di metri.

Tipologia 1B:

- per eseguire la bonifica esterna se necessario si può anche innalzare il livello del terreno all'interno di 0.5 m rispetto allo stato attuale: in ogni caso è possibile

eseguire tutta l'operazione in un'unica fase, senza dover ricorrere alla tecnica dei conci;

- per eseguire la bonifica interna bisogna innalzare di 1.1 m il livello interno del terreno rispetto allo stato attuale e lasciare il solito cuneo di terreno con pista larga 6.0 m e poi scarpa 1:1 fino alla marna: anche in questo caso è così possibile eseguire tutta l'operazione in un'unica fase, senza dover ricorrere alla tecnica dei conci. Se però si volesse bonificare anche il cuneo di terreno di cui sopra è obbligatorio il ricorso alla tecnica della lavorazione a campioni di una decina di metri.

4.4.3 Tipologia 2 d'intervento

Tale tipologia di intervento costituisce un adeguamento dell'opera eseguita per la zona Parshall alle altezze d'acqua calcolate per la portata di progetto di 1750 m³/sec e incrementate di 1 metro di franco; si prevede un innalzamento del muro esistente (vedi Tavv. **06528-021D21/D47/D62**).

Questa tipologia è caratterizzata dalla presenza di bacini retrostanti l'opera che al momento sono pieni o vuoti a seconda delle esigenze, ma che al termine dei lavori saranno riempiti di terreno.

Per quanto riguarda l'altezza di falda utilizzata per le verifiche, si è adottato un battente d'acqua di ≈ 2 m sul livello della marna: tale ipotesi risulta cautelativa in quanto non tiene conto dell'azione delle trincee drenanti in progetto a ridosso delle opere. In realtà tali trincee contribuiranno a mantenere il livello della falda a tergo delle opere in progetto sempre pressoché nullo.

Solo per questa tipologia nelle verifiche si è adottato un angolo d'attrito per il terreno di 35°: ciò è giustificato dal fatto che i bacini esistenti sono stabili con un angolo rispetto all'orizzontale di 45°.

Ad opera ultimata le verifiche geotecniche al ribaltamento in condizione di piena del fiume non sarebbero soddisfatte: per garantire il valore minimo di legge del coefficiente di sicurezza è allora necessario innalzare di 2.5 m la pista esistente prima del completamento dell'opera (dal punto di vista di continuità idraulica delle opere), mantenendo una larghezza di 6.0 m in sommità e la scarpa di 1:1 fino alla marna.

In tali condizioni (pista innalzata di 2.5 m) è possibile eseguire la bonifica esterna in un'unica fase, cioè senza dover ricorrere alla tecnica dei conci.

Per eseguire la bonifica interna del cuneo di terreno esistente è invece obbligatorio il ricorso alla tecnica della lavorazione a campioni di una decina di metri.

4.4.4 Tipologia 3 d'intervento

L'opera (vedi Tavv. **06528-021D23/D48/D63**) ha tipologia del tutto simile a quella descritta per l'intervento di tipo 1b e quindi si compone di un muro 'a sedia' in calcestruzzo, integrato con un diaframma plastico ed uno drenante, il tutto protetto da una scogliera antistante. La tipologia di intervento in oggetto è subordinata all'asportazione dei rilevati esistenti nei tratti di interesse e successiva riprofilatura della zona golenale fino alla quota sommitale delle trincee o diaframmi drenanti esistenti o in progetto per le zone adiacenti.

Per il primo tratto in esame si prevede di raccordare l'opera descritta con quella della zona Parshall ad un'estremità e con quella prevista dalla progettazione esecutiva¹ nella zona B-C dall'altra; per quanto riguarda il secondo tratto l'opera dovrà raccordarsi con quelle in progetto nelle zone adiacenti ed oggetto di questo stesso studio. Tali collegamenti dovranno garantire all'opera continuità ed uniformità sia da un punto di vista idraulico, come protezione rispetto al rischio di esondazione, che idrogeologico, come isolamento idraulico del sito e controllo dei livelli di falda.

4.4.4.1 Muro

L'opera di sostegno definitiva è stata verificata in modo da risultare stabile staticamente senza considerare il contributo dato dalle opere di sostegno provvisori: i tiranti di ancoraggio della Berlinese, infatti, non hanno una funzione definitiva, ma solo temporanea, per permettere l'esecuzione dell'opera definitiva.

¹ "opere di contenimento e drenaggio zone A-B, B, B-C, C-D, D-E" (ns. rif. 5756022).

Per le verifiche effettuate, e cioè per le verifiche locali allo slittamento, al ribaltamento ed alla capacità portante e per la verifica di stabilità globale, si è fatto riferimento alle caratteristiche geometriche della sezione di volta in volta più penalizzante per la singola verifica.

Per quanto riguarda l'altezza di falda utilizzata per le verifiche, si è adottato un battente d'acqua di ≈ 2 m sul livello della marna: tale ipotesi risulta cautelativa in quanto non tiene conto dell'azione delle trincee drenanti in progetto a ridosso delle opere. In realtà tali trincee contribuiranno a mantenere il livello della falda a tergo delle opere in progetto sempre pressoché nullo.

Una volta terminata l'opera le verifiche geotecniche per le quote attuali del terreno sono abbondantemente soddisfatte.

Per eseguire le operazioni di bonifica esterna si può anche innalzare il livello interno del terreno di 2.6 m rispetto allo stato attuale: in ogni caso è possibile eseguire tutta l'operazione in un'unica fase, senza dover ricorrere alla tecnica dei conci.

Per eseguire la bonifica interna bisogna innalzare di 2.1 m il livello interno del terreno rispetto allo stato attuale e lasciare il solito cuneo di terreno con pista larga 6.0 m e poi scarpa 1:1 fino alla marna: anche in questo caso è così possibile eseguire tutta l'operazione in un'unica fase, senza dover ricorrere alla tecnica dei conci. Se però si volesse bonificare anche il cuneo di cui sopra è obbligatorio il ricorso alla tecnica della lavorazione a campioni di una decina di metri.

4.4.5 Tipologia 4 d'intervento

L'opera (vedi Tavv. **06528-021D25/D49/D64**) si distingue dalle altre fino ad ora analizzate: la tipologia di intervento costituisce un adeguamento dell'opera progettata¹ per la zona B-C alle nuove condizioni di portata (altezze d'acqua per 1750 m³/sec, più un metro di franco) e prevede un innalzamento ed un ispessimento del muro da realizzare.

Tutte le verifiche geotecniche sono soddisfatte con coefficienti di sicurezza superiori ai minimi di legge.

4.4.6 Tipologia 5 d'intervento

L'opera (vedi Tavv. **06528-021D25/D27/D50/D65/D66**) ha tipologia del tutto simile a quella descritta per l'intervento di tipo 1a e quindi si compone di un muro 'a sedia' in calcestruzzo, integrato con un diaframma plastico ed uno drenante, il tutto protetto da una scogliera antiersiva: unica differenza è la larghezza del piede, ora di 3.1m (prima 2.6m).

L'opera descritta sarà completata da una protezione antiersiva in massi naturali, già prevista nel progetto esecutivo¹ ed in questa sede arretrata in conseguenza all'allargamento delle sezioni.

4.4.6.1 Muro

Per quanto riguarda l'altezza di falda utilizzata per le verifiche, si è adottato un battente d'acqua di ≈ 2 m sul livello della marna: tale ipotesi risulta cautelativa in quanto non tiene conto dell'azione delle trincee drenanti in progetto a ridosso delle opere. In realtà tali trincee contribuiranno a mantenere il livello della falda a tergo delle opere in progetto sempre pressoché nullo.

Una volta terminata l'opera le verifiche geotecniche per le quote attuali del terreno sono soddisfatte.

Per eseguire le operazioni di bonifica esterna si può anche innalzare il livello interno del terreno di 0.5 m rispetto allo stato attuale: in ogni caso è possibile eseguire tutta l'operazione in un'unica fase, senza dover ricorrere alla tecnica dei conci.

Per eseguire la bonifica interna bisogna innalzare di 3.0 m il livello interno del terreno rispetto allo stato attuale e lasciare il solito cuneo di terreno con pista larga 6.0 m e poi scarpa 1:1 fino alla marna: anche in questo caso è così possibile eseguire tutta l'operazione in un'unica fase, senza dover ricorrere alla tecnica dei conci. Se però si volesse bonificare anche il cuneo di cui sopra è obbligatorio il ricorso alla tecnica della lavorazione a campioni di una decina di metri.

4.4.7 Tipologia 7 d'intervento

L'opera (vedi Tavv. **06528-021D29/D51/D67**) si compone di un muro a mensola in calcestruzzo armato a cui viene addossato un rilevato in terreno naturale in grado di sostenere la spinta idraulica di progetto.

Si prevede di raccordare l'opera descritta con quella descritta nella tipologia 5 di intervento. Tale collegamento dovrà garantire all'opera continuità idraulica come protezione rispetto al rischio di esondazione.

Le verifiche geotecniche conducono ai seguenti risultati:

Condizione di Carico	Coefficiente di Sicurezza		
	Scorrimento	Ribaltamento	Cap. Portante
Esercizio	2.92	>75	11.9
Fiume in piena	1.88	1.98	18.2

Per tale opera non sono previsti interventi di bonifica mediante scavo a monte e a tergo.

4.4.8 Dimensionamento strutturale

Per il dimensionamento di tutte le opere si dovranno analizzare i casi limite già visti per le verifiche geotecniche (bonifica esterna ed interna del sito) oltre allo stato alla fine dei lavori (da sottolineare la presenza di un sovraccarico di 10 kPa interno nei casi in cui si aumentano le sollecitazioni).

Nel caso di bonifica esterna il livello interno del terreno è quello attuale o quello indicato nelle singole tipologie se diverso, mentre all'esterno si ha solo la marna litoide non alterata; il coefficiente di spinta del terreno è quello attivo.

Nel caso di bonifica interna il livello esterno del terreno è quello attuale con il fiume in sommità alla paratia mentre all'interno il livello del terreno è quello

attuale o quello indicato nelle singole tipologie se diverso; il coefficiente di spinta è attivo per il terreno esterno mentre è passivo per quello interno.

Dove il terreno agisce con il coefficiente di spinta attiva la marna non spinge mentre dove il terreno agisce con il coefficiente di spinta passiva anche la marna agisce con il coefficiente di spinta passiva.

Essendo prevista la possibilità di una bonifica interna totale con lavorazione a campioni di una decina di metri è opportuno disporre un'adeguata armatura per quest'ultima condizione di carico, e verificare in dettaglio le condizioni di stabilità locali e globali delle opere in relazione alla metodica ed alla successione di scavo.

4.5 Opere strutturali provvisionali

Sono previste paratie di micropali tirantati ("Berlinesi") a sostegno degli scavi durante le lavorazioni per la realizzazione delle tipologie 1b e 3. Le verifiche di tali opere sono state condotte, con riferimento alle sezioni maggiormente sollecitate, con il programma di calcolo Paratie (versione 5.1). Tale programma consente di simulare la spinta del terreno a tergo della paratia durante le varie fasi di scavo e quindi di ricavare le sollecitazioni agenti sulle strutture.

4.6 Berlinese 1b

Tale berlinese sarà realizzata con micropali (3 al metro) di lunghezza variabile armati con tubi di diametro 139.7mm sp.8mm, tirantata con due ordini di tiranti posti ad interasse 5m (il primo ordine a 2m dalla testa dello scavo, il secondo ordine a 4m dal primo ordine) e chiodata nello strato marnoso con barre poste ad interasse 2.5m. Per i dettagli si vedano le tavole **06528-021D53/D54/D55**.

La sezione critica considerata nelle analisi è quella in corrispondenza dello scavo di altezza maggiore (11.5m circa); nelle analisi è stata considerata la stratigrafia locale del terreno (quota del tetto marnoso a 9.4m dal p.c.), e la presenza di un sovraccarico di 1ton/m sulla pista interna a tergo della paratia.

Le sollecitazioni risultanti sono comunque tali da risultare compatibili con i materiali utilizzati; i diagrammi delle sollecitazioni e le verifiche dei micropali e delle travi di ripartizione (2HEA300) sono riportati in **Allegato C**.

4.7 Berlinese 3

Anche questa berlinese sarà realizzata con micropali (3 al metro) di lunghezza variabile armati con tubi di diametro 139.7/8mm, tirantata con due ordini di tiranti posti ad interasse 5m (il primo ordine a 2m dalla testa dello scavo, il secondo ordine a 4m dal primo ordine).

La sezione critica considerata nelle analisi è quella in corrispondenza dello scavo di altezza maggiore (10.2m circa); nelle analisi è stata considerata la stratigrafia locale del terreno (quota del tetto marnoso a 8.1m dal p.c.), e la presenza di un sovraccarico di 10kN/m sulla pista interna a tergo della paratia.

Le sollecitazioni risultanti sono comunque tali da risultare compatibili con i materiali utilizzati; i diagrammi delle sollecitazioni e le verifiche dei micropali e delle travi di ripartizione (2HEA300) sono riportati in **Allegato C**.

4.8 Tiranti

L'idoneità della lunghezza del bulbo di ancoraggio nei confronti dello sradicamento è stata verificata in accordo al metodo proposto da Bustamante e Doix ("Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés", 1985), secondo il quale deve risultare:

$$F_s = \frac{\pi \cdot D_s \cdot L_s \cdot q_s}{T_L} \geq 1.8 \text{ (per tiranti provvisori),}$$

in cui D_s è il diametro del bulbo, L_s è la lunghezza del bulbo, q_s è l'attrito laterale unitario limite del tirante e T_L è la trazione limite del tirante.

Sia nel caso della Berlinese 1B che nel caso della Berlinese 3 i tiranti saranno ancorati interamente nello strato marnoso; assumendo, $q_s=0.2$ MPa, $D_s=\alpha \cdot D_d$ (con D_d diametro della perforazione e $\alpha=1.2$), risulta che il valore $L_s=9$ m soddisfa il requisito di progetto.

4.9 Cancelli

Verrà prevista la realizzazione di porte a tenuta idraulica in corrispondenza degli accessi BORMIA posti in corrispondenza della golena in destra orografica del fiume Bormida.

Nelle tavv. 06528-021D76a/b vengono illustrati gli schemi costruttivi, realizzati in carpenteria metallica.

Tutti gli elementi saranno in acciaio \geq Fe360B e protetti contro la corrosione mediante zincatura a caldo (interno / esterno per gli elementi scatolari).

La struttura mobile consisterà in ante in acciaio tamburate con pannelli di spessore \geq 1.5mm e nervature di irrigidimento poste all'interno: l'assemblaggio avverrà mediante saldatura a cordone d'angolo continuo (in particolare per l'accoppiamento lamiera - telaio, per i quali non si prevede l'uso di sigillanti siliconici per la tenuta idraulica).

Le nervature interne dovranno essere disposte in maniera tale garantire all'anta la conservazione della forma piana per permettere una perfetta battuta delle guarnizioni lungo i profili di tenuta (per escursioni termiche od urti).

Lo snodo tra le pareti mobili e la struttura in C.A. di sostegno (trave inferiore con funzione antisifonamento e stabilità e colonne di supporto ante) sarà costituita da cardini in acciaio con possibilità di manutenzione (ugello per ingrassaggio); si precisa che la geometria dei cardini raffigurati negli elaborati ha valore qualitativo.

La tenuta idraulica verrà affidata a guarnizioni in gomma neoprenica: è preferibile la loro applicazione sulle ante (lungo il lato inferiore ed quelli laterali), in quanto, se applicate alla struttura fissa, sarebbero facilmente soggette a danneggiamento al passaggio di mezzi. Le guarnizioni poggeranno contro profili in acciaio di battuta disposti lungo lo spigolo delle strutture di sostegno in C.A.; questi profili dovranno pertanto presentarsi con superficie liscia, anche nei punti di giunzione con saldatura.

La chiusura verrà assicurata da un chiavistello che potrà agire su tre punti di tenuta (in basso, al centro ed in sommità) e possibilità di collocare un blocco con lucchetto. In caso di evento di piena sono previste delle strutture reticolari di contrasto (puntoni) collegate alle ante e rivolte all'interno, che assorbiranno la spinta idraulica esercitata dal battente per trasferirla, attraverso piastre di ripartizione in acciaio, ai montanti in C.A.. I puntoni saranno incernierati all'anta, in modo da poter essere ripiegati verticalmente al fine di non creare ostacolo alla via di accesso quando il portone è aperto.

I cancelli verranno realizzati mantenendo le opere di fondazione previste per i muri della zona di competenza: per questo motivo per i cancelli valgono le medesime verifiche di stabilità globale e locale realizzate per le opere in calcestruzzo.

La struttura portante della porta a tenuta sarà realizzata in conglomerato cementizio di classe non inferiore a 30MPa additivato con idrofugo, impermeabilizzante e superfluidificante ed armato con acciaio FeB44k.

5. FASI ESECUTIVE

Le tavole **06528-021D56-D59** hanno la finalità di esplicitare le fasi esecutive più rappresentative delle diverse tipologie di opere in progetto. Nel seguito sono descritte nel dettaglio le fasi esecutive dei diversi interventi raggruppati secondo le tipologie di opere previste.

5.1 Tipologia d'intervento 1A (pista di accesso stabilimento)

Le fasi esecutive relative alla tipologia di intervento 1A per la zona pista di accesso allo stabilimento sono schematizzate in tavola **06528-021D56** e consistono in:

- spostamento tubazioni e linee elettriche, posa in opera del tratto di valle della scogliera protettiva, scavo e demolizione parziale del muro esistente;
- esecuzione diaframmi in C.A.;
- completamento demolizione del muro esistente e riempimento con malta plastica (acqua + cemento + bentonite + inerte);
- scavo e getto della miscela plastica indurente del diaframma plastico con posizionamento del telo in HDPE;
- esecuzione soletta di base del muro;
- completamento muro di sostegno, rimozione sigillatura provvisoria e completamento nuova trincea drenante;
- ripristino pista di accesso;
- realizzazione profilo definitivo e completamento scogliera antiersiva.

5.2 Tipologia d'intervento 1B

Le fasi esecutive relative alla tipologia di intervento 1B sono schematizzate in tavola **06528-021D57** e consistono in:

- spostamento tubazioni e linee elettriche ed esecuzione micropali e trave di coronamento;
- esecuzione trincea drenante provvisoria

- demolizione del muro esistente sino al piano campagna e realizzazione del primo ordine di tiranti;
- scavo e demolizione della restante parte di muro, realizzazione del secondo ordine di tiranti ed esecuzione di spritz beton (a richiesta della committente);
- posa della prima parte della scogliera protettiva costituita da massi naturali;
- completamento dello scavo per l'approfondimento dei diaframmi;
- cassetatura, armatura e getto in cls delle fondazioni del muro di sostegno fino alla quota sommitale del diaframma plastico. In questa fase saranno posizionati dei puntelli per sostenere i diaframmi in c.a. del muro;
- getto della miscela plastica indurente del diaframma plastico con posizionamento del telo in HDPE e realizzazione della prima parte della trincea drenante (fino alla quota sommitale del diaframma plastico);
- completamento del muro di sostegno in c.a. (piede e fusto);
- completamento della trincea drenante con posa dello strato di materiale di rinterro e tappo in argilla;
- posa di terreno di riporto per il ripristino del profilo spondale esterno e completamento della scogliera in massi naturali.

5.3 Tipologie d'intervento 2 e 4

Le fasi esecutive, relative alle ipotesi di intervento 2 e 4, consistono in:

- preparazione delle zone di muro dove attuare la ripresa di getto.
- cassetatura, armatura e getto in cls dei manufatti.

5.4 Tipologia d'intervento 3

Le fasi esecutive relative all'ipotesi di intervento 3 sono rappresentate in tavola **06528-021D58** e consistono in:

- pulizia della zona di esecuzione dei micropali;
- demolizione muro esistente, realizzazione primo ordine di tiranti ed esecuzione well – point (a richiesta della committente);
- esecuzione del secondo ordine di tiranti ed esecuzione di spritz – beton (a richiesta della committente);

- completamento dello scavo;
- cassetatura, armatura e getto in cls delle fondazioni del muro di sostegno fino alla quota sommitale del diaframma plastico. In questa fase saranno posizionati dei puntelliper sostenere i diaframmi in c.a. del muro;
- getto della miscela plastica indurente del diaframma plastico con posizionamento del telo in HDPE e realizzazione della prima parte della trincea drenante (fino alla quota sommitale del diaframma plastico);
- completamento del muro di sostegno in c.a. (piede e fusto);
- completamento della trincea drenante con posa dello strato di materiale di rinterro e tappo in argilla;
- posa di terreno di riporto per il ripristino del profilo spondale;

5.5 Tipologia d'intervento 5

Le fasi esecutive relative all'ipotesi di intervento 5 sono rappresentate in tavola **06528-021D59** e consistono in:

- scavo e demolizione del muro esistente;
- ripristino del piano di lavoro;
- esecuzione diaframmi in C.A.;
- esecuzione diaframma plastico definitivo;
- esecuzione base del muro;
- completamento del muro di sostegno, rimozione sigillatura provvisoria del diaframma drenante e completamento dello stesso;
- completamento della trincea drenante con posa dello strato di materiale di rinterro e tappo in argilla;
- ripristino profilo originario.

5.6 Tipologia d'intervento 7

Le fasi esecutive, relative alle ipotesi di intervento tipo 7, consistono in:

- pulizia della zona di esecuzione del muro, compreso il taglio della vegetazione esistente e la rimozione di rete metallica.

- scavo della zona di costruzione del muro di contenimento effettuato nei materiali alluvionali;
- cassetatura, armatura e getto in cls delle fondazioni del muro di sostegno e del fusto;
- esecuzione del rilevato retrostante il muro in terreno naturale;
- piantumazione delle essenze arboree autoctone.

6. TEMPISTICA DI ESECUZIONE

Il tempo necessario per la costruzione totale delle opere suddivise in tre lotti sarà di 34 mesi.

Tali previsioni tengono conto delle operazioni preliminari di approntamento del cantiere, delle operazioni di costruzione, dei tempi di maturazione dei getti in c.a. e della miscela plastica, nonché di eventuali interruzioni dei lavori conseguenti a piene del fiume Bormida dovute a condizioni meteorologiche eccezionali.

7. INTERAZIONE DELLE OPERE CON IL FIUME BORMIDA

7.1 Simulazione di moto stazionario: il modello numerico

La simulazione dei livelli idrici nel tronco fluviale, oggetto del presente studio, è stata svolta inquadrando il problema nell'ambito dello schema di moto permanente e dunque in condizioni stazionarie. Questa schematizzazione comporta l'impossibilità di descrivere l'evoluzione dei livelli idrici, durante le fasi di salita e discesa dell'idrogramma di piena, ma consente comunque la simulazione di un evento nel quale la portata di picco transita immutata per un periodo indefinito di tempo.

Si può tuttavia affermare, considerando la morfologia e l'idrologia del bacino idrografico in esame, che i calcoli siano svolti a favore di sicurezza ed inoltre risultano gli unici ragionevolmente perseguibili, alla luce dei dati idrometrici e pluviometrici disponibili.

Al fine di valutare l'andamento dei livelli idrici nel tronco fluviale prospiciente lo stabilimento Bormia, oggetto di questa relazione, ci si è avvalsi del codice di calcolo HEC-RAS, che grazie alle sue caratteristiche ha permesso di modellare in modo ragionevolmente realistico il comportamento del fiume Bormida ad assegnata portata di progetto (nel nostro caso 1750 m³/sec).

Si precisa che le quote di riferimento, indicate nell'Allegato A, sono riferite al caposaldo posto sulla traversa ACNA, a quota +400 m s.l.m. Tali quote sono inferiori di 72 cm rispetto alle quote indicate in tutti gli elaborati di progetto.

Il calcolo del profilo liquido in condizioni stazionarie gradualmente variate è possibile sia per canali naturali che artificiali e il presente codice permette di modellare il profilo in regime subcritico, supercritico e misto, cioè è possibile il calcolo dei profili liquidi anche nel caso di correnti che presentano variazioni di stato (lenta/veloce e viceversa), con presenza di risalti idraulici lungo il tronco considerato.

La procedura computazionale è basata sulla soluzione di un'equazione energetica monodimensionale in cui si tiene conto anche delle perdite di energia (**equazione di Manning**), mentre nelle situazioni di rapida variazione del profilo libero si utilizza "l'**equazione del momento**".

Si mostra ora brevemente la metodologia utilizzate da HEC-RAS nell'analisi di un flusso monodimensionale.

Per il calcolo del profilo base si risolve, come già accennato, l'equazione energetica tra una sezione trasversale e la successiva mediante una procedura iterativa chiamata: **standard step method**.

L'equazione energetica utilizzata è la seguente:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (7.1)$$

dove:

Y_1, Y_2 = profondità dell'acqua alle due sezioni trasversali

Z_1, Z_2 = altezza del fondo del canale principale

V_1, V_2 = velocità medie

α_1, α_2 = coefficienti di velocità

g = accelerazione gravitazionale

h_e = perdita di energia.

La perdita di carico idraulico tra due sezioni è determinata in base alla seguente relazione:

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (7.2)$$

dove:

L = lunghezza pesata sulla portata del tronco compreso tra le sezz. 1 e 2

\bar{S}_f = cadente caratteristica tra due sezioni

C = coefficiente di perdita di energia per contrazione/espansione

Per determinare invece la portata totale e il coefficiente α tipico di una sezione, HEC-RAS suddivide la sezione stessa (il flusso) in diverse aree dove le velocità siano uniformemente distribuite.

Il software in questione permette anche di effettuare il precedente calcolo suddividendo anche il canale principale, generalmente facente parte di un'unica area, e questo per tenere conto di possibili diverse rugosità (equazione di Manning).

Queste, insieme ad altre opzioni, definiscono i diversi problemi di calcolo dell'altezza del pelo libero in una determinata sezione che viene valutata in base ad un processo iterativo sulla base dell'equazione dell'energia (7.1) e dell'equazione che definisce le perdite (7.2).

La procedura computazionale è costituita dai seguenti step:

1. si assume un'altezza del profilo a monte o a valle a seconda che ci si trovi in una situazione di regime supercritico o subcritico;
2. basandosi sulla suddetta altezza del profilo si ricavano la corrispondente portata totale e termine cinetico;
3. ricavati questi valori si calcola la perdita di energia;
4. si risolve quindi l'equazione dell'energia ottenendo un nuovo valore di altezza del profilo;
5. infine si paragonano il valore ottenuto allo step 4 con il valore assunto nello step 1 e si procede iterativamente da capo finché non si raggiunge una differenza tra i due valori minore di una tolleranza prefissata (convergenza).

Il codice di calcolo determina inoltre la profondità critica e ogni qualvolta il profilo oltrepassa la suddetta profondità HEC-RAS modifica la propria procedura di calcolo e utilizza l'equazione del momento in luogo di quella dell'energia.

Questo perché l'equazione dell'energia si considera applicabile solo in caso di flussi che varino gradualmente, mentre la transizione dal subcritico al supercritico è caratterizzata da una brusca variazione.

I limiti fondamentali di questo software sono:

1. flusso stazionario;
2. flusso che varia gradualmente, eccetto in prossimità di strutture idrauliche quali: ponti, briglie e traverse. In queste sezioni, dove il flusso può variare rapidamente, il codice di calcolo usa l'equazione del momento o altre relazioni di carattere empirico, note dalla letteratura;
3. flusso monodimensionale;
4. corsi d'acqua con pendenze ridotte (minori di 1:10).

Una volta definite le caratteristiche del codice si possono presentare quelli che sono i dati richiesti in input: quelli geometrici e quelli relativi al regime di flusso del percorso.

7.2 Definizione delle condizioni iniziali ed al contorno

I dati geometrici richiesti sono: la determinazione dei limiti a monte e a valle che possano essere significativi per il problema in esame, la determinazione dei tronchi, le loro connessioni e le eventuali confluenze o biforcazioni, le caratteristiche delle sezioni trasversali, la distanza tra una sezione e l'altra ed infine i coefficienti delle perdite di energia.

Si hanno poi i dati relativi al regime stazionario, ovvero: il regime di flusso, le condizioni al contorno e le informazioni di portata.

Per quanto riguarda le possibilità opzionali di analisi, HEC-RAS ne propone diverse ma quella utilizzata per lo studio presentato in questa sede riguarda la possibilità di valutare un regime di flusso misto.

In un'analisi di questo tipo viene innanzitutto calcolato un profilo in condizioni subcritiche a partire da una data condizione di valle; durante quest'analisi ogni situazione in cui si passa in regime supercritico viene segnalata per una successiva ulteriore analisi.

Successivamente il programma calcola un profilo in regime supercritico a partire questa volta da una condizione nota di monte valutando se questa risulti di forza specifica superiore rispetto alla subcritica ivi calcolata precedentemente. Se ciò si verifica questa è confermata come condizione di monte e HEC-RAS comincia a calcolare il profilo in condizioni supercritiche a partire da questa condizione al contorno.

Se al contrario la risposta supercritica non ha una forza specifica superiore della subcritica, allora il programma si sposta verso valle cercando la prima situazione di superamento della profondità critica da parte del profilo valutato a partire da valle in precedenza.

Trovata questa situazione HEC-RAS la assume come condizione al contorno di monte per calcolare il profilo in condizioni supercritiche. Non appena raggiunge una sezione in cui sia la risposta supercritica sia quella subcritica siano valide, le paragona e quella delle due che ha la maggiore forza specifica viene assunta come soluzione in quel punto.

Il programma prosegue poi verso valle e quando incontra una sezione in cui la condizione subcritica è più rilevante allora assume di trovarsi in presenza di un salto idraulico e da qui continua spostandosi alla successiva situazione critica evidenziata durante il primo calcolo del profilo.

HEC-RAS in questo modo costruisce il profilo a partire dai diversi profili costruiti nel corso dell'analisi.

Le condizioni al contorno che caratterizzano il sito in oggetto riguardano:

- a) la geometria del canale d'alveo e le condizioni di sponda;
- b) la presenza di ostacoli al deflusso, di origine antropica.

Per quanto riguarda il punto a), il presente studio è stato ricondotto ai dati geometrici desunti da una specifica campagna di misura in sito condotta dai tecnici ACNA nel novembre/dicembre 1997. Tale rilievo ha portato alla definizione di circa 40 sezioni idrauliche (*sezione di rilievo [n]*) dell'alveo di interesse (una ogni 60-70 metri circa). In tale occasione è stata inoltre rilevata l'altezza attuale della sommità del muro di cinta di stabilimento adiacente il fiume. A tal proposito, si precisa che, in tale occasione, il rilievo è stato eseguito nel settore di stabilimento prospiciente il fiume e pertanto delimitato dal ponte di Pian Rocchetta a valle e dalla sezione n.45 a monte, posta poco più a valle del ponte Donegani. Un ulteriore rilievo è stato effettuato dai tecnici ACNA nel giugno-luglio '00 per completare quanto effettuato nel 1997 sia aggiungendo punti battuti alle sezioni il cui rilievo era già esistente, sia per ottenere nuove informazioni nella zona a monte del ponte Donegani. La nuova zona rilevata si spinge, così, dal ponte Donegani fino al Ponte posto in prossimità dell'abitato di Cengio. In figura 1 sono rappresentate le sezioni utilizzate per la modellazione numerica. Non si hanno informazioni riferite a rilievi eseguiti delle zone a valle del ponte Pian Rocchetta, anche se, per completezza di modellazione, sono state eseguite ipotesi (sulla base di sopralluoghi effettuati dagli

scriventi e della cartografia nazionale) sull'andamento planoaltimetrico di tali zone. Si sottolinea, infatti, come l'ansa pianeggiante di elevata superficie che si estende sulla sinistra orografica del fiume a partire dalla sezione [7] e si chiude circa 400 metri più a valle (comprendendo anche il ponte Pian Rocchetta) possa costituire un'importante informazione per la modellazione numerica (cfr. figura 2). Nell'analisi numerica si è cercato di riprodurre il più fedelmente possibile una tale morfologia modellando anche il restringimento di sezione che chiude la zona pianeggiante descritta (a circa 380 metri dal ponte Pian Rocchetta verso valle). Si sottolinea come, per quanto detto, nel caso di fenomeno di piena, il ponte Pian Rocchetta venga aggirato sulla sinistra orografica da una portata d'acqua di notevole entità (cfr. allegato A sezione 4.2). La figura 3 rappresenta una schematizzazione del tratto di alveo considerato e delle sezioni (reali o interpolate) utilizzate dal programma per il calcolo.

Un'importante considerazione sulla geometria del canale d'alveo analizzata riguarda l'ipotesi di rimozione dei rilevati golenali esistenti nelle zone A-AB e C-CD prima della realizzazione delle opere arginali trattate nel presente progetto. Seguendo quanto specificato, la modellazione numerica è stata applicata ad una geometria riferita ai rilievi menzionati nell'ipotesi di asportazione dei rilevati golenali. Si noti come una tale condizione favorisca il deflusso delle acque del fiume Bormida e come, di conseguenza, nel caso in cui i rilevati specificati non venissero asportati, non siano più accettabili le informazioni di altezza d'acqua fornite dal modello numerico.

Per quanto concerne invece il punto b), in occasione del rilievo suddetto, è stata rilevata la presenza e la geometria, oltre che del ponte Donegani (sezione di rilievo [46]) e del ponte di Pian Rocchetta (sezione di rilievo [4]), di una briglia in massi legati denominata S3, posta 20 metri a valle della sezione di rilievo [23]. Non sono stati modellati, per mancanza di rilievo topografico di dettaglio, i ponti e la traversa di presa a monte del ponte Donegani. Si sottolinea tuttavia come, trattandosi di un'analisi per un tratto di fiume in debole pendenza, tali informazioni non influenzino in modo determinante la precisione del calcolo nella zona di interesse (stabilimento ACNA).

L'analisi numerica effettuata ha la finalità progettuale di definire le geometrie delle opere arginali preposte al contenimento di una piena avente portata di progetto pari a 1750 m³/sec. Come ulteriore verifica è stata considerata anche l'eventualità, in occasione dell'evento critico di piena, di un concomitante riversamento in alveo della portata sostenibile dalle luci di fondo della diga di Osiglia. Si sottolinea, tuttavia, come un apporto di 150 m³/sec (portata massima delle luci di scarico della diga) non provochi aumenti di livello superiori al franco di progetto previsto; tale considerazione può essere verificata dalla tavola **06528-021D07**. Cautelativamente il ponte di Pian Rocchetta è stato considerato con fornice principale completamente occluso (cfr. Allegato A sez. 4.2) per simulare una eventuale ostruzione durante un evento di piena. Si sottolinea come la progettazione delle opere arginali sia avvenuta considerando un franco di progetto di un metro; il dimensionamento di tali opere, così, è stato effettuato per un'altezza d'acqua corrispondente a quella di calcolo incrementata di un metro.

7.3 Elaborazione dei risultati

Quanto illustrato ai punti precedenti ha consentito di definire il profilo di moto permanente corrispondente ad una portata di 1750 m³/sec. Tale profilo mostra un andamento con tre rigurgiti di una certa entità, localizzati rispettivamente a monte del ponte di Pian Rocchetta, a monte della sezione n. 23, causa la presenza della briglia S3 poco più a valle e a monte della sez. n. 41. Tali rigurgiti sono tutti riconducibili ai restringimenti di sezione che si verificano in corrispondenza di queste sezioni.

Tuttavia, data l'entità del rigurgito a monte della briglia S3, è desiderabile un rilevamento più accurato di tale sezione ed un infittimento delle sezioni rilevate a monte della stessa, al fine di ottenere una modellazione geometrica più rispondente a quella reale; a tal proposito si osserva come il codice HEC-RAS consenta, tra le altre opzioni, di interpolare i dati geometrici tra due sezioni consecutive per generare delle sezioni fittizie di calcolo, utili ai fini di una corretta modellazione delle perdite d'energia per gli effetti di contrazione ed espansione della vena fluida, a seguito di restringimenti ed allargamenti d'alveo.

Durante le fasi d'interpolazione geometrica delle sezioni a monte della n. 33, il codice di calcolo ha segnalato delle anomalie riguardo l'eccessiva variazione di lunghezza tra le sezioni stesse; questo problema è stato risolto mediante il tracciamento di ulteriori sezioni idrauliche d'appoggio, ottenute per interpolazione lineare tra le sezioni di rilievo. In figura 4 è riprodotto l'andamento del pelo libero ottenuto per mezzo della modellazione numerica; in figura sono rappresentate: la quota di fondo alveo, la quota del pelo libero (per 1750 m³/sec), l'altezza critica e le quote delle opere attualmente esistenti. Il calcolo del pelo libero di progetto è avvenuto partendo dalle altezze d'acqua ottenute grazie al modello numerico per 1750 m³/sec e trattando i dati in modo tale da ottenere altezze delle opere in progetto sufficientemente cautelative. Con tale finalità si sono sostituiti i dati di altezza d'acqua corrispondenti alle zone di corrente veloce o di abbassamenti localizzati con altezze d'acqua fittizie calcolate per mezzo di un'interpolazione lineare fra i due punti in corrente lenta contigui. In tabella 1 sono riportate le altezze di pelo libero ottenute per mezzo del modello numerico, quelle modificate interpolando i valori di altezza in corrente veloce e quelle, di progetto, ottenute dalle precedenti incrementate di un franco di un metro. Il profilo idraulico definitivo e di progetto sono stati raffigurati in figura 5 alle diverse sezioni di calcolo con le quote di fondo alveo e l'altezza critica calcolata. Si sottolinea come il profilo utilizzato per il dimensionamento idraulico delle opere arginali sia quello di progetto, ossia quello modificato per interpolazione a partire da quello di calcolo incrementato di un metro. In allegato A sono riprodotte, sezione per sezione, le caratteristiche geometriche ed energetiche della corrente. L'allegato si compone anche di una rappresentazione schematica delle sezioni, con caratteristiche di scabrezza d'alveo, altezza di pelo libero e altezza critica. La tavola **06528-021D07**, infine, rappresenta in scale opportune e sezione per sezione le quote del pelo libero per una portata di 1750 m³/sec e le quote minime di progetto delle opere. Sulla tavola sono indicate anche le zone di competenza delle diverse tipologie in progetto e le sezioni su cui sono state effettuate le verifiche.

7.4 Dimensionamento delle scogliere

7.4.1 Valutazione delle tensioni tangenziali sul contorno

Il calcolo dei livelli di piena e dell'andamento del regime fluviale realizzato tramite modellazione numerica consente di dimensionare le scogliere poste a protezione delle opere arginali in progetto.

In Tabella 5 sono riportate, per ciascuna sezione di rilievo, le tensioni tangenziali calcolate mediante modellazione numerica nella zona golenale interessata dalle opere in progetto per una portata di 1750 m³/s.

In Tabella 5 sono indicate anche le tensioni tangenziali di picco, generate dalla presenza delle golene o del muro di contenimento stesso.

I suddetti valori di picco, attribuiti cautelativamente all'intero perimetro bagnato della sezione, sono stati valutati in base a studi sperimentali su sezioni composite (Rajaratnam e Ahmadi, 1981), in cui sono stati stimati gli incrementi di tensione in corrispondenza dello spigolo che costituisce il punto di passaggio tra il canale principale (alveo di magra) e le aree golenali (cfr. fig. 6). Questo eccesso di sforzo è causato dal comportamento fortemente tridimensionale del moto in presenza di singolarità della sezione d'alveo, caratterizzato da correnti secondarie che si muovono con velocità non parallele all'asse, determinando uno scambio di quantità di moto tra i diversi filoni, che induce ulteriori tensioni tangenziali.

È utile precisare come quest'approccio sperimentale risulti alquanto cautelativo, in quanto verificato su sezioni composite semplificate, costituite dal filone principale d'alveo confinato tra pareti verticali e non raccordate da una scarpata inclinata al filone golenale.

Rajaratnam e Ahmadi quantificano l'eccesso di sforzo tangenziale sullo spigolo tra alveo di magra e golena come funzione lineare del rapporto D/d tra il tirante idrico (D) del canale principale e quello della golena (d), secondo la seguente relazione:

$$\frac{\tau_{\text{omax}} - \tau_{\text{o}\infty}}{\tau_{\text{o}\infty}} = 0.24 \left(\frac{D}{d} - 1 \right).$$

dove $\tau_{o\infty}$ è il valore asintotico della tensione che si avrebbe a distanza sufficientemente grande dallo spigolo, pari a:

$$\tau_{o\infty} = \gamma J d$$

dove d è il tirante idrico sul piano golenale, J la pendenza d'attrito e γ il peso specifico del fluido.

Pertanto l'eccesso di sforzo tangenziale tende a 0 per d che tende a D e cresce all'aumentare del rapporto tra i due tiranti.

7.4.2 Valutazione della stabilità delle sponde e delle scogliere

La tensione al fondo calcolata deve essere poi correlata con l'effettiva capacità di trasporto della corrente in base alle caratteristiche litologiche e granulometriche dei terreni costituenti le sponde e le scogliere.

A tal fine si può ricorrere all'interpretazione proposta da Shields (1936), che, per alti valori del numero di Reynolds al fondo, indica il limite dell'inizio del trasporto dei sedimenti attraverso il parametro adimensionale ψ pari a:

$$\psi = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma_w) D_{cr}}$$

dove τ_o è la tensione tangenziale esercitata dal fluido sul fondo, γ_s e γ_w sono i pesi specifici dei granuli e del fluido rispettivamente e D_{cr} è il diametro massimo di sedimenti incoerenti che può essere mobilizzato. Per numeri di Reynolds al fondo superiori a 400, condizione normalmente verificata nei casi di interesse pratico, tale limite può essere ritenuto costante e pari a 0.06.

Risultati recenti, però, indicano che la curva di Shields tende a sovrastimare i valori di ψ . In particolare per alvei in materiale grossolano il valore limite di ψ_{cr} è prossimo a 0.03 (anziché 0.06).

Le tensioni tangenziali di picco calcolate (cfr. Tabella 5), risultano notevolmente superiori alle massime tensioni ammissibili per i materiali presenti sulla sponda destra del Bormida, costituiti per lo più da terreni di riporto: per essi si può considerare un campo di variazione della tensione ammissibile di 20÷40 N/m² (v. Tabella 6 – French(1983), Fassò (1952)). Le opere arginali in progetto dovranno dunque essere protette, in quanto i tiranti idrici determinati dalla portata di progetto di 1750 m³/s,

provocherebbero fenomeni di erosione intensa del materiale su cui poggia l'opera, con il rischio dello scalzamento dell'opera stessa.

Per evitare tali fenomeni, si intendono realizzare delle scogliere di pietrame a secco, realizzate con massi di pezzatura idonea a resistere col proprio peso all'azione di trascinarsi esercitata dalla corrente.

Per dimensionare opportunamente le scogliere, si è fatto riferimento alla teoria di Shields: una volta calcolata la tensione tangenziale τ_{max} (cfr. Tabella 5) e noto il peso specifico del materiale d'alveo, invertendo la relazione di Shields si sono calcolati i diametri corrispondenti al sedimento di pezzatura più elevata che può essere mobilizzato dalla corrente, per i due casi :

1) $\psi = 0.06$

2) $\psi = 0.03$

(cfr. Tabella 5).

Come si osserva in Tabella 5 il diametro massimo ottenuto in entrambi i casi non supera mai i 40 cm; tenendo conto che le scogliere di protezione delle opere arginali in progetto verranno realizzate con massi di diametro nominale di 0.7 m, si può affermare che i tiranti idrici corrispondenti alla portata di progetto di 1750 m³/s non determinino tensioni tangenziali tali da provocare l'instabilità delle scogliere in progetto.

8. INTERFERENZE COL FIUME BORMIDA DURANTE LE FASI ESECUTIVE

La realizzazione delle opere descritte sarà influenzata dalla presenza del fiume Bormida. Sarà necessario occupare temporaneamente parte dell'alveo soprattutto per le tipologie d'intervento 1, 3 e 5.

La realizzazione della pista di cantiere esterna, necessaria per l'esecuzione delle opere, prevede di mantenere il rilevato provvisorio presente in zona B e B-C, costruito per la realizzazione delle opere di contenimento e drenaggio ad oggi in fase di ultimazione.

Viene anche realizzato un rilevato provvisorio in zona Parshall per dare continuità alla pista fino alla zona Basso Piave.

Per mantenere le sezioni idrauliche di deflusso invariate vengono realizzate modeste risagomature nella sponda orografica sinistra.

Al termine dei lavori i rilevati saranno rimossi.

Per quanto riguarda la pista di servizio e l'assetto provvisorio delle aree golenali interessate si vedano le Tavv. 06528-021D19/D22/D25/D26/D82.

La tipologia d'intervento 7 non è posta in alveo.

Si sottolinea come le zone di lavorazione delle opere in progetto siano comunque garantite da eventi di piena di media intensità; non si prevedono, così, protezioni ulteriori per tali zone.

9. MATERIALI ED APPARECCHIATURE PER LA REALIZZAZIONE DELLE OPERE

Nel presente capitolo vengono descritte le tipologie e le caratteristiche tecniche peculiari dei materiali da impiegare per l'esecuzione delle opere previste.

9.1 Diaframma plastico

Il diaframma sarà di tipo composito, realizzato con getto di miscela plastica (acqua, cemento, bentonite) e inserzione di un telo in polietilene ad alta densità (HDPE).

Miscela plastica:

- Composizione $c/a=0.15\div 0.3$, $b/a=0.05\div 0.10$.
- Resistenza a compressione, non confinata a 28 gg 0.2 - 1 MPa.
- Permeabilità a 28 gg. $K_{\text{medio}} < 5 \cdot 10^{-7}$ cm/s e lungo termine $2 \cdot 10^{-8}$ cm/s

Telo in HDPE:

- Spessore 2.5 mm.
- Coefficiente di permeabilità⁽¹⁾ 10^{-12} cm/s.
- Teli 1B e 3
 - Rotoli altezza > 8 – 10 m rispettivamente².
- Lunghezza ≥ 50 m.

Malta plastica per riempimenti provvisionali (zona Basso Piave – pista di accesso):

- Composizione: $\text{cem}/\text{acqua}=0.15\div 0.3$, $\text{benton}/\text{acqua}=0.05\div 0.10$, $\text{inerte}/\text{acqua}=2\div 3$.
- Peso specifico 18.0 – 20.0 kN/m³.

⁽¹⁾Coefficiente di permeabilità di Darcy per membrane, calcolato dai dati di trasmissione del vapore acqueo (ASTME 96)

² Per maggiori approfondimenti si utilizzeranno teli simili a quelli impiegati nelle zone 1A e 5.

9.2 Opere strutturali

Le opere strutturali definitive saranno realizzate in conglomerato cementizio armato.

Sottofondo:

- Conglomerato cementizio avente $R_{ck} \geq 15$ MPa.

Struttura:

- Conglomerato cementizio avente $R_{ck} \geq 30$ MPa con additivo idrofugo, impermeabilizzante e fluidificante.
- Armatura Fe B 44 K controllato in stabilimento.

Giunti water-stop:

- profili in PVC, cordoli bentonitici autosigillanti.

9.3 Diaframmi drenanti e pozzi

Diaframma drenante:

- geotessuto a maglia larga; apertura dei pori $\varnothing_{90}=200\div 400$ μm , peso 100 g/m²;
- tubi in HDPE DE 250 PN 4, fessurati nei 2/3 di circonferenza superiore;
- elemento pozzo - palancola in acciaio inox AISI 316L spessore 5mm, verniciato a base epossidica, diametro 800 mm, fessurato nell'ordine del 5% della superficie, dotato di guide laterali per il posizionamento dei tubi di drenaggio sub - orizzontali (per pozzi dei diaframmi eseguiti con scavo dall'alto);
- pozzo in HDPE DN 1000 PN4, fessurato nell'ordine del 5% della superficie, con possibilità di innesto di fondo per tubi DE250 (per pozzi drenanti eseguiti in riempimento);
- riempimento in materiale granulare 4-7 cm; percentuale di fine (< 4 cm) < 5%.

Attrezzatura pozzi di emungimento:

- elettropompe centrifughe sommergibili
- tubazioni di mandata in HDPE $\Phi=50$ mm PN4.

9.4 Rilevati di progetto

I rilevati di progetto verranno realizzati con misto alluvionale proveniente dai lavori di rimodellazione della sponda orografica destra, steso e compattato secondo le forme e le dimensioni di progetto.

9.5 Scogliera di protezione spondale

L'opera di protezione spondale definitiva sarà eseguita con mantello in massi di pietra naturale di volume uguale o superiore a 0.3 m^3 (diametro nominale pari a 0.7 m) e con nucleo in materiale di pezzatura inferiore.

9.6 Opere provvisionali strutturali

Le opere provvisionali strutturali sono costituite da micropali radice trivellati alla base, tiranti di ancoraggio in parete e trave di ripartizione.

Micropali:

- Riempimento a bassa pressione dal fondo con malta cementizia (A/C < 0.5, Rck > 25 MPa, dosaggio minimo cemento 600 kg/m^3 di impasto);
- Armatura di tubi $\phi_{\text{est}}=127 \text{ mm}$, sp. 8 mm, tipo di acciaio Fe 430.

Trave di ripartizione:

- 2 profili HEA300 in Fe430B (per tiranti)
- 2 profili HEA200 in Fe430B(per chiodature)

Tiranti di ancoraggio: -

- Diametro di perforazione 160 mm.
- Iniezione di miscela cementizia, ripetuto in pressione per il bulbo di ancoraggio, (A/C=0.4-0.45, Rck > 25 MPa – dosaggio 600kg acqua, 1200 kg cemento tipo R425).
- Trefoli in acciaio armonico 0.6" da 150kN
- Barre in acciaio tipo DYWIDAG $\phi 36 \text{ mm}$ aventi carico di snervamento >1080 N/mm² e carico di rottura > 1230 N/mm².

9.7 Opere in carpenteria metallica

Tamponamento accessi Bormia:

- Acciaio Fe360B
- zincatura a caldo

10. DESTINAZIONE FINALE MATERIALI DI RISULTA PROVENIENTI DAGLI SCAVI

I materiali di risulta provenienti dagli scavi saranno portati all'interno dello stabilimento e stoccati provvisoriamente presso adeguate piazzole allestite a questo scopo. Verranno quindi caratterizzati chimicamente per individuarne la destinazione finale.

Il trasporto, il campionamento e le analisi (questi ultimi due esclusi dall'appalto delle opere in oggetto) verranno eseguite secondo le procedure autorizzate ed adottate per l'esecuzione delle opere di contenimento e drenaggio nelle zone A-B, B, B-C, C-D e D-E.

11. CONTROLLI OPERE IN PROGETTO

Tutte le attività saranno effettuate in regime di controllo e garanzia di qualità.

In dettaglio le fasi di controllo riguarderanno:

- compatibilità dei materiali speciali (miscela plastica diaframma) con le acque da contenere;
- accettazione dei materiali (rispondenza delle forniture con le caratteristiche richieste) tramite verifica dei certificati di qualificazione, prelievo di campioni ed analisi di laboratorio;
- controlli in corso d'opera dei materiali confezionati in sito (miscela plastica diaframma, conglomerato cementizio, miscele cementizie micropali e di iniezioni dei tiranti) tramite prelievo di campioni e prove in sito (densità, viscosità, ecc.) e di laboratorio (resistenza, permeabilità ...).
- controlli finali sulle opere realizzate (prove di permeabilità sui pannelli di prova del diaframma plastico).

Per quanto riguarda le prove di controllo sui pannelli di prova del diaframma si rimanda al capitolo seguente.

12. PANNELLI DI PROVA E PROVE DI PERMEABILITÀ SU DIAFRAMMA

Nel presente capitolo vengono descritte le prove di collaudo da eseguire al fine di verificare le caratteristiche di permeabilità dei tratti di diaframma plastico previsti dal presente progetto.

Le prove saranno realizzate su pannelli appositamente costruiti fuori opera che potranno anche essere contigui per esigenze esecutive ma separati con setto di separazione, per consentire il getto in tempi successivi.

Tali pannelli saranno in tutto analoghi al diaframma plastico (profondità, larghezza) salvo che non vi sarà inserito il telo in HDPE, le cui caratteristiche sono note e verificate in altra sede.

Le prove a breve termine verranno eseguite a tre/quattro diversi livelli di altezza del pannello a seconda della profondità raggiunta dallo stesso, e precisamente all'interno del corpo del pannello (nel tratto al di sopra dello strato marnoso), a livello del contatto marna - diaframma (cioè nel tratto di immorsamento) e nella marna sottostante il piede del pannello.

Le prove nel corpo di ciascun pannello ed al contatto tra marna e diaframma saranno del tipo Lefranc con l'utilizzo di piezometri microfessurati e tipo BAT preinstallati prima del getto del pannello, mentre la prova nella marna sarà di tipo Lugeon e saranno eseguite dopo un tempo di maturazione della miscela del pannello di prova non inferiore a 45 gg.

È altresì prevista l'esecuzione di prove penetrometriche statiche con piezocono e di prove di dissipazione lungo le due verticali all'interno di ciascun pannello.

Per maggiori dettagli e le specifiche di si rimanda al Capitolato Speciale Aggiuntivo (ns. rif.: **06528-021S03**).

Su un pannello su quattro le prove saranno ripetute a 90 e 180 giorni di maturazione.

13. CONCLUSIONI

Le principali finalità degli interventi previsti in progetto e relativi all'intera area dello stabilimento Bormia di Cengio, si possono riassumere in:

- a) realizzazione di un sistema integrato di protezione nei confronti del rischio di esondazione e di contenimento e drenaggio, tale da creare le premesse per una messa in sicurezza definitiva dell'area dello stabilimento;
- b) integrazione delle attuali opere di contenimento con quelle in progetto per la creazione di una barriera continua ed impermeabile e la costituzione di una doppia barriera di impermeabilizzazione e drenaggio che segue il muro perimetrale di stabilimento;

Le soluzioni proposte sono state sviluppate in funzione dell'integrazione delle opere in progetto con quanto già esistente tenendo conto degli orientamenti di bonifica e messa in sicurezza definitiva del sito.

14. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

14.1 Normativa

D.M. 11/03/1988 Ministero Lavori Pubblici - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

D.M. 24/03/1982 Ministero Lavori Pubblici e Ministero dell'Interno - Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento.

D.M. LL.PP., 14 febbraio 1992. Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Circ. Min. LL.PP., 24 giugno 1993 n. 37406/STC L. 5/11/1971, n. 1086. Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al D.M. 14/2/1992.

14.2 Bibliografia

Balay, J., Frank, R., Harfouche, L. (1982). Programme Denebola pour le calcul des soutènements par la méthode des modules de réaction. Laboratoire Central de Ponts et Chaussées, Paris.

Bustamante, M. e Doix, B. (1985) Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés, Bulletin de Liaison Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, n. 140.

Janbu, N. (1954), Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters. Harvard Soil Mechanics Series N. 46, Cambridge, MA.

Janbu, N. (1973), Slope Stability Computation. The Embankment Dam Engineering Casagrande Volume. John Wiley & Sons, pp. 47-86.

Lancellotta, R. (1987), Geotecnica. Zanichelli Editore, Bologna.

Macksimovic, M. (1971), Notes on Computer Programme for Two Dimensional Stability Analysis of General Slip Surfaces.

Norme tecniche CNR N.10011-85 (18 aprile 1985), Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

14.3 Progettazioni

“Opere di contenimento Basso Piave – Il fase” progetto esecutivo Tecnimont del 3/07/1990.

“Opere di contenimento zona Parshall ” ns. rif. 5203/16 del 5/12/1994.

“Opere di contenimento zona Parshall ” ns. rif. 5203/22 del 23/1/1995.

“Opere di contenimento zona Parshall ” ns. rif. 5203/32 del 3/04/1995.

“Opere di contenimento zona B ” ns. rif. 5593/SL/1612 dell'8/05/1997.

“Opere di contenimento zona B ” ns. rif. 5593/12 del 26/06/1997.

“Opere di contenimento e drenaggio zone A-B, B-C, C-D, D-E” ns. rif. 5756/22rev1 del 31/05/1999.

“Opere di contenimento e drenaggio zone Ponte Donegani e lato ferrovia” ns. rif. 5929/03 rev1 del 28/01/2000.

TABELLE

FIGURE

ALLEGATO A

Modellazione numerica

ALLEGATO B

Verifiche di stabilità globale

ALLEGATO C

Verifiche delle Opere di Sostegno Strutturali Provvisorie

BORMIA in Liquidazione
Stabilimento di Cengio (SV)

PROGETTO ESECUTIVO

OPERE ARGINALI, DI CONTENIMENTO E DRENAGGIO

PER LE PIENE DEL FIUME BORMIDA

ELABORATI DI RIFERIMENTO

06528-021R04E04/CHI-PAR-VEG/ac-pp

Milano, 24/06/2002

INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	1
2.	ELENCO ELABORATI.....	2



1. INTRODUZIONE

Nel presente elaborato sono elencati tutti gli elaborati facenti parte del presente progetto esecutivo, riguardante la realizzazione di opere arginali di contenimento delle piene del fiume Bormida e di contenimento e drenaggio delle acque di falda interna, finalizzato alla messa in sicurezza dell'area interna all'attuale muro di cinta dello stabilimento Bormia di Cengio (SV).

Con la lettera "D" si identificano gli elaborati grafici (disegni), con la lettera "R" le relazioni, con la lettera "S" i capitolati generali e speciali, con la lettera "F" gli elaborati riguardanti l'elenco prezzi e le stime dei costi e con la lettera "PS" gli elaborati inerenti al Piano di Sicurezza.

2. ELENCO ELABORATI



2. ELENCO ELABORATI

Codice	Titolo
06528 021 R	1 Relazione Descrittiva
06528 021 R	2 Relazione Geotecnica
06528 021 R	3 Relazione di Progetto
06528 021 R	5 Pista di cantiere in alveo al fiume Bormida
06528 021 R	6 Criteri progettuali per il calcolo delle armature dei muri
06528 021 D	1 Planimetria generale stato attuale
06528 021 D	2 Planimetria Stato Attuale - Zone Basso Piave e Parshall
06528 021 D	3 Planimetria Stato Attuale - Zone A-B e B
06528 021 D	4 Planimetria Stato Attuale - Zona B-C, C-D e D-E
06528 021 D	5 Planimetria Stato Attuale - Zona E
06528 021 D	6 Planimetria Stato Attuale - Zona Ponte Donegani
06528 021 D	7 Profilo Longitudinale Opere in Progetto
06528 021 D	8 Planimetria Generale di Ubicazione Indagini
06528 021 D	9 Planimetria Ubicazione Indagini Zone Basso Piave e Parshall
06528 021 D	10 Planimetria Ubicazione Indagini Zone A-B e B
06528 021 D	11 Planimetria Ubicazione Indagini Zona B-C, C-D e D-E
06528 021 D	12 Planimetria Ubicazione Indagini Zona E
06528 021 D	13 Planimetria Ubicazione Indagini Zona Ponte Donegani
06528 021 D	14 Profilo Geotecnico e Sezioni Zone Basso Piave e Parshall
06528 021 D	15 Profilo Geotecnico e Sezioni Zona A-B e B
06528 021 D	16 Profilo Geotecnico e Sezioni Zone B-C, C-D
06528 021 D	17 Profilo Geotecnico e Sezioni Zona D-E e E
06528 021 D	18 Profilo Geotecnico e Sezioni Zona Ponte Donegani
06528 021 D	19 Planimetria Generale di Progetto - Sistemazione finale
06528 021 D	20 Planimetria Generale di Progetto - Fasi esecutive
06528 021 D	21 Planimetria di Progetto Zone Basso Piave e Parshall - Sistemazione finale
06528 021 D	22 Planimetria di Progetto Zone Basso Piave e Parshall - Fasi esecutive
06528 021 D	23 Planimetria di Progetto Zone A-B e B - Sistemazione finale
06528 021 D	24 Planimetria di Progetto Zone A-B e B - Fasi esecutive
06528 021 D	25 Planimetria di Progetto Zona B-C, C-D e D-E - Sistemazione finale
06528 021 D	26 Planimetria di Progetto Zona B-C, C-D e D-E - Fasi esecutive
06528 021 D	27 Planimetria di Progetto Zona E - Sistemazione finale
06528 021 D	28 Planimetria di Progetto Zona E - Fasi esecutive
06528 021 D	29 Planimetria di Progetto Zona Ponte Donegani - Sistemazione finale
06528 021 D	30 Planimetria di Progetto Zona Ponte Donegani - Fasi esecutive
06528 021 D	31 Planimetria ubicazione pozzi e piezometri
06528 021 D	32 Profilo diaframma e trincea drenante Zone B. P. e Parshall
06528 021 D	33 Profilo diaframma e trincea drenante Zona A-B
06528 021 D	34 Profilo diaframma e trincea drenante Zona C-D
06528 021 D	35 Profilo diaframma e trincea drenante Zone D-E e E
06528 021 D	36 Sezioni di Progetto Zona Basso Piave
06528 021 D	37 Sezioni di Progetto Zona Parshall

Codice	Titolo
06528 021 D	38 Sezioni di Progetto Zona A-B
06528 021 D	39 Sezioni di Progetto Zona B
06528 021 D	40 Sezioni di Progetto Zona B-C
06528 021 D	41 Sezioni di Progetto Zona C-D
06528 021 D	42a Sezioni di Progetto Zona D-E
06528 021 D	42b Sezioni di Progetto Zona D-E
06528 021 D	43 Sezioni di Progetto Zona Ponte Donegani
06528 021 D	44 Sezioni Tipologiche Opere Definitive: Tipologia 0
06528 021 D	45 Sezioni Tipologiche Opere Definitive: Tipologia 1A
06528 021 D	46 Sezioni Tipologiche Opere Definitive: Tipologia 1B
06528 021 D	47 Sezioni Tipologiche Opere Definitive: Tipologia 2
06528 021 D	48 Sezioni Tipologiche Opere Definitive: Tipologia 3
06528 021 D	49 Sezioni Tipologiche Opere Definitive: Tipologia 4
06528 021 D	50 Sezioni Tipologiche Opere Definitive: Tipologia 5
06528 021 D	51 Sezioni Tipologiche Opere Definitive: Tipologia 7
06528 021 D	52 Planimetria Opere Provvisionali Strutturali
06528 021 D	53 Sezioni Tipologiche Opere Provvisionali Strutturali: Tipologia 1B
06528 021 D	54 Sezioni Tipologiche Opere Provvisionali Strutturali: Tipologia 3
06528 021 D	55 Opere Provvisionali di Drenaggio: Planimetria e Sezioni
06528 021 D	56 Sequenza delle Fasi Costruttive: Tipologia 1A
06528 021 D	57 Sequenza delle Fasi Costruttive: Tipologia 1B
06528 021 D	58 Sequenza delle Fasi Costruttive: Tipologia 3
06528 021 D	59 Sequenza delle Fasi Costruttive: Tipologia 5
06528 021 D	60 Carpenteria Tipologia 0
06528 021 D	61 Carpenteria tipologie 1A-1B - Zona Basso Piave
06528 021 D	62 Carpenteria Tipologia 2
06528 021 D	63 Carpenteria tipologia 3 - Zona A-B
06528 021 D	64 Carpenteria Tipologia 4
06528 021 D	65 Carpenteria tipologia 5 - Zona C-D
06528 021 D	66 Carpenteria tipologia 5 - Zone D-E e E
06528 021 D	67 Carpenteria Tipologia 7
06528 021 D	68 Particolari Costruttivi Diaframma Drenante: Tipologie 1A e 5
06528 021 D	69 Particolari Costruttivi Diaframma Drenante: Tipologia 1B e 3
06528 021 D	70 Particolari Costruttivi Diaframma Plastico: Connessione Tipologie 1A e 1B
06528 021 D	71 Particolari Costruttivi Diaframma Plastico: Connessione Tipologie 1B e 2
06528 021 D	72 Particolari Costruttivi Diaframma Plastico: Connessione Tipologie 2 e 3
06528 021 D	73 Particolari Costruttivi Diaframma Plastico: Connessione Tipologie 3 e 4
06528 021 D	74 Particolari Costruttivi Diaframma Plastico: Connessione Tipologie 4 e 5
06528 021 D	75 Particolari portoni di accesso
06528 021 D	76 Particolari portoni di accesso
06528 021 D	77 Particolari connessione teli e pannelli di prova
06528 021 D	78 Particolare piezometro di monitoraggio
06528 021 D	79 Particolare piazzole di lavaggio
06528 021 D	80 Particolare attraversamento tubo SNAM
06528 021 D	81 Specifica per allocazione provvisoria impianti zone Basso Piave e zona B-C

Codice Titolo

ELABORATI CONTRATTUALI

06528	021	R	4	Elaborati di Riferimento
06528	021	S	1	Capitolato generale d'appalto Enichem S.p.a.- Servizi opere stabilimenti e sedi
06528	021	S	2	Capitolato generale d'appalto Enichem S.p.a.- Specifiche tecniche per opere edili
06528	021	S	3	Capitolato Speciale Aggiuntivo
06528	021	S	4	Capitolato Speciale Aggiuntivo per Impianti elettromeccanici
06528	021	S	5	Capitolato Speciale Aggiuntivo per la rilocazione del tubo SNAM
06528	021	F	1	Computo Metrico Estimativo
06528	021	F	2	Elenco Prezzi Bormia S.p.a.
06528	021	F	3	Elenco Prezzi Aggiuntivo
06528	021	F	4	Computo Metrico
06528	021	F	5	Elenco voci di prezzo

PIANO DELLA SICUREZZA

06528	021	PS	1	Piano di Sicurezza e di Coordinamento
06528	021	D	82	Planimetria Aree di Cantiere e Viabilità

