



**UFFICIO OPERATIVO DI CASALE MONFERRATO
OPERE IDRAULICHE DI 2^A CATEGORIA - FIUME PO**

PROGETTO ESECUTIVO

**(AL-E-1775) LAVORI DI ARRETRAMENTO ARGINE IN SINISTRA
OROGRAFICA DEL FIUME PO IN LOCALITA' "C.NA CONSOLATA"
DEL COMUNE DI CASALE MONFERRATO (AL).
CUP B39H1000480001**

**RELAZIONE TECNICA E RELATIVI
ALLEGATI**

ELABORATO

3**

PROGETTISTA COORDINATORE

Ing. Carmelo PAPA

PROGETTISTI

Geom. Eligio DI MASCIÒ

Geol. Alessandro ROSSO

COLLABORATORI PROGETTISTI

Geom. Giacomo NEZZO

Istr. Idr. Daniele SANGUIN

Geom. Dario SAVINI

Coll. Idr. Andrea BERTAZZO

**PERIZIA N.
3287**

**DATA
15/07/2015**

**REV. N° 1
15/07/2015**

**REV. N° 2
02/12/2015**

**REV. N° 3
08/08/2019**

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
Dott. Ing. Antonio ARENA

Dott. Ing. Antonio ARENA



UFFICIO OPERATIVO DI CASALE MONFERRATO

**OPERE IDRAULICHE DI 2^A CATEGORIA
FIUME PO**

**(AL-E-1775) LAVORI DI ARRETRAMENTO ARGINE IN SINISTRA OROGRAFICA
DEL FIUME PO IN LOCALITA' "C.NA CONSOLATA" DEL COMUNE DI CASALE
MONFERRATO.**

CUP B39H1000480001

PROGETTO ESECUTIVO REVISIONE 2.12.2015

**ELABORATO:
RELAZIONE TECNICA E RELATIVI
ALLEGATI**

ALLEGATO:

3**

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

PROGETTISTA COORDINATORE

Ing. Carmelo PAPA *C.P.*

PROGETTISTI

Geom. Eligio DI MASCIO *E.D.M.*

Geol. Alessandro ROSSO *A.R.*

COLLABORATORI PROGETTISTI

Geom. Giacomo NEZZO *G.N.*

Istr. Idr. Daniele SANGUINI *D.S.*

Geom. Dario SAVINI *D.S.*

Coll. Idr. Andrea BERTAZZO *A.B.*

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Carlo CONDORELLI *C.C.*

DATA

15/07/2015

PERIZIA N.

3287

INDICE

1. PREMESSA	2
2. INDAGINI CONOSCITIVE	2
2.1 Rilievi topografici.....	2
2.2 Indagini geognostiche	3
2.3 Analisi ambientali.....	3
2.4 Analisi idraulica	3
2.5 Franchi idraulici relativi alla Q_{2000}	5
2.6 L'assetto di progetto in corrispondenza di Casale M.To.....	6
3. IPOTESI PROGETTUALI	7
4. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI	8
5. MATERIALE COSTITUENTE IL CORPO ARGINALE.....	10
6. CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	10
7. VERIFICHE GEOTECNICHE E IDRAULICHE DEL CORPO ARGINALE	12
7.1 Normativa di riferimento	12
7.2 Verifiche di stabilità del rilevato arginale	13
7.3 Verifica al sifonamento	14
7.3.1 Metodo di BLIGH-LANE	15
7.3.2 Analisi del reticolo di flusso stazionario.....	16
7.3.3 Linea di saturazione	17
7.3.4 Effetti sul rilevato arginale in progetto	18
7.4 Verifica a liquefazione	18
7.4.1 Calcolo della capacità portante e dei cedimenti.....	18
8. MURO DI CINTA.....	21
9. CONCLUSIONI.....	23
10. ALLEGATI.....	24
10.1 Allegato 1: Studio su modello fisico dell'idrodinamica dei deflussi di piena nel Fiume Po, in Comune di Casale Monferrato, nel tratto a valle del ponte ferroviario – Relazione Finale	25
10.2 Allegato 2: Studio su modello fisico dell'idrodinamica dei deflussi di piena nel Fiume Po, in Comune di Casale Monferrato, nel tratto a valle del ponte ferroviario – Planimetria delle Sezioni	26
10.3 Allegato 3: Studio su modello fisico dell'idrodinamica dei deflussi di piena nel Fiume Po, in Comune di Casale Monferrato, nel tratto a valle del ponte ferroviario – Tav. 14	27
10.4 Allegato 4: Studio su modello fisico dell'idrodinamica dei deflussi di piena nel Fiume Po, in Comune di Casale Monferrato, nel tratto a valle del ponte ferroviario – Tav. 16	28
10.5 Allegato 5: Studio su modello fisico dell'idrodinamica dei deflussi di piena nel Fiume Po, in Comune di Casale Monferrato, nel tratto a valle del ponte ferroviario – Tav. 18	29
10.6 Allegato 6: Studio su modello fisico dell'idrodinamica dei deflussi di piena nel Fiume Po, in Comune di Casale Monferrato, nel tratto a valle del ponte ferroviario – Tav. 20	30
10.7 Allegato 7: Verifiche di Stabilità del Rilevato Arginale	31

1. PREMESSA

L'intervento previsto nel presente progetto si inquadra nell'ambito della programmazione del P.A.I., Piano per l'Assetto Idrogeologico, redatto dall'Autorità di Bacino del Fiume Po.

L'intervento in oggetto è previsto nel Comune di Casale Monferrato (AL) ed è collocato in golena sinistra, immediatamente a valle dell'attraversamento ferroviario della linea "Casale M.to - Mortara", in località Cascina Consolata.

Attualmente il rilevato arginale esistente, posto a protezione della C.na Consolata, forma una cuspide piuttosto attigua alla sponda sinistra del Fiume Po parzializzando notevolmente la golena sinistra e condizionando negativamente i deflussi di piena.

Il presente Progetto, in accordo con le indicazioni dettate dall'Autorità di Bacino del Fiume Po, prevede l'arretramento della linea arginale nella sua parte più prossima al corso d'acqua.

L'insieme dell'intervento è rappresentato nella Corografia di Progetto in scala 1:25.000 (V. Elaborato 4.2).

Lo sviluppo complessivo del nuovo rilevato arginale è di circa 685 m a fronte del vecchio tracciato da dismettere della lunghezza di circa 770 m.

2. INDAGINI CONOSCITIVE

Al fine di pervenire ad una adeguata conoscenza delle caratteristiche plano-altimetriche e geotecniche della zona di intervento nonché per reperire tutte le informazioni necessarie per la redazione del progetto definitivo, si sono previste ed eseguite una serie di attività accessorie quali rilievi topografici e indagini geognostiche.

2.1 Rilievi topografici

Per eseguire il rilievo in modo corretto, si è proceduto all'inquadratura del rilievo nella rete di caposaldi forniti al topografo dagli Uffici AIPO di Parma (più precisamente sono stati selezionati i vertici VR 25, 26, 27 e 28 posti in prossimità dell'area da rilievo). Il tutto è stato riferito alla rappresentazione WGS84-UTM fuso 32. La restituzione dei dati è stata successivamente eseguita con realizzazione del modello matematico del terreno.

In generale è stato rilevato ogni elemento presente (fossi irrigui, strade interpoderali, fabbricati, manufatti, ecc.) e gli eventuali sottoservizi (elettrodotti, pozzi, ecc.).

E' stato oggetto di rilievo, altresì, anche il tratto di arginatura attualmente esistente e oggetto di dismissione rilevandone le quote della sommità, del piede e delle rampe esistenti.

Sulla base del rilievo effettuato sono state generate delle sezioni trasversali distanziate tra loro di circa 30 metri misurati lungo lo sviluppo longitudinale dell'argine in progetto.

2.2 Indagini geognostiche

Per le analisi condotte sul terreno di fondazione e i risultati delle relative indagini si rimanda all'apposito Allegato all'Elaborato "2 - Relazione Geologica-Geotecnica" facente parte del presente progetto.

2.3 Analisi ambientali

Per la realizzazione del nuovo tronco arginale verrà impiegato materiale proveniente da cava di prestito autorizzata a meno di una minima quantità (circa 8.000 m3) che proviene dal riutilizzo del materiale proveniente dalla dismissione del vecchio argine e reimpiegato per la formazione della sommità arginale posta oltre la quota della piena di progetto e per la formazione dei rilevati che delimitano la fascia boscata voluta dal Parco Fluviale del Po e dell'Orba; il rimanente materiale di risulta proveniente dalle attività di demolizione dell'argine esistente (per circa 32.000 m3) sarà conferito presso discariche autorizzate.

Con riguardo alle prescrizioni attuabili nella gestione del materiale di scavo derivante dalle attività di cui al presente progetto in relazione al dettato della normativa ambientale nazionale (D.Lgs. 152/2006 "Norme in materia ambientale", D.M. 10.08.2012 n. 161 "Regolamento recante la disciplina dell'utilizzazione delle terre e rocce da scavo", e loro ss.mm.ii.) e Regionale, laddove eventualmente applicabile, le relative indagini riguardo all'Analisi delle Terre e Rocce da scavo saranno condotte prima dell'esecuzione dei lavori.

In ogni caso, nel Quadro Economico di Spesa del presente Progetto, si è tenuto conto dei relativi oneri per condurre le necessarie indagini di caratterizzazione del materiale.

2.4 Analisi idraulica

Per le finalità del presente progetto, alla base delle scelte progettuali sono stati considerati i livelli idrici massimi della piena di riferimento dell'evento 2000.

A seguito dell'evento di piena dell'ottobre 2000 l'AIPo ha incaricato la Sezione Idraulica del Dipartimento di Idraulica, Trasporti e Infrastrutture Civili del Politecnico di Torino, della

realizzazione del modello fisico a fondo fisso con una struttura in legno rivestita in vetroresina, finalizzato allo studio dell'idrodinamica dei deflussi di piena del fiume Po in Casale Monferrato nel tratto che si estende a valle del ponte stradale in corrispondenza della località denominata Nuova Casale.

La necessità di realizzare un modello fisico per lo studio dei deflussi di piena emerse durante la Conferenza Programmatica convocata dalla Regione Piemonte in data 06.12.2002 presso il Comune di Casale Monferrato, ai sensi dell'art. 1bis della L. 365/2000, per esprimere un parere sulla proposta regionale di integrazione delle previsioni del progetto di modificazione n. 1 del PAI.

Le prove sperimentali sul modello hanno avuto lo scopo di verificare gli effetti indotti, sui deflussi delle acque di piena del fiume Po, dall'eventuale innalzamento e prolungamento dell'attuale argine golenale costruito a difesa del quartiere Nuova Casale situato in destra orografica a valle del ponte ferroviario.

Con il modello fisico sono stati individuati e quantificati gli effetti, nelle sezioni poste a monte del ponte ferroviario ed a valle in sinistra e destra idrografica in corrispondenza dell'argine di Terranova, conseguenti all'innalzamento del tratto di argine golenale in corrispondenza della località Nuova Casale.

Lo studio è stato condotto analizzando il comportamento idraulico del tratto d'asta fluviale considerato in conseguenza del deflusso delle seguenti portate:

- $Q_{20}=4200 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{100}=5600 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{200}=6100 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{500}=6900 \text{ m}^3/\text{s}$
(valori indicati nella direttiva piene di progetto del P.A.I.);
- $Q_{\text{ALLUVIONE}1994}=6500 \text{ m}^3/\text{s}$ (valore rilevato alla stazione idrometrica di Casale in occasione dell'evento di piena del 1994 - Risorse Idriche S.p.A., Giugno 2001);
- $Q_{\text{ALLUVIONE}2000}=7450 \text{ m}^3/\text{s}$ (non contenuta nella fascia B);
- $Q_{\text{ALLUVIONE}2000}=7750 \text{ m}^3/\text{s}$ (contenuta nella fascia B);

La taratura del modello è stata eseguita utilizzando il valore della portata defluita in occasione dell'evento alluvionale del 1994 registrata all'idrometro di Casale, in particolare sono stati misurati i livelli idrometrici corrispondenti al deflusso delle portate con tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni indicate nella Direttiva Piene di Progetto del P.A.I. ed i relativi franchi rispetto alle attuali quote degli argini golenale in destra e maestro in sinistra idrografica.

La campagna di prove sperimentali ha evidenziato che il deflusso delle suddette portate di piena con le quote arginali maestre in destra e sinistra orografica avviene senza determinare alcun fenomeno di esondazione in fascia C.

Tuttavia è stato osservato che il deflusso della piena con un TR_{500} ($Q_{500}=6900 \text{ m}^3/\text{s}$) avviene tra il ponte stradale ed il ponte ferroviario di Casale M.to senza garantire adeguati franchi arginali sia in destra che in sinistra orografica.

Con portate di 7450 m³/s, simulazione dell'evento di piena del 2000 non contenuta nella fascia B, i franchi si riducono ulteriormente, con una situazione limite con franco zero in sponda sinistra nella sezione 15.

2.5 Franchi idraulici relativi alla Q₂₀₀₀

In relazione alla Progettazione delle opere in interstazione, a seguito delle osservazioni pervenute in sede di valutazione della procedura di V.I.A. (di cui alla L.R. n. 40/1998) e in sede di Verifica da parte del Gruppo di Verifica interna A.I.Po, si specifica che i livelli idrici posti a base della progettazione derivano dalle risultanze del modello fisico predisposto dal Politecnico di Torino (Dipartimento di Idraulica, Trasporti e Infrastrutture Civili) su incarico dell'Agenzia Interregionale Fiume Po a seguito dei noti eventi di piena verificatisi nell'ottobre 2000: "Studio su modello fisico dell'idrodinamica dei deflussi di piena nel Fiume Po, in Comune di Casale Monferrato, nel tratto a valle del ponte ferroviario. Località Nuova Casale".

I livelli idrici di progetto, impiegati quali valori di riferimento per la definizione delle quote di sommità arginale dell'intervento in esame, derivano dal profilo idraulico relativo al defluire della portata di 7450 m³/s nella configurazione di avvenuto sovrizzo delle arginature in località "Nuova Casale" (situazione, di fatto, simile a quella attuale in quanto l'adeguamento della linea arginale in destra è stato già realizzato).

Per comprendere meglio quali sono stati le risultanze del modello fisico se ne riporta, negli *Allegati*, la *Relazione Finale* e la *Planimetria delle sezioni*.

Nel seguito, si ripropone la *Tabella 3* di cui alla "Relazione Finale" del citato "Studio..." dalla quale si evince la corrispondenza tra le sezioni AIPO, le sezioni del Modello e le sezioni di Progetto.

Sezione AIPO	Sezione Modello Fisico	Sezione di Progetto	Quota piena modello	Quota piena corretta	Quota progetto	Franco idr.
S01D1D2	14-14	---	112.16	112.35	112.76	0.41
S01D1D1	15-15	Sez. 3 (circa)	112.16	112.54	113.04	0.50
S01D1C2	17-17	Sez. 8÷Sez. 9	111.60	111.94	112.44	0.50
S01D1C1	18-18	Sez. 11 (circa)	111.62	111.60	112.10	0.50

Tuttavia, dalla lettura delle tavole allegate al modello, si è riscontrata una certa discrepanza grafica tra i livelli di piena e i livelli di sommità arginale; in sede di progetto, ai fini cautelativi, si è proceduto con la correzione di tali differenze.

Definiti, in tal modo, i livelli idrici nelle sezioni note si è proceduto successivamente a determinare le quote del profilo idraulico di progetto nelle sezioni intermedie operando una interpolazione lineare tra le successive sezioni note; conseguentemente sono state definite le quote di progetto della sommità arginale nelle varie sezioni di progetto.

Nei tratti iniziale e terminale dell'intervento ci si è raccordati con le quote di sommità dell'argine esistente.

Per maggior chiarezza è stato rivisto l'elaborato progettuale "4.4-Profilo Longitudinale" nel quale è stata meglio evidenziata la corrispondenza tra le varie sezioni come riportato nella precedente Tabella.

2.6 L'assetto di progetto in corrispondenza di Casale M.To

In data 30 maggio 2006 si è svolta a Parma presso la sede dell'Autorità di Bacino una riunione tecnica in merito alle valutazioni idrauliche sul fiume Po a Casale effettuate dall'Autorità di Bacino nell'ambito dello Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del fiume Po e da AIPo nell'ambito del modello fisico di Nuova Casale, realizzato dal Politecnico di Torino sulla base della picchettatura dei livelli di piena del 1994.

Nel corso della riunione è stato preso atto che, come verificato dall'Autorità di Bacino nell'ambito dello Studio di Fattibilità, i due modelli (fisico e numerico) a parità di condizioni al contorno forniscono risultati pressoché congruenti, ritenendo che la differenza fra i due profili della piena del 1994 desunti distintamente dal modello fisico e dal modello numerico sia da ricercarsi nelle diverse condizioni al contorno assunte alla base delle simulazioni di taratura dei modelli, ed in particolare:

- picchettatura della piena del 1994 effettuata dal Magistrato per il Po e utilizzata nel modello fisico di AIPo;
- livelli idrici misurati nel 1994 alle stazioni idrometriche di Crescentino, Palazzolo, Casale Lanza e Casale ponte stradale, utilizzati per la taratura delle simulazioni effettuate nello Studio dell'Autorità di Bacino.

Il tratto di corso d'acqua in questione, in corrispondenza di un centro abitato in cui ad un elevato grado di pericolosità si associa un'elevata vulnerabilità del territorio (città di Casale), richiede un livello di sicurezza molto elevato che ha spinto i partecipanti alla riunione ad assumere decisioni cautelative secondo un criterio di precauzione.

È stato pertanto ritenuto opportuno "... che il profilo di riferimento per la definizione dell'assetto di progetto dell'intera asta del fiume Po, nel tratto da confluenza Dora Baltea a confluenza Tanaro, debba essere quello derivante dai modelli numerici messi a punto

nell'ambito dello Studio di fattibilità dell'Autorità di Bacino mentre, localmente, per il tratto in corrispondenza della città di Casale, il profilo di riferimento per le piene del 1994 e del 2000 debba essere quello derivante dal modello fisico che assume condizioni più cautelative e per le sue caratteristiche rappresenta con maggior dettaglio i deflussi di piena nella zona considerata ... Tale decisione è stata motivata dalla necessità di adottare criteri di difesa differenziati in relazione al grado di vulnerabilità del territorio adiacente al corso d'acqua". (V. Allegato al par. 14.2 della Relazione Generale).

3. IPOTESI PROGETTUALI

L'ipotesi progettuale portata avanti in sede di Progettazione Definitiva ha tenuto conto di quanto stabilito dalla Conferenza dei Servizi (nella seduta del 14.07.2011) chiamata ad esprimersi su due ipotesi progettuali sviluppate congiuntamente nell'ambito della Progettazione Preliminare (V. Allegato 14.3 dell'Elaborato 01-Relazione Generale).

Per la definizione dei livelli di sommità arginali si è tenuto conto di quanto stabilito in sede di Pianificazione dall'Autorità di Bacino del Fiume Po che nella *Relazione Tecnica* della "VARIANTE AL PAI – Fiume Po nel tratto dalla confluenza Dora Baltea alla confluenza Tanaro" di cui alla Deliberazione n. 7 del 21.12.2010 così riporta:

"... Le arginature nel tratto di Po casalese, così come completate, rialzate e consolidate nell'ambito degli interventi di prima fase conseguenti alla piena del 2000, sono state verificate in conformità agli indirizzi del Comitato Istituzionale, e si sono ottenuti i seguenti risultati:

- *la piena PAI è contenuta con un franco ovunque superiore ad 1 metro ...;*
- *la piena massima storica (piena del 2000) è contenuta con un franco sempre positivo che raggiunge il valore minimo di circa 20 cm ...;*

... ..

... ..

Tutto ciò considerato si può pertanto concludere che il sistema difensivo fornisce nel tratto casalese del Po condizioni di sicurezza adeguate ai livelli prescritti nella pianificazione di bacino ed, in generale, uguali ed in alcuni casi maggiori, a quelli presenti in tutto il tratto arginato di valle del Po.

Un ulteriore sovrizzo delle arginature potrà essere realizzato, fino a conseguire il franco di un metro sulla piena di riferimento (piena del 2000), solamente compensando gli effetti degli interventi passivi con interventi attivi che consentano di invasare in fascia C il surplus del volume di piena che viceversa sarebbe trasferito ai tratti di valle."

Confrontando i livelli della piena di riferimento con il profilo che linearmente congiunge le quote arginali delle sezioni iniziale e finale del nuovo argine (sezioni che si sovrappongono all'arginatura esistente), è stato definito il profilo minimo della sommità arginale del manufatto in progetto.

Il confronto con i livelli di piena derivanti dalla modellazione fisica ha reso evidente una certa inadeguatezza, per qualche decametro a monte, del profilo originario (come, peraltro,

risultava già dal medesimo modello fisico) con valori di franco idraulico nulli o, addirittura, negativi seppur di qualche centimetro.

Si è operata, quindi, la scelta progettuale di voler garantire comunque un franco di 25 cm della struttura arginale con funzioni di tenuta idraulica; ad esso si sommano ulteriori 25 cm per il cassonetto stradale. In totale, quindi, il franco effettivo minimo sarà di 50 cm sui livelli di riferimento (così come sopra determinati dalla modellazione fisica) definendo, in tal modo, univocamente le quote di sommità lungo tutto lo sviluppo della nuova linea arginale in progetto.

Tale scelta progettuale ha richiesto di predisporre un tratto di raccordo in quota nella parte iniziale (a monte) tra l'arginatura esistente e quella in progetto; accorgimento che, invece, non è stato necessario adottare nel tratto terminale a valle.

Nella presente fase della Progettazione Esecutiva sono state confermate le suddette ipotesi progettuali.

4. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

La sezione tipo adottata è sostanzialmente identica alla sezione dell'argine esistente e nel quale la nuova arginatura va ad innestarsi.

Essa è caratterizzata da una sommità arginale di larghezza 6,00 m contenente la pista arginale larga 5,00 m (costituita da un cassonetto di stabilizzato dello spessore di 25 cm opportunamente compattato e profilato) e da due banchine laterali di 50 cm di larghezza.

La scarpata a fiume presenta una pendenza di 2:3 mentre quella a campagna è di 1:2.

La linea di imbibizione è stata tracciata dal livello di massima piena all'interno del rilevato arginale ipotizzando un abbattimento lineare cautelativo con pendenza di 1:5; la scelta progettuale di garantire, in ogni caso, un ricoprimento minimo di 50 cm della ipotizzata linea di imbibizione tra la superficie del petto arginale a campagna e la superficie piezometrica all'interno del corpo arginale (come da indicazioni dedotte dal *Quaderno Opere Tipo* dell'Autorità di Bacino del Fiume Po), ha reso necessario prevedere una banca di ringrosso arginale a campagna posta ad una quota di circa 1,65 m sotto la quota di sommità.

Il ringrosso arginale previsto è caratterizzato pertanto da una banca sub-orizzontale di larghezza variabile (maggiore di 2,50 m), una pendenza trasversale (verso campagna) del 5%, altezza variabile sul piano campagna (in funzione della morfologia locale) ed una scarpa 1:3.

Nei tratti di innesto della nuova arginatura sul tracciato arginale esistente (privo di banca di ringrosso), sarà necessario operare un raccordo in quota (a monte) e in sagoma (sia a monte sia a valle) con l'argine esistente per un tratto di 50 m a monte e a valle.

Limitatamente al petto a fiume, e analogamente all'argine esistente, per garantire la tenuta idraulica è stata prevista l'impermeabilizzazione con lastre in cls dello spessore di 20

cm armate con rete elettrosaldata; tale mantellata interesserà tutto lo sviluppo della scarpata a fiume a partire dal piede a golena sino a 25 cm oltre la quota della piena di riferimento e sarà fondata su un diaframma (anch'esso in c.a.) dello spessore di 60 cm e della profondità di 200 cm.

Laddove necessario, al fine di risolvere le interferenze con la rete irrigua esistente e a garantirne comunque la continuità idraulica, verrà realizzata una canaletta irrigua mediante l'utilizzo di elementi in acciaio ondulato con larghezza in sommità di 60 cm.

Analogamente, al fine di garantire e dare continuità alla viabilità interpodereale sono state previste delle rampe che consentono il sovrappasso dell'argine in progetto.

Per il dettaglio e la posizione delle opere sopra descritte si rimanda ai relativi elaborati grafici.

Dal punto di vista costruttivo il manufatto arginale verrà realizzato seguendo le fasi descritte nel seguito.

Preparazione del piano di posa del nuovo rilevato: prima di procedere alla costruzione dell'argine sarà necessario preparare il terreno di posa provvedendo all'asportazione del terreno vegetale e degli apparati radicali; a tal fine dovrà essere operato uno scavo di scotico per la predisposizione di un "cassonetto" della profondità minima di 70-80 cm; la larghezza del suddetto scavo dovrà essere pari alla dimensione planimetrica del nuovo rilevato (aumentata, ovviamente, delle usuali sbadacchiature); nei tratti di immorsamento con l'argine esistente sarà opportuno procedere ad una gradonatura delle superfici al fine di garantire il migliore allettamento degli strati e un'efficace uniformità e omogeneità strutturale dei due rilevati vecchio-nuovo; la gradonatura sarà realizzata per l'intera altezza della sponda, dalla sommità al piede dell'argine, attraverso una risagomatura del corpo arginale esistente in modo da realizzare una serie di piccole banche poste a distanza di circa 1 metro l'una dall'altra; la pendenza della sponda tra una banca e l'altra dovrà essere di circa a 1:1.

Realizzazione del rilevato arginale: preparato il terreno di posa come sopra descritto, si procederà alla messa in opera del materiale necessario a garantire la formazione della sagoma arginale di progetto depurata dello spessore del terreno vegetale di ricoprimento; il materiale sarà posto in opera per strati dello spessore di circa 30-50 cm opportunamente costipato con idonei mezzi; in ogni caso si farà riferimento alle specifiche tecniche per la posa contenute nel Capitolato Speciale d'Appalto di cui al presente Progetto Esecutivo.

Formazione del cassonetto per la realizzazione della strada arginale: sulla sommità del manufatto arginale sarà realizzato un cassonetto di larghezza pari a 5,00 m e spessore 25 cm, riempito con misto stabilizzato per opere stradali; il suddetto cassonetto dovrà essere realizzato al centro dell'argine lasciando quindi da entrambi i lati una banchina di larghezza pari a 0,50 m.

Posa del terreno vegetale: l'intera superficie del manufatto di nuova realizzazione sarà ricoperta con uno strato di terreno vegetale di coltura dello spessore di almeno 20 cm, terreno vegetale proveniente dal riutilizzo dello scotico di fondazione e precedentemente selezionato e accantonato.

Idrosemina: al termine dei lavori sopra descritti si procederà all'idrosemina delle scarpate a fiume e a campagna.

5. MATERIALE COSTITUENTE IL CORPO ARGINALE

Il materiale da impiegarsi per la realizzazione del rilevato arginale sarà fornito dall'Impresa esecutrice e dovrà rispettare le specifiche stabilite nel Capitolato Speciale d'Appalto.

In particolare, con riferimento alla classificazione di cui alle norme CNR-UNI 10006 (2002), le terre da impiegarsi saranno preferibilmente di tipo argilloso e limoso (classi A-4, A-6, A-7-6) che abbiano:

- un contenuto massimo del 50% in sabbia per i materiali classificati "A-4";
- un contenuto minimo del 15% in sabbia e un Indice di Plasticità non superiore a 25 per i materiali in classe "A-6" e "A-7".

Non sarà possibile impiegare materie organiche e/o sabbie pulite.

Il materiale posto in opera dovrà avere valori del peso in volume allo stato secco pari al 93% del peso di volume secco ottenuto nella Prova (Proctor) AASHTO Standard (CNR B.U. 69/78); la corrispondente umidità dovrà avere i valori compresi fra +/- 2% dell'umidità ottimale ottenuta nella suddetta prova di compattazione.

In corso d'opera il peso di volume secco ottenuto dalla summenzionata Prova Proctor (*Maximum Proctor*) dovrà essere relativo al materiale posto in opera e prelevato nello stesso punto in cui verrà realizzata la prova di densità.

Le caratteristiche del materiale costituente il corpo arginale di cui si è tenuto conto in sede di progettazione sono le seguenti:

1. peso specifico secco $\gamma_d = 20 \text{ kN/m}^3$
2. peso specifico saturo $\gamma_{sat} = 21 \text{ kN/m}^3$
3. angolo di attrito $\varphi = 32^\circ$
4. coesione $c = 0 \text{ kPa}$

L'aver supposto una coesione nulla, seppur poco verosimile (i risultati sperimentali disponibili in letteratura, infatti, dimostrano che un certo grado di coesione è sempre presente), è comunque a favore di stabilità rappresentando essa un'ipotesi cautelativa.

6. CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

La caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni costituenti gli strati di fondazione è stata eseguita mediante una campagna di indagini (V. l'apposito Allegato all'Elaborato "2 - Relazione Geologica-Geotecnica" al quale si rimanda per i dettagli) che hanno consentito di stimare i parametri fisico-meccanici del terreno di fondazione.

Dall'Allegato sopra citato è possibile evincere che le indagini eseguite hanno consentito di definire un **modello geologico** sostanzialmente "... costituito da depositi di ghiaie sabbiose eterometriche differenziate da variazioni di composizione della matrice che si estendono per tutto il volume investigato. Tali depositi sono costituiti da clasti eterometrici, con la porzione di frazione sabbiosa che varia da una struttura casto-sostenuta ad una matrice sostenuta. Le ghiaie sabbiose sopra descritte sono sormontate da un livello di copertura pedologica di natura sabbio-limoso e spessore di 0,80-1,00 m dal p.c. ...".

Per quanto riguarda la **caratterizzazione meccanica** dei terreni, sono stati eseguiti n° 3 sondaggi (S1-S2-S3) all'interno dei quali sono state eseguite n° 4 prove S.P.T. in foro che nel sondaggio S2 (ubicato all'incirca a metà dello sviluppo longitudinale del nuovo tracciato arginale) ha dato i seguenti risultati:

profondità da p.c. [m]	N_{SPT} (S2) [-]
4,50	25
7,50	41
10,00	45
13,50	82

Per quanto attiene agli **aspetti idrogeologici** le misure ai piezometri indicano una soggiacenza media della falda di circa -6 m dal piano campagna.

Le prove di permeabilità (tipo *Lefranc* a carico variabile) eseguite in foro hanno permesso di stimare i seguenti coefficienti (sempre riferiti al sondaggio S2):

profondità da p.c. [m]	K (S2) [m/s]
-3,0 ÷ -4,0	$1,45 \cdot 10^{-5}$

-7,50 ÷ -9,0	> 1,18*10 ⁻⁴
--------------	-------------------------

Riguardo alla modellazione sismica è stata dapprima valutata la cosiddetta "pericolosità sismica di base" variata, successivamente, sulla base dei condizionamenti indotti dalla stratigrafia locale nonché dalla superficie topografica.

In base alle *Norme Tecniche per le Costruzioni* di cui al D.M. 14.01.2008, e alle relative "Istruzioni" di cui alla Circolare n. 617 del 02.02.2009, assegnata la *vita nominale* dell'opera pari a $V_n=100$ anni, considerato che la *classe d'uso* dell'argine in progetto è la IV e, conseguentemente, il *coefficiente d'uso* C_u è pari a 2, il *periodo di riferimento* V_r è necessariamente pari a 200 anni.

Le indagini sismiche eseguite (MASW e H/V) hanno permesso di stabilire valori di V_{S30} intorno ai 366÷380 m/s che, ai sensi delle citate N.T.C., classificano il sottosuolo nella *Categoria B*.

In relazione alle condizioni topografiche, invece, l'area rientra nella categoria T1.

Sulla base delle indagini eseguite e dei dati sopra riportati, le N.T.C. individuano i corrispondenti Tempi di Ritorno e i relativi valori dei parametri e degli spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite da considerare (SLO – SLD – SLV – SLC).

Il coefficiente sismico orizzontale k_h in condizioni di SLC è risultato essere pari a 0,0138 (arrotondato a 0,014) e il corrispondente coefficiente sismico verticale $k_v = \pm 0,5k_h = \pm 0,007$.

Il modello geotecnico, invece, prevede che "... i depositi investigati, in relazione alle variazioni litologiche, non presentano significative variazioni da un punto di vista geotecnica, se non un normale aumento delle caratteristiche tecniche con l'aumentare della profondità. Per cui il modello geotecnico è semplicemente ipotizzabile come una serie di strati così sintetizzabili":

<i>profond. da p.c.</i> [m]	<i>materiale</i> [-]	<i>dens. rel. D_R</i> [-]	ϕ' [°]	γ_d [KN/m ³]	γ_{sat} [KN/m ³]
0,0 ÷ -6,0	GHIAIE SABBIOSE	0,4	34	17,86	18,56
-6,0 ÷ -8,5	GHIAIE SABBIOSE	0,5	38	18,75	19,60
-8,5 ÷ -12,0	GHIAIE SABBIOSE	0,6	40	19,64	20,64
-12,0 ÷ indef.	GHIAIE SABBIOSE	0,7	43	20,53	21,68

7. VERIFICHE GEOTECNICHE E IDRAULICHE DEL CORPO ARGINALE

7.1 Normativa di riferimento

Nei calcoli e nelle verifiche condotte nel seguito sono state applicate le "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. n. 29 del 14.01.2008, le relative "Istruzioni" di cui alla Circolare Min.Infr.Trasp. n. 617 del 02.02.2009 e il D.M. 11.03.1988 (laddove applicabile).

Tutti i calcoli sono stati eseguiti con riferimento alla condizione A2+M2+R2 (*Approccio 1, Combinazione 2*) di cui alle citate N.T.C.

7.2 Verifiche di stabilità del rilevato arginale

La verifica di stabilità del rilevato arginale in progetto è stata condotta impiegando il codice di calcolo S.S.A.P. - *Slope Stability Analysis Program* - rel. 4.1.3 (CNR-IRPI - Firenze) utilizzando il metodo di *Morgenstern & Price* (1965) applicato alla sezione caratterizzata dalla massima altezza rispetto al piano campagna (sezione 03 alla progressiva 76,95 m).

Le verifiche sono state condotte considerando i seguenti carichi e/o le seguenti situazioni idrauliche (e loro combinazioni):

- Argine scarico;
- Argine caricato in sommità con un sovraccarico pari a 20 kPa (per transito veicolare);
- Argine caricato sulla banca con un sovraccarico pari a 7,7 kPa (mezzo di servizio agricolo);
- Argine caricato con entrambi i sovraccarichi;
- Situazione senza piena (considerando la falda indisturbata a circa -6 m dal p.c. così come misurato dai piezometri nel corso della campagna di indagini);
- Situazione in caso di massima piena (con la linea di imbibizione all'interno del corpo arginale inclinata di 1:5 da fiume a campagna);
- Situazione in caso di rapido svasso (con la linea di imbibizione all'interno del corpo arginale inclinata di 1:5 da fiume a campagna ma senza il carico idrostatico a fiume);
- Azione sismica (in tutte le configurazioni).

Nelle verifiche eseguite, alle azioni e alle caratteristiche di resistenza sono stati applicati i rispettivi coefficienti correttivi, così come disposto dalle NTC vigenti seguendo

Le verifiche sono state condotte in termini globali e locali sia per il petto a fiume sia per il petto a campagna.

Per ogni condizione simulata sono state prese in considerazione 1000 diverse potenziali superfici di scivolamento e per ognuna di esse è stato calcolato il coefficiente di sicurezza F_s ; tra le 1000 superfici investigate è stata, quindi, individuata quella caratterizzata dal minimo valore di F_s ; in tutti i casi il coefficiente di sicurezza minimo $F_{s_{min}}$ è risultato essere maggiore del limite imposto dalle N.T.C. ($F_{s_{min}} > 1,1$).

Nel rimandare, per i dettagli, alle "Verifiche di Stabilità del rilevato arginale" (in Allegato alla presente Relazione Tecnica) si riporta un riepilogo dei risultati ottenuti nelle seguenti Tabelle 1 e 2, dalle quali ne deriva che in ogni caso investigato risulta $F_{s_{min}} > 1,1$.

Tabella 1: riepilogo delle verifiche di stabilità locale e globale (lato campagna)

SIMULAZIONE	DESCRIZIONE	$F_{s_{min}}$
CA_0-F	Verifica lato campagna, argine scarico, falda indisturbata a -6 m	1,368
CA_0-P	Verifica lato campagna, argine scarico, livello max piena	1,403
CA_0-RS	Verifica lato campagna, argine scarico, livello max piena, svasso rapido	1,339
CA_S1-F	Verifica lato campagna, con carico S1, falda indisturbata a -6 m	1,491
CA_S1-P	Verifica lato campagna, con carico S1, livello max piena	1,463
CA_S1-RS	Verifica lato campagna, con carico S1, livello max piena, svasso rapido	1,496
CA_S1S2-F	Verifica lato campagna, con carichi S1+S2, falda indisturbata a -6 m	1,384
CA_S1S2-P	Verifica lato campagna, con carichi S1+S2, livello max piena	1,324
CA_S1S2-RS	Verifica lato campagna, con carichi S1+S2, livello max piena, svasso rapido	1,334
CA_S2-F	Verifica lato campagna, con carico S2, falda indisturbata a -6 m	1,604
CA_S2-P	Verifica lato campagna, con carico S2, livello max piena	1,541
CA_S2-RS	Verifica lato campagna, con carico S2, livello max piena, svasso rapido	1,571

Tabella 2: riepilogo delle verifiche di stabilità locale e globale (lato fiume)

SIMULAZIONE	DESCRIZIONE	$F_{s_{min}}$
PO_0-F	Verifica lato fiume, argine scarico, falda indisturbata a -6 m	5,569
PO_0-P	Verifica lato fiume, argine scarico, livello max piena	5,198
PO_0-RS	Verifica lato fiume, argine scarico, livello max piena, svasso rapido	2,669
PO_S1-F	Verifica lato fiume, con carico S1, falda indisturbata a -6 m	6,229
PO_S1-P	Verifica lato fiume, con carico S1, livello max piena	5,878
PO_S1-RS	Verifica lato fiume, con carico S1, livello max piena, svasso rapido	2,681
PO_S1S2-F	Verifica lato fiume, con carichi S1+S2, falda indisturbata a -6 m	3,232
PO_S1S2-P	Verifica lato fiume, con carichi S1+S2, livello max piena	5,884
PO_S1S2-RS	Verifica lato fiume, con carichi S1+S2, livello max piena, svasso rapido	2,467
PO_S2-F	Verifica lato fiume, con carico S2, falda indisturbata a -6 m	5,166
PO_S2-P	Verifica lato fiume, con carico S2, livello max piena	4,255
PO_S2-RS	Verifica lato fiume, con carico S2, livello max piena, svasso rapido	2,821

7.3 Verifica al sifonamento

Nell'ambito del presente progetto è stata eseguita la verifica semplificata al sifonamento degli argini secondo i metodi empirici generalmente più utilizzati, ovvero i metodi di *BLIGH* e di *LANE*.

In generale si può ipotizzare che il pericolo di sifonamento riguarda principalmente il corpo arginale ed il terreno di fondazione più superficiale

In tale scenario le verifiche al sifonamento sono state effettuate con riferimento ai dislivelli idraulici tra fiume e campagna nella situazione più gravosa di massima piena e larghezza alla base della sagoma arginale pari a circa 27 m.

Con riferimento alla sezione che rappresenta la massima altezza sul piano campagna (che è risultata essere la "Sezione n. 03" alla progressiva 76,95 m), il livello massimo del pelo libero assunto per le verifiche dell'argine in condizioni stazionarie è pari a 112.53 m slm (in attinenza alle quote desunte dal modello fisico predisposto dall'Autorità di Bacino del F. Po).

Ai fini della verifica al sifonamento si è assunta come quota di valle dell'argine (ove possono sorgere i problemi connessi alle problematiche considerate) quella del piano campagna che, nella medesima sezione di riferimento, risulta essere pari a 109.01 m slm; da ciò ne deriva un carico netto di circa 3,50 m.

Per quanto riguarda le caratteristiche del terreno di fondazione, le verifiche si basano sui risultati ottenuti in seguito all'esecuzione dei sondaggi geognostici eseguiti. Da essi si desume che i parametri geotecnici riferiti al terreno di fondazione denotano un terreno sovraconsolidato e quindi le verifiche possono essere assimilate alla fase d'esercizio del rilevato arginale in progetto.

Dai risultati del sondaggio "S2" (V. Elaborato "2 – Relazione Geologica-Geotecnica"), medio rappresentativo dell'area investigata, è possibile osservare che per il terreno di fondazione (nei primi 6 m di profondità) è costituito da "ghiaia addensata" caratterizzata da una Densità Relativa $D_R=40\%$, un angolo di attrito ϕ dell'ordine di 34° ed un peso di volume secco γ_d pari a circa 18 kN/m^3 .

7.3.1 Metodo di BLIGH-LANE

Per eseguire una corretta verifica è necessario ipotizzare percorsi per il moto di filtrazione il più possibile corrispondenti alla realtà; il percorso sul quale valutare il fattore di sicurezza non è il più breve dal punto di vista della distanza bensì il più breve dal punto di vista idraulico.

Il metodo di *LANE* rappresenta un affinamento del metodo di *BLIGH* (tant'è che viene spesso identificato come "Metodo di Bligh-Lane") e tiene conto del fatto che la resistenza al moto della filtrazione è nettamente minore lungo il confine tra la base (orizzontale) della costruzione ed il terreno, rispetto alle linee di confine tra le strutture verticali ed il terreno arrivando a stimare un coefficiente di sicurezza F_s .

In particolare, osservazioni empiriche dello stesso *LANE* hanno evidenziato l'opportunità di assegnare ai percorsi verticali un peso triplo rispetto ai percorsi orizzontali o inclinati di un angolo minore di 45°. La formulazione di *LANE* è così espressa:

$$F_s = \frac{\frac{1}{3} \Sigma L_h + \Sigma L_v}{(h_f - h_c)}$$

nella quale

- ΣL_h è la sommatoria dei tratti orizzontali
- ΣL_v è la sommatoria dei tratti verticali
- h_f ed h_c sono, rispettivamente, i battenti idrici a fiume e a campagna (quest'ultimo, nel caso in esame, posto cautelativamente pari a zero).

Il fattore di sicurezza così valutato va confrontato con una serie di valori reperibili in letteratura che esprimono il fattore di sicurezza consigliato F^* per ciascuna tipologia di terreno.

Nel caso in esame, ragionando come se si trattasse di "sabbie grossolane - ghiaie fini", il coefficiente di sicurezza F^* indicato in letteratura è pari a circa 3,5. Per cui si ha:

$$F_s = \frac{\frac{1}{3} \Sigma L_h + \Sigma L_v}{(h_f - h_c)} = \frac{\frac{1}{3} 27 + 4}{3,5} = 3,7$$

L'applicazione di tale metodo, però, non si rileva esaustiva a descrivere la situazione reale rivelando che gli argini potrebbero non essere verificati a sifonamento in situazioni di filtrazione stazionaria della frazione più fine in corrispondenza dell'unghia di valle.

7.3.2 Analisi del reticolo di flusso stazionario

Il materiale costituente il rilevato arginale può essere assimilato ad una ghiaia addensata in matrice sabbiosa, cui si può ragionevolmente attribuire un coefficiente di conducibilità idraulica dell'ordine di 10^{-6} m/s.

La configurazione del terreno su cui si fonda l'argine è sostanzialmente costituita, come risulta dalle indagini eseguite, dalla presenza di ghiaie sabbiose addensate caratterizzata da una conducibilità idraulica "k" pari a $1,45 \cdot 10^{-5}$ m/s sotto il quale si colloca uno strato ulteriore di ghiaia sabbiosa con "k"= $1,18 \cdot 10^{-4}$ m/s.

Secondo la teoria che sta alla base delle verifiche al sifonamento, quando si conosce il reticolo di flusso del moto di filtrazione è possibile valutare il *gradiente idraulico effettivo* " i_e " che effettivamente si instaura nell'unghia a campagna; tale valore va poi confrontato con il *gradiente idraulico critico* " i_c " definito come:

$$i_c = \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_w}$$

permettendo così di definire un fattore di sicurezza

$$F_s = \frac{i_c}{i_e}$$

in cui

$$i_e = \frac{(h_f - h_c)}{L}$$

E' bene che il fattore di sicurezza sia, ove possibile, maggiore di 4 come indicato in letteratura da *Terzaghi* per considerare l'argine sicuro dal punto di vista del sifonamento.

Nel caso in esame, per valutare il fattore di sicurezza a sifonamento dell'argine in condizioni stazionarie, è necessario ipotizzare il percorso che compie il moto di filtrazione individuando il percorso idraulicamente più breve.

La differenza di carico in moto stazionario tra monte e valle è pari a circa 3,50 m. Il percorso ipotizzato si compie interamente nel terreno ghiaioso con matrice sabbiosa con lunghezza di circa 27 m. Si può supporre che, in condizioni stazionarie, le linee equipotenziali si dispongano in maniera omogenea lungo il tragitto considerato.

E' possibile, quindi, determinare il gradiente idraulico critico " i_c " che, nel caso di terreno con $\gamma_s=20 \text{ kN/m}^3$, è pari a:

$$i_c = \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_w} = \frac{(20 - 9,81)}{9,81} = 1,04$$

Il *gradiente idraulico effettivo* " i_e ", trattandosi di terreno omogeneo, viene dissipato uniformemente lungo il percorso; per cui si ha:

$$i_e = \frac{(h_f - h_c)}{L} = \frac{3,50}{27} = 0,13$$

Ne consegue un fattore di sicurezza F_s pari a:

$$F_s = \frac{i_c}{i_e} = \frac{1,04}{0,13} = 8$$

Il calcolo appena effettuato ha permesso di stabilire che, nel caso si instaurasse un moto in regime stazionario in condizioni di piena tra la zona a fiume e la zona a campagna, secondo il metodo appena applicato sorgerebbero filtrazioni che tuttavia non metterebbero a repentaglio la sicurezza dell'argine. Infatti, il percorso idraulicamente più breve per il moto di filtrazione, garantisce comunque un fattore di sicurezza superiore al limite imposto dalla letteratura.

Da tali risultati emerge che la verifica viene soddisfatta essendo $F_s > 4$, pertanto si esclude l'insorgenza di fenomeni di sifonamento sull'unghia di valle.

A lungo termine, pertanto, l'argine è verificato al sifonamento.

E' necessario tuttavia osservare come tale tipo di verifica si riferisca a condizioni teoriche nelle quali si considera un tubo di flusso in materiale omogeneo con flusso unidirezionale

che non tiene perciò conto della geometria reale del sistema. La situazione reale può essere eventualmente simulata in modo più approfondito mediante codice di calcolo di modellazione numerica (ad esempio, bidimensionale).

7.3.3 Linea di saturazione

Per quanto riguarda la determinazione della linea di saturazione, essa è stata tracciata facendo riferimento a condizioni di moto stazionario corrispondenti al massimo livello che si ha nel fiume al passaggio della piena; l'assumere come linea libera una semiretta orizzontale avente pendenza 1:5 è altamente cautelativa.

Avendo adottato il criterio progettuale di assicurare una idonea copertura della linea di saturazione con un "franco" di almeno 50 cm (come suggerito, tuttavia, dall'Autorità di Bacino del Fiume Po nel proprio *Quaderno Opere Tipo*), si ritiene remota l'ipotesi che si possano instaurare fenomeni di ruscellamento lungo il paramento a campagna.

7.3.4 Effetti sul rilevato arginale in progetto

Per quanto riguarda i possibili effetti sull'argine in progetto, si può osservare che si prevede di realizzare il nuovo argine a notevole distanza dal canale principale del Fiume Po (distanza minima di circa 200 m dal ciglio superiore di sponda); di conseguenza i livelli idrici e le velocità presenti in condizione di piena non risulteranno ragionevolmente tali da poter causare effetti erosivi sul paramento a fiume del rilevato arginale protetto, peraltro, da lastre in c.a. e inverdito.

Trattandosi, comunque, di corpi arginali che saranno a contatto con eventuali azioni di piena, analogamente alla tipologia dell'argine da dimettere, in tutto il tratto si è previsto il rivestimento della scarpata arginale lato fiume da eseguirsi con lastre in c.a. a partire dal piede a golena sino alla quota di massima piena e l'impermeabilizzazione del terreno di fondazione con un diaframma di tenuta al piede dell'argine lato fiume.

Non risulta, in ogni caso, che le zone a campagna a ridosso del rilevato arginale esistente lungo il tratto in oggetto siano state interessate nel passato da fenomeni di sifonamento e/o ruscellamento.

7.4 Verifica a liquefazione

In considerazione del fatto che sono soddisfatte contemporaneamente le seguenti condizioni:

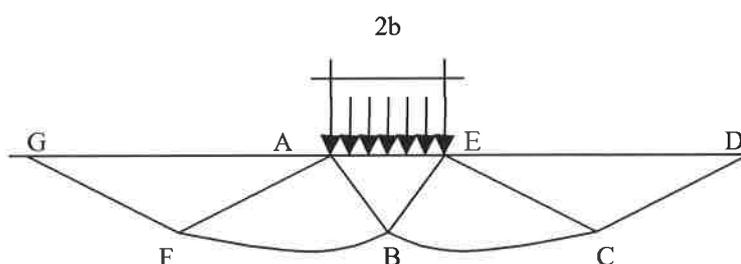
- 1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;*
- 2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;*
- 3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;*

si omette la verifica a liquefazione in quanto si rientra nei casi di esclusione di cui al paragrafo 7.11.3.4.2 delle N.T.C.

7.4.1 Calcolo della capacità portante e dei cedimenti

La teoria sulla quale si basa la determinazione della *capacità portante* in funzione delle caratteristiche del terreno (angolo di attrito ϕ , coesione c e geometria della fondazione) è quella che si fonda sul criterio di rottura proposto da *Terzaghi*.

In base a tale teoria *Terzaghi* considera che sotto la base della fondazione si formi un nucleo a forma di cuneo con angolo di inclinazione ϕ e che, a rottura, lo slittamento avvenga secondo superfici che assumono la forma di spirali logaritmiche, come di seguito indicato:



Più in generale la formula di *Brinch-Hansen (1970)*, tiene conto di diversi parametri correttivi (tra i quali il fattore di forma, la profondità della fondazione, le componenti dello sforzo orizzontale, l'inclinazione della fondazione, il carico eventualmente non simmetrico).

In tali ipotesi il carico ammissibile di rottura q_{lim} è definito dalla seguente relazione:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma \cdot (B \cdot N_\gamma) + c \cdot N_c + q \cdot N_q$$

in cui:

- q_{lim} è il carico specifico di rottura
- B è la larghezza della fondazione
- γ il peso specifico del terreno
- c la coesione

N_c , N_q , N_γ sono i coefficienti di capacità portante strettamente correlati al valore dell'angolo di attrito interno del terreno e disponibili in letteratura in quanto tabulati da *Vesic (1975)*.

Per semplicità di calcolo il caso in esame è stato cautelativamente approssimato ad un rilevato a sezione trapezia con base maggiore di 26 m, sommità di 6 m e petti arginali (a fiume e a campagna) con medesima scarpa; successivamente la sua impronta sul terreno è stata paragonata ad una superficie di fondazione nastriforme della lunghezza di 100 m posta su un piano orizzontale con carico centrato.

AL-E-1775 - Lavori di arretramento argine in sinistra orografica del Fiume Po in loc. "C.na Consolata" in Comune di Casale M.to (AL)

TERRENO					
b1	=	0	*	inclinazione fondazione	ATTENZIONE
b2	=	0	*	inclinazione piano campagna	b1+b2 < 45°
g1	=	18,00	kN/mc	peso specifico efficace	
gsat	=	20,00	kN/mc	peso specifico saturo	
g2	=	12,12	kN/mc	valore di g nel terzo termine del qlim in funzione della posizione della falda se $Z_w < D$ o $Z_w > (D+B)$	
c		0,00	0,00	kN/mq	coesione c'
f		34	28,35	*	attrito interno terreno sottostante la fondazione f'
Zw	=	6,00	m	profondità falda	

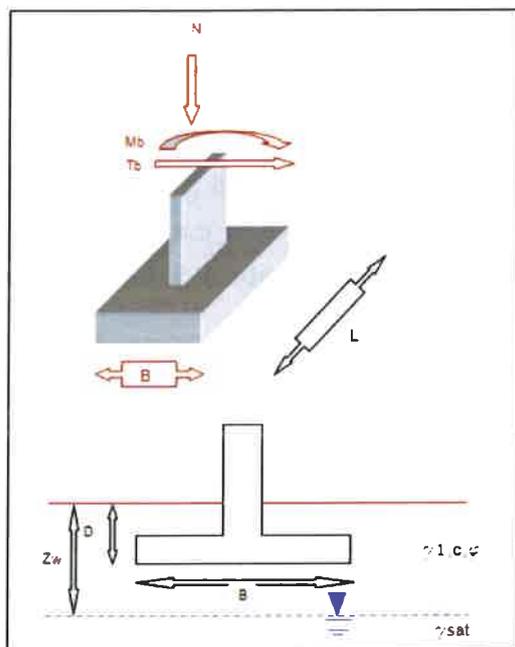
GEOMETRIA FONDAZIONE				FONDAZIONE RIDOTTA		
B	=	2600	cm	lato fondazione	eb=	0,00 m ---> B'= 26,00 m
L	=	10000	cm	lunghezza fondazione	el=	0,00 m ---> L'= 100,00 m
H	=	0	cm	altezza suola fondazione		
D	=	50	cm	profondità di posa		

AZIONI		Gkfond	Gk	Qk	combinazione		
N	=	173000,00	kN	0,00	160000,00	10000,00	<input type="radio"/> A1+M1+R1 <input checked="" type="radio"/> A2+M2+R2 <input type="radio"/> A1+M1+R3
Mb	=	0,00	kNm	0,00	0,00	0,00	
Ml	=	0,00	kNm	0,00	0,00	0,00	
Tb	=	8190,00	kN	0,00	0,00	6300,00	
Tl	=	0,00	kN	0,00	0,00	0,00	
Ht	=	8190,00	kN				

CARICO LIMITE		PRESSIONE AGENTE		FS			
qlim	=	2289,82	kPa	q=	66,54 kPa	34,41	verificato
		22,90	kg/cmq		0,67 kg/cmq		
FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: S_d / H_d						11,40	OK verificato

Per quanto riguarda il calcolo dei cedimenti, partendo dai risultati delle prove SPT, si sono calcolati dapprima i parametri di deformazione dei vari strati ricorrendo alla relazione di *D'Apollonia et al.*; dopodiché, con le relazioni di *Polulos e Davis* si sono calcolati i cedimenti.

L'entità dei cedimenti calcolati, risultando dell'ordine dell'1% dell'altezza del rilevato (circa 2,5 cm), si ritengono pienamente compatibili con l'opera in progetto.



COEFFICIENTI FORMULA BRINCH-HANSEN		
q = 9,00 kN/mq	sovraccarico alla profondità D	
Nq = 15,30	coefficienti di capacità portante	
Nc = 26,50		
Ng = 17,59		
sc = 1,15	fattori di forma	
sq = 1,14		
sg = 0,90		
rb = 1,79	coefficienti per calcolare mi	
rl = 1,21		
teta = 1,57 rad		
mi = 2,00	fattori inclinazione carico	
iq = 0,91		
ic = 0,90		
ig = 0,86	fattori profondità piano d'appoggio	
dq = 1,01		
dc = 1,01		
dg = 1,00	fattori inclinazione base della fondazione	
bq = 1		
bc = 1		
bg = 1	fattori inclinazione piano di campagna	
gq = 1		
gc = 1		
gg = 1		

DATI FONDAZIONE E PRESSIONE per i valori caratteristici Gk + Qk					
B	26,00 m	larghezza			
L	100,00 m	lunghezza			
q	65,38 kPa	Pressione Agente			
DATI TERRENO per stima dei cedimenti secondo Poulos e Davis 1974					
		quota cambio			
Strato	Litologia	di strato	E	n	cedimento
-	-	m	kN/mq	-	cm
1	ghiaia-sabbiosa	5,3	20000	0,35	1,30
2	ghiaia-sabbiosa	8,5	40000	0,30	0,36
3	ghiaia-sabbiosa	12,0	50000	0,30	0,29
4	ghiaia-sabbiosa	20,0	60000	0,30	0,48
CEDIMENTO TOTALE					2,43 cm

8. MURO DI CINTA

Per quanto riguarda il rifacimento del muro di cinta della C.na Consolata, questo sarà realizzato con una muratura in mattoni a doppia testa con spessore finito di 40 cm e altezza di 2,50 m, caratterizzato da un peso proprio di circa 10 kN per metro lineare di sviluppo.

La fondazione, di tipo nastriforme, avrà la funzione di ripartire il carico sul terreno; essa sarà realizzata mediante una trave continua avente una sezione trasversale di 60x30 cm (soprastante uno strato di magrone di regolarizzazione dello spessore di 10 cm) e sarà armata con n. 8 correnti (4 superiori e 4 inferiori) Ø14 mm e n. 4 staffe/m del Ø10 mm.

In analogia a quanto già considerato per la struttura arginale, sono stati calcolati sia la capacità portante che i cedimenti per quanto riguarda la fondazione del muro.

Per semplicità di calcolo il caso in esame è stato cautelativamente approssimato ad una fondazione nastriforme della lunghezza di 36 m (pari alla lunghezza complessiva della fondazione) con base di 60 cm posta su un piano orizzontale con carico centrato.

Il carico trasmesso è quello proprio del muro in mattoni, 10 KN/m (pari al peso proprio del muro), al quale è stata sommata l'aliquota della fondazione in c.a., 6 KN/m, per un carico totale trasmesso in fondazione di 16 KN/m (corrispondente a 576 KN su tutto lo sviluppo della fondazione).

TERRENO									
$\beta 1$	=	0	°	inclinazione fondazione	ATTENZIONE				
$\beta 2$	=	0	°	inclinazione piano campagna	$\beta 1 - \beta 2 < 45^\circ$				
$\gamma 1$	=	18,00	kN/mc	peso specifico efficace					
γ_{sat}	=	20,00	kN/mc	peso specifico saturo					
$\gamma 2$	=	18,00	kN/mc	valore di γ nel terzo termine del qlim in funzione della posizione della falda se $Z_w < D$ o $Z_w > (D+B)$					
c	=	0,00	0,00	kN/mq	coesione c'				
φ	=	34	28,35	°	attrito interno terreno sottostante φ'				
Z_w	=	6,00	m	profondità falda					
GEOMETRIA FONDAZIONE		FONDAZIONE RIDOTTA							
B	=	60	cm	lato fondazione	eb= 0,00 m → B'= 0,60 m				
L	=	3600	cm	lunghezza fondazione	el= 0,00 m → L'= 36,00 m				
H	=	40	cm	altezza suola fondazione					
D	=	40	cm	profondità di posa					
AZIONI		Gk _{fond}	Gk	Qk	SCEGLI la combinazione				
N	=	576,00	kN	216,00	360,00	0,00	<input type="radio"/> A1+M1+R2 <input checked="" type="radio"/> A2+M2+R2 <input type="radio"/> A1+M1+R3		
Mb	=	0,00	kNm	0,00	0,00	1,8			
MI	=	0,00	kNm	0,00	0,00				
Tb	=	0,00	kN	0,00	0,00				
TI	=	0,00	kN	0,00	0,00				
Ht	=	0,00	kN	0,00	0,00				
CARICO LIMITE		PRESSIONE AGENTE							
qlim	=	227,58	kN/mq	q=	26,67	kN/mq	8,53	verificato	R1 = 1,0
		2,28	kg/cmq		0,27	kg/cmq			R2 = 1,8
FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: S_d / H_d					assente			OK verificato	R3 = 2,3

Analogamente a quanto fatto nel precedente paragrafo 7.4.1 per l'opera arginale, per quanto riguarda il calcolo dei cedimenti, partendo dai risultati delle prove SPT si sono calcolati dapprima i parametri di deformazione dei vari strati ricorrendo alla relazione di *D'Apollonia et al.*; dopodiché, con le relazioni di *Poulos e Davis* si sono calcolati i cedimenti.

L'entità dei cedimenti calcolati, pari a complessivi 0,14 cm, risultando al di sotto dell'1% (e per l'esattezza 0,056%) rispetto all'altezza del muro, si ritengono pienamente compatibili con l'opera in progetto.

DATI FONDAZIONE E PRESSIONE per i valori caratteristici Gk + Qk					
B	0,60 m	larghezza			
L	36,00 m	lunghezza			
q	26,67 kN/mq	Pressione Agente			
DATI TERRENO per stima dei cedimenti secondo Poulos e Davis 1974					
Strato	Litologia	cambio di strato m	E kN/mq	ν	cedimento cm
-	-				
1	ghiaia sabbiosa	5,3	20000	0,35	0,12
2	ghiaia sabbiosa	8,5	40000	0,30	0,01
3	ghiaia sabbiosa	12,0	50000	0,30	0,01
4	ghiaia sabbiosa	20,0	60000	0,30	0,01
CEDIMENTO TOTALE CALCOLATO					0,14 cm

COEFFICIENTI FORMULA BRINCH-HANSEN		
q	= 7,20 kN/mq	sovraccarico alla profondità D
Nq	= 15,30	
Nc	= 26,50	coefficienti di capacità portante
Ng	= 17,59	
sc	= 1,01	
sq	= 1,01	fattori di forma
sg	= 0,99	
rb	= 1,98	coefficienti per calcolare mi
ri	= 1,02	
teta	= 1,57 rad	
mi	= 2,00	
iq	= 1,00	
ic	= 1,00	fattori inclinazione carico
ig	= 1,00	
dq	= 1,20	
dc	= 1,21	fattori profondità piano d'appoggio
dg	= 1,00	
bq	= 1	
bc	= 1	fattori inclinazione base della fondazione
bg	= 1	
gq	= 1	
gc	= 1	fattori inclinazione piano di campagna
gg	= 1	

Dalle considerazione sopra esposte si evince che le verifiche svolte sulle opere di fondazione del muro di cinta in progetto, risultano tutte ampiamente soddisfatte.

9. CONCLUSIONI

Dalle considerazione esposte nei paragrafi precedenti, le verifiche svolte sulle opere in progetto, così come sopra dettagliatamente descritte, condotte nelle condizioni più gravose sia in relazione ai carichi applicati sia in riferimento alle sezioni maggiormente sollecitate, risultano tutte ampiamente soddisfatte.

10. ALLEGATI