AIPo
Agenzia Interregionale per il fiume Po

AGENZIA INTERREGIONALE PER IL FIUME PO – PARMA

Strada Giuseppe Garibaldi 75, I-43121 Parma

(PC-E-809) LAVORI DI RIALZO DELL'ARGINE MAESTRO IN DESTRA DEL FIUME PO NEL II C.I. DI PIACENZA PER L'ADEGUAMENTO DELLA SAGOMA DEFINITIVA PREVISTA DAL PIANO SIMPO NEI COMUNI DI CALENDASCO E ROTTOFRENO (PS45 2001-2002)

PROGETTO ESECUTIVO
1° lotto funzionale

R05 – RELAZIONE SULLE VERIFICHE DI STABILITA'

IL RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI:

CAPOGRUPPO MANDATARIA
PROGETTAZIONE GENERALE – INGEGNERIA IDRAULICA E STRUTTURALE

DIZETA INGEGNERIA
STUDIO ASSOCIATO
Via Bassini, 19 – 20133 MILANO Tel. 02-70600125
server@dizetaingegneria.it Fax 02-70600014

ING. FULVIO BERNABEI
ING. LAURA GRILLI
ING. GIANLUIGI SEVINI

MANDANTE
GEOLOGIA E GEOTECNICA

EN GEO S.r.l.
ENGINEERING GEOLOGY
www.engeo.it

GEOL. CARLO CALEFFI
GEOL. FRANCESCO CERUTTI

MANDANTE
ASPETTI AMBIENTALI E PAESAGGISTICI

STUDIO PANDAKOVIC

ARCH. ANGELO DAL SASSO

MANDANTE
ARCHEOLOGIA

GIANO S.N.C.

DOTT. DARIA PASINI

MANDANTE
TOPOGRAFIA E PIANO PARTICELLARE ESPROPRI

GEOM. MARCO SOZZÈ

PROGETTISTA:
DOTT. ING. FULVIO BERNABEI

RUP:
DOTT. ING. MIRELLA VERGNANI

DATA	LUGLIO 2019
COMMESSA N° 2018/005	REDATTO BROVELLI
CODICE COMMESSA ESARGINIPIACENZA	CONTROLLATO GRILLI
NOME FILE	APPROVATO BERNABEI

REV.	DATA	DESCRIZIONE MODIFICA	REDATTO	CONTR.	APPR.

A TERMINI DI LEGGE CI SI RISERVA LA PROPRIETA' DEL PRESENTE ELABORATO, CHE PERTANTO NON PUO' ESSERE RIPRODOTTO E/O CEDUTO A TERZI SENZA AUTORIZZAZIONE DELLA DIZETA INGEGNERIA

I N D I C E

1 Premesse 3

2 Normativa di riferimento 4

3 Parametri geotecnici 5

3.1 Prove in sito 5

3.2 Stima dei parametri geotecnici 5

3.3 Materiale per la realizzazione del ringrosso arginale 6

4 Criteri generali di verifica geotecnica 7

4.1 Combinazioni delle azioni 7

4.1.1 Parametri geotecnici di progetto 8

4.1.2 Analisi delle azioni 9

4.1.2.1 Azioni variabili 9

4.1.2.2 Azioni sismiche inerziali nel rilevato 9

5 Verifiche di stabilità globale 11

5.1 Descrizione del codice di calcolo 11

5.2 Rilevato arginale in condizioni di esercizio 13

5.3 Rilevato arginale in condizioni di costruzione 15

5.4 Rilevato arginale in condizioni di piena 17

5.5 Rilevato arginale in condizioni di rapido svaso 19

5.6 Rilevato arginale con sisma 21

6 Verifica dei cedimenti 23

6.1 Descrizione del codice di calcolo 23

6.2 Cedimenti in corrispondenza del ringrosso arginale di progetto 26

6.2.1 Risultati della simulazione 27

6.3 Cedimenti in corrispondenza della nuova chiavica Galeotto 30

6.3.1 Risultati della simulazione 30

6.4 Cedimenti in corrispondenza delle chiaviche esistenti da dismettere 33

6.4.1 Risultati della simulazione 33

7 Verifica dei fenomeni connessi alla filtrazione 36

7.1 Descrizione del codice di calcolo 36

7.2 Schema di calcolo utilizzato 37

7.2.1 Risultati della simulazione 38

8 Verifica di galleggiamento 43

9 Verifica di stabilità delle opere provvisionali 45

9.1 Codice di calcolo utilizzato 45

9.2 Verifiche strutturali 46

10 Conclusioni 50

1 Premesse

Nella presente relazione vengono riportate le analisi necessarie alla valutazione di stabilità geotecnica delle opere di cui al progetto esecutivo del 1° lotto funzionale de i *"Lavori di rialzo dell'argine maestro in destra Fiume Po nel II° C.I. di Piacenza per l'adeguamento della sagoma definitiva prevista dal Piano Simpo in Comune di Calendasco e Rottofreno (PS45 2001-2002) - PC-E-809".*

Nelle pagine che seguono si dà atto di quanto sopra, riportando le modalità con cui sono state implementate:

1) le verifiche di stabilità globale per l'argine maestro;
2) le verifiche di ammissibilità dei cedimenti nei terreni di fondazione dell'argine;
3) le verifiche dei fenomeni connessi ai moti di filtrazione;
4) la verifica al galleggiamento;
5) la verifica di ammissibilità dei cedimenti e dei momenti sulle opere provvisionali.

A introduzione delle analisi citate, vengono richiamate le indagini geotecniche svolte per la caratterizzazione dei terreni di fondazione e di adeguamento arginale, la normativa di riferimento, i criteri generali di verifica.

2 Normativa di riferimento

Il dimensionamento e la verifica delle opere sono stati condotti in conformità alla normativa nazionale vigente, ed in particolare, nel rispetto delle disposizioni di:

[A] D.M. 17/01/2018 Aggiornamento delle "Norme tecniche per le Costruzioni";

[B] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

3 Parametri geotecnici

3.1 Prove in sito

Le analisi svolte nella *Relazione geologica* e *nella Relazione geotecnica e sismica* allegata al progetto hanno permesso di effettuare la classificazione dal punto di vista geotecnico dei terreni presenti in corrispondenza delle opere previste. La zona investigata è stata quella in corrispondenza del rilevato arginale, dove sono state eseguite 9 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e due sondaggi a carotaggio continuo.

Sulla base dei risultati ottenuti è stato possibile individuare i seguenti tipi di terreno per il corpo arginale e per i depositi di fondazione:

Corpo Arginale

- Materiale di riporto tipo D: pacchetto stradale;
- Materiale di riporto tipo A: terreni prevalentemente argilloso-limosi;
- Materiale di riporto tipo B: terreni prevalentemente limoso-sabbiosi;
- Materiale di riporto tipo C: terreni prevalentemente sabbiosi.

Depositi di fondazione

- Orizzonte 1: depositi prevalentemente argilloso-limosi;
- Lente 1A: depositi prevalentemente sabbiosi;
- Lente 1B: depositi prevalentemente limoso-sabbiosi;
- Orizzonte 2: depositi prevalentemente limoso-sabbiosi;
- Orizzonte 3: depositi prevalentemente sabbioso-ghiaiosi.

3.2 Stima dei parametri geotecnici

Nella successiva Tabella 1 sono riportati i valori dei parametri geotecnici del corpo arginale e dei depositi di fondazione, stimati, come si è detto, sulla base dei risultati delle indagini geognostiche effettuate in sito.

	$\gamma_{sat}\ \left[\frac{kN}{mc}\right]$	$\gamma_{nat}\ \left[\frac{kN}{mc}\right]$	$C'_k\ [kPa]$	$\varphi'[°]$	$E_{ed\,k}[MPa]$
$Materiale\ di\ riporto\ tipo\ A$	19.5	18.5	11.36	21.6	4.39
$Materiale\ di\ riporto\ tipo\ B$	20.0	19.0	11.21	23.8	5.45
$Materiale\ di\ riporto\ tipo\ C$	21.0	20.0	–	30.0	42.39
$Orizzonte\ 1$	19.5	18.5	11.35	21.8	4.44
$Lente\ 1A$	21.0	20.0	–	31.0	49.21
$Lente\ 1B$	20.0	19.0	11.19	24.7	4.71
$Orizzonte\ 2$	20.0	19.0	11.18	25.9	4.44
$Orizzonte\ 3$	21.5	20.5	–	36.0	66.81

Tabella 1 – Parametri geotecnici dei terreni costituenti le arginature ed i terreni di fondazione

3.3 Materiale per la realizzazione del ringrosso arginale

Per la realizzazione del rialzo e del ringrosso delle arginature è previsto l'utilizzo di materiali provenienti da un'area demaniale di escavazione di pubblico interesse, sita in golena di Po.

Le prove Proctor, effettuate per valutare il grado di costipamento del terreno della zona di cava, hanno evidenziato che i terreni selezionati per la realizzazione dell'arginatura, una volta compattati, avranno caratteristiche riconducibili a quelle che costituiscono allo stato di fatto il rilevato. Ne conseguono i seguenti valori dei parametri geotecnici per il ringrosso:

	$\gamma_{sat}\ \left[\frac{kN}{mc}\right]$	$\gamma_{nat}\ \left[\frac{kN}{mc}\right]$	$C'_k\ [kPa]$	$\varphi'[°]$
$Materiale\ di\ riporto\ tipo\ A$	19.5	18.5	11.36	21.6

Tabella 2 – Parametri geotecnici del materiale utilizzato per i ringrossi arginali

4 Criteri generali di verifica geotecnica

In accordo con la normativa [A], le analisi geotecniche per le opere di progetto sono state svolte con un approccio semi-probabilistico agli stati limite ultimi.

4.1 Combinazioni delle azioni

Sono state eseguite le verifiche di stabilità globale relative alle combinazioni delle azioni alle quali può trovarsi soggetta l'opera nel corso della sua vita nominale. Ove ritenuto opportuno, le verifiche sono state effettuate, con riferimento alle seguenti condizioni:

- Condizioni di normale esercizio, con argine asciutto e tirante del Po inferiore alla quota del piede d'argine lato fiume;
- Condizioni di piena duecentennale del Fiume Po, con tirante a quota 56.92 m. s.l.m. (quota di massima ritenuta arginale);
- Condizioni di rapido svaso, con rilevato saturo dopo il passaggio della piena duecentennale del Fiume Po;
- Condizioni sismiche.

La normativa [A] prescrive l'applicazione di coefficienti parziali per le azioni (A2 per le verifiche geotecniche), per i materiali geotecnici (M2) e per le resistenze (R2). In Tabella 3 sono individuate le verifiche agli stati limite ultimi effettuate e la combinazione di coefficienti parziali per le azioni e per i parametri geotecnici utilizzata (normativa [A]*, §6.8.2*).

Le analisi sono state svolte sia con riferimento alla sezione tipo del tratto arginale soggetto a ringrosso e rialzo, sia alla sezione arginale nella quale è prevista la realizzazione della nuova chiavica Galeotto. Inoltre è stato valuto l'impatto in termini di cedimenti del terreno di fondazione anche sulle le chiaviche per le quali è prevista la dismissione e il riempimento con miscela fluida autolivellante.

Sezione considerata	***Verifiche svolte***	***Condizioni esaminate***			
Rilevato arginale con ringrosso e rialzo	*Stabilità globale*	*Esercizio*	*Piena*	*Rapido svaso*	*Sisma*
	Cedimenti	*Esercizio*			
	Filtrazione	*Piena*			
Nuova Chiavica Galeotto	*Cedimenti*	*Esercizio*			
	Filtrazione	*Piena*			
Chiaviche in dismissione	*Cedimenti*	*Esercizio*			

Tabella 3 – Verifiche geotecniche e approcci considerati

La verifica di stabilità globale è stata condotta secondo la combinazione 2 dell'approccio 1 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti γ_R sulla resistenza globale (R2) sono unitari e le azioni variabili sono amplificate secondo i coefficienti del gruppo A2. Le verifiche dei cedimenti sono state condotte considerando i parametri ridotti per effetto dei coefficienti del gruppo M2.

Nelle tabelle che seguono si riportano per chiarezza i valori dei vari coefficienti per le verifiche effettuate.

$\boldsymbol{COEFFICIENTI\ PARZIALI\ PER\ LE\ AZIONI - STABILITÀ\ GLOBALE}$			
$\boldsymbol{CARICHI}$	$\boldsymbol{EFFETTO}$	$\boldsymbol{Coefficiente\ parziale}$	$\boldsymbol{A2}$
$Permanenti$	$Favorevole$	γ_{G1}	1.0
	$Sfavorevole$	γ_{G2}	1.0
$Variabili$	$Favorevole$	γ_{Q1}	0.0
	$Sfavorevole$	γ_{Q2}	1.3

$\boldsymbol{COEFFICIENTI\ PARZIALI\ PER\ I\ PARAMETRI\ GEOTECNICI\ DEL\ TERRENO - STABILITÀ\ GLOBALE\ E\ ANALISI\ DEI\ CEDIMENTI}$		
$\boldsymbol{PARAMETRO}$	$\boldsymbol{Coefficiente\ parziale}$	$\boldsymbol{M2}$
$Tangente\ dell'angolo\ di\ resistenza\ al\ taglio\ tan\varphi'$	$\gamma\varphi'$	1.25
$Coesione\ efficace\ c'$	$\gamma c'$	1.25
$Peso\ dell'unità\ di\ volume\ \gamma$	$\gamma\gamma$	1.00

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche sono state invece eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto (normativa [A], §7.11.1).

4.1.1 Parametri geotecnici di progetto

Nella Tabella 4 che segue si riportano i parametri geotecnici del terreno utilizzati nelle verifiche ridotti mediante l'applicazione dei coefficienti parziali sopra riportati; l'angolo di attrito ridotto è calcolato come arcotangente della tangente dell'angolo d'attrito del materiale in sito diviso per γ_{φ}' $(= 1.25)$;

	$\gamma_{sat}\ \left[\frac{kN}{mc}\right]$	$\gamma_{nat}\ \left[\frac{kN}{mc}\right]$	$C'_k\ [kPa]$	$\varphi'[°]$	$E_{ed\,k}[MPa]$
$Materiale\ di\ riporto\ tipo\ A$	19.5	18.5	9.09	17.58	4.39
$Materiale\ di\ riporto\ tipo\ B$	20.0	19.0	8.97	19.43	5.45
$Materiale\ di\ riporto\ tipo\ C$	21.0	20.0	–	24.79	42.39
$Orizzonte\ 1$	19.5	18.5	9.08	17.74	4.44
$Lente\ 1A$	21.0	20.0	–	25.67	49.21
$Lente\ 1B$	20.0	19.0	8.95	20.20	4.71
$Orizzonte\ 2$	20.0	19.0	8.97 –	21.23	4.44
$Orizzonte\ 3$	21.5	20.5	–	30.17	66.81
$Materiale\ di\ ringrosso$	19.5	18.5	9.09	17.58	4.39

Tabella 4 – Parametri geotecnici assunti per le verifiche

In Tabella 5 vengono invece elencati i valori di permeabilità per le diverse unità litografiche.

	$K\left[\frac{cm}{s}\right]$	$K\left[\frac{mq}{Pa}\right]$
$Materiale\ di\ riporto\ tipo\ A$	$1 \cdot 10^{-7}$	$1 \cdot 10^{-13}$
$Materiale\ di\ riporto\ tipo\ B$	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-11}$
$Materiale\ di\ riporto\ tipo\ C$	$1 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-10}$
$Orizzonte\ 1$	$1 \cdot 10^{-7}$	$1 \cdot 10^{-13}$
$Lente\ 1A$	$1 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-10}$
$Lente\ 1B$	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-11}$
$Orizzonte\ 2$	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-11}$
$Orizzonte\ 3$	$1 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-9}$
$Materiale\ di\ ringrosso$	$1 \cdot 10^{-7}$	$1 \cdot 10^{-13}$

Tabella 5 – Valori di permeabilità

4.1.2 Analisi delle azioni

4.1.2.1 Azioni variabili

Azioni dovute al sovraccarico di un mezzo di servizio o agricolo agente sul rilevato

Considerato che sul rilevato sarà realizzata una pista di servizio, per valutare il carico dovuto ad un mezzo di servizio o agricolo si è fatto riferimento al valore previsto dalle NTC18, §3.1.4 – tab. 3.1.II, pari a $50.00\ kN$ e applicato su ognuna delle due ruote dell'asse più caricato del mezzo. Le forze vengono considerate, in questo caso, come puntuali e applicate a una distanza di $2.50\ m$ (interasse delle ruote). Tale azione è stata poi amplificata con il coefficiente parziale γ_{Q2} della combinazione A2 sopra richiamato.

Azioni dovute al sovraccarico di un mezzo operativo agente sul rilevato

Per le verifiche in fase di costruzione, si è tenuto conto della presenza di un mezzo operativo per il trasporto dei terreni, posizionato in corrispondenza del costruendo rilevato. In applicazione dell'art. 65 del CdS, che prescrive che la massa gravante sull'asse più caricato non deve eccedere 12 tonnellate, il valore applicato su ognuna delle due ruote dell'asse caricato del mezzo è stato assunto pari a 60 kN, sempre amplificato con il coefficiente parziale.

4.1.2.2 Azioni sismiche inerziali nel rilevato

Per la stima delle azioni sismiche, si è eseguita un'analisi pseudo-statica mediante il metodo dell'equilibrio limite. L'impiego del foglio di calcolo *Spettri.NTC ver 1.0.3* messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha permesso di valutare l'accelerazione attesa al suolo, note le coordinate del sito e le caratteristiche topografiche e stratigrafiche. Nello specifico, per valutare il periodo di ritorno in anni, si è definito il periodo di riferimento dell'azione sismica:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 100 \cdot 2.00 = 200\, anni$$

dove:

V_N = vita nominale della costruzione, pari, nel caso in esame, a 100 anni;

C_u = coefficiente d'uso, pari, nel caso di costruzione in classe IV come quella in esame, a 2.0.

Si è inoltre impostata categoria di sottosuolo C (coefficiente di amplificazione $S_S = 1.48$) e categoria topografica T1 ($S_T = 1.00$).

È stata così ricavata l'accelerazione orizzontale massima attesa su riferimento rigido, sulla base della quale sono calcolati i coefficienti sismici orizzontale e verticale k_h e k_v k_h da applicare alle forze agenti sul sistema per ottenere i corrispettivi valori inerziali indotti dal sisma:

$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$ $\qquad$ $k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$

dove β_m rappresenta il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, mentre

$a_{max} = a_g \cdot g \cdot S_s \cdot S_T$.

I parametri sismici sono riportati nella successiva Tabella 5.

Parametro	***Valore***
a_g	$0.147g$
a_{max}	$2.18\, m/s^2$
g	$9.8\, m/s^2$
β_m	0.38
k_h	0.084
k_v	± 0.042

Tabella 6 – Parametri sismici

5 Verifiche di stabilità globale

Le verifiche sono state svolte per la sezione arginale di progetto considerata più critica, quella caratterizzata dalla massima altezza della sommità dell'argine rispetto al piano campagna lato fiume. Il valore massimo individuato è pari a circa 8.40 m. Tale condizione si presenta in corrispondenza della sezione trasversale 2 rappresentata in TAV. 4.1.

Il coefficiente parziale γ_R per le verifiche di sicurezza, secondo le NTC 2018 tab. 6.8.I, è stato assunto pari a 1.1.

5.1 Descrizione del codice di calcolo

Le analisi sono state eseguite utilizzando il metodo di Bishop attraverso il software GEOSTUDIO 2018 compreso nel pacchetto GEOSLOPE.

Di seguito si descrive la teoria del metodo applicato.

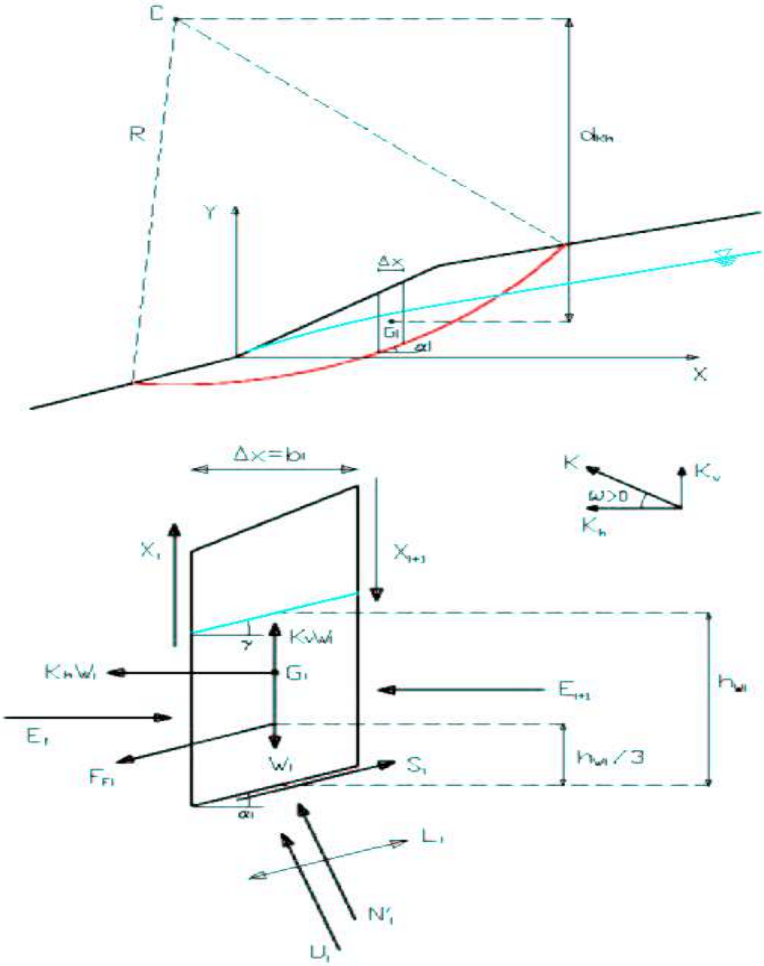


Figura 5.1 – Verifica di stabilità secondo il metodo di Bishop

Con riferimento alla figura sopra riportata, il metodo di Bishop dapprima ipotizza superfici di scorrimento circolari di raggio *R*, quindi suddivide in conci (delimitati verticalmente) di larghezza *b* il

materiale coinvolto nello scivolamento. Per ciascuno dei suddetti conci si determina infine il coefficiente di sicurezza *F* come rapporto fra i momenti, calcolati rispetto al centro del cerchio, stabilizzanti M_S e ribaltanti M_R, cioè:

$$F = \frac{M_S}{M_R}$$

Il contributo al momento stabilizzante M_S è determinato in generale per mezzo della resistenza critica al taglio alla base, somma del contributo del peso *W* ortogonale alla base stessa (detratta la componente verticale dell'azione sismica) moltiplicata per la tangente dell'angolo di attrito interno ϕ' e della coesione *c'* moltiplicata per la distanza $b/\cos\alpha$ (dove α è l'inclinazione della base del concio rispetto all'orizzontale). Considerando, infine, che il concio sia parzialmente immerso in acqua e che alla base la pressione idraulica valga *u*, dette $K_H W$ e $K_V W$ le componenti in direzione orizzontale e verticale dell'azione sismica, si ottiene:

$$M_S = \frac{c'b + \left[W\left(1 - K_V\right) - ub\right] \cdot tg\varphi'}{m(\alpha)} \cdot R$$

dove:

$$m(\alpha) = \cos\alpha \cdot \left(1 + \frac{tg\alpha \cdot tg\varphi'}{F}\right)$$

Il contributo al momento ribaltante M_R di un concio è fornito dalla somma dei momenti della componente del peso *W* parallela alla base del concio (detratta la componente verticale dell'azione sismica) e della componente orizzontale dell'azione sismica:

$$M_R = W\left[\left(1 - K_V\right) \cdot \sin\alpha + K_H \cdot \frac{d_{K_H}}{R}\right] \cdot R$$

Sostituendo le formule dei momenti sopra riportate nell'espressione del coefficiente di sicurezza ed assumendo $d_{K_{Hi}} = R \cdot \cos\alpha_i$, si ottiene per il singolo concio:

$$F = \frac{\dfrac{c'b + \left[W\left(1 - K_V\right) - ub\right] \cdot tg\varphi'}{\cos\alpha \cdot \left(1 + \dfrac{tg\alpha \cdot tg\varphi'}{F}\right)}}{W\left[\left(1 - K_V\right) \cdot \sin\alpha + K_H \cdot \cos\alpha_i\right]}$$

Per l'intera superficie circolare di scivolamento il coefficiente di sicurezza risulta:

$$F = \frac{\displaystyle\sum_{i=1}^{n} \frac{c_i'b_i + \left[W_i\left(1 - K_V\right) - u_i b\right] \cdot tg\varphi_i'}{\cos\alpha_i \cdot \left(1 + \dfrac{tg\alpha_i \cdot tg\varphi_i'}{F}\right)}}{\displaystyle\sum_{i=1}^{n} W_i\left[\left(1 - K_V\right) \cdot \sin\alpha_i + K_H \cdot \cos\alpha_i\right]}$$

in cui il pedice i si riferisce all'i-esimo concio facente parte della superficie di scivolamento.

Tale equazione, come si può facilmente dedurre, è di tipo implicito e di conseguenza deve essere risolta con un metodo iterativo. Definito un valore F_0 di primo tentativo, corrispondente ad $m_i(\alpha)$ unitario, lo si sostituisce nel membro di destra dell'equazione implicita ricavando in tal modo un nuovo valore di F. Tale valore, se diverso dal precedente, s'inserisce nuovamente nel membro di destra per ricercare un ulteriore valore di F e così via. La convergenza dell'algoritmo di risoluzione dell'equazione implicita assicura la determinazione del coefficiente di sicurezza dell'intera superficie di scivolamento.

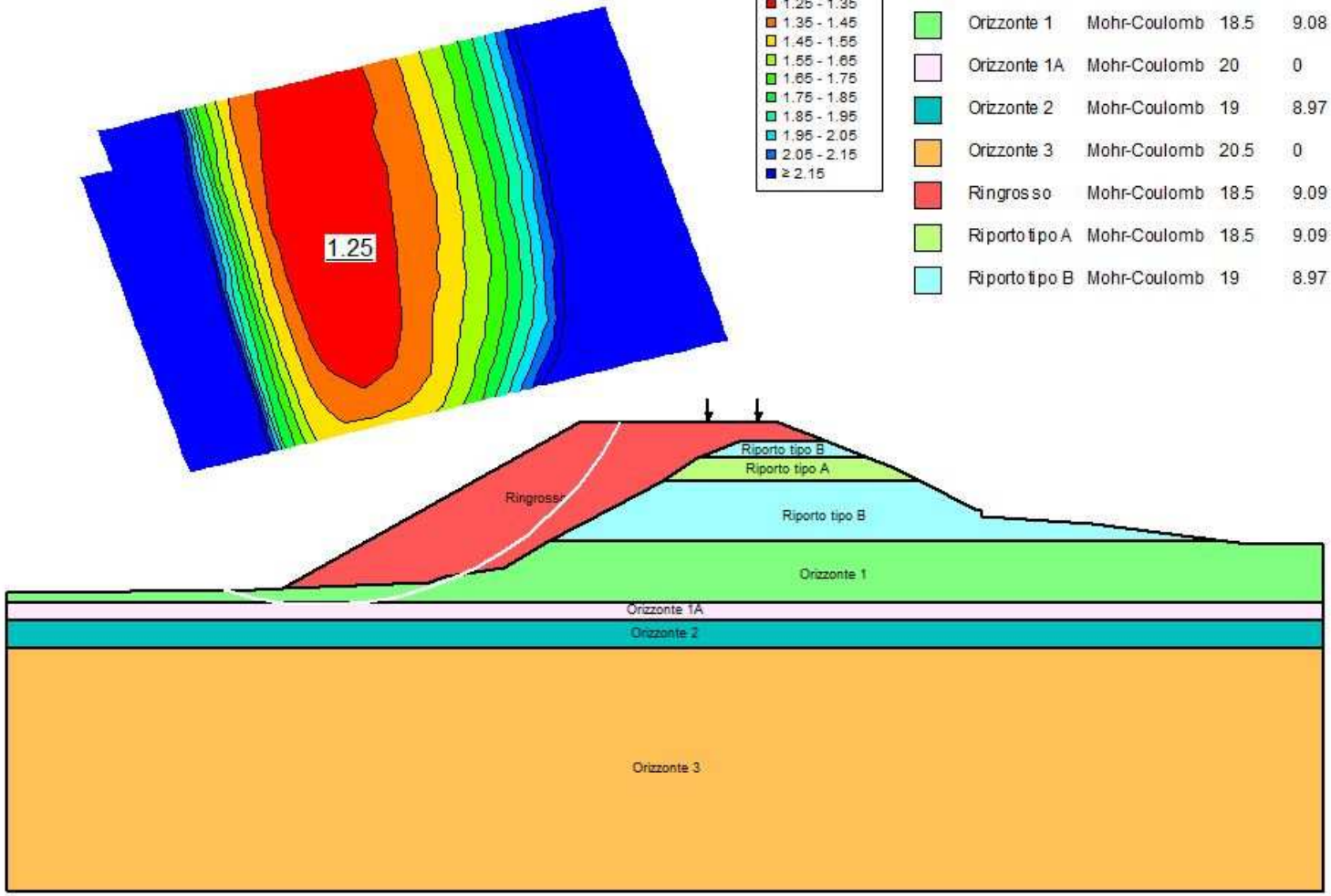
Il modello ricerca la superficie avente centro e curvatura differenti, fino a trovare quella caratterizzata dal coefficiente di sicurezza minore.

5.2 Rilevato arginale in condizioni di esercizio

La verifica è stata effettuata considerando asciutto il materiale costituente il nucleo.

Il coefficiente di sicurezza minimo risulta pari a $1.25 \geq 1.10$, come risulta dall'output del modello riportato nella figura successiva.

ARGINE MAESTRO DEL FIUME PO - OPERE DI RINGROSSO E RIALZO
Analisi di stabilità globale in condizioni di esercizio (argine asciutto)



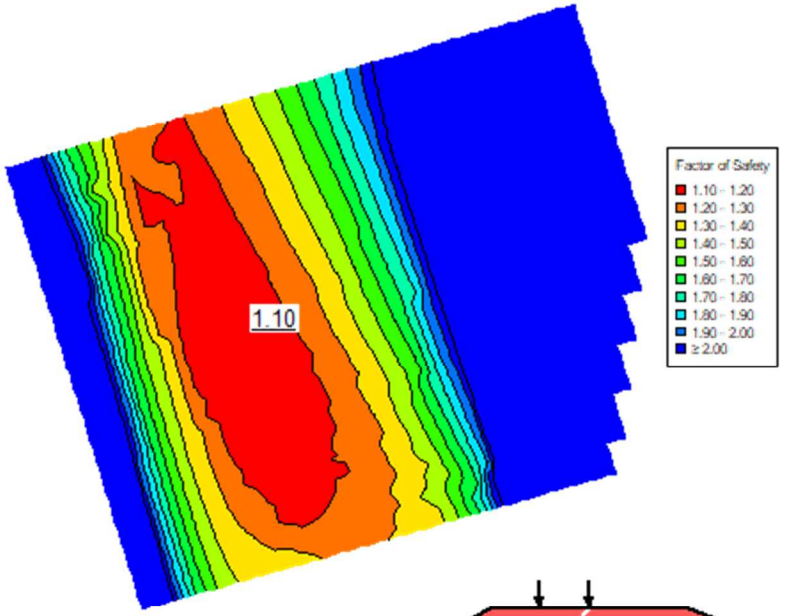
Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m³)	Cohesion' (kPa)	Phi' (°)
	Orizzonte 1	Mohr-Coulomb	18.5	9.08	17.74
	Orizzonte 1A	Mohr-Coulomb	20	0	25.67
	Orizzonte 2	Mohr-Coulomb	19	8.97	21.23
	Orizzonte 3	Mohr-Coulomb	20.5	0	30.17
	Ringrosso	Mohr-Coulomb	18.5	9.09	17.58
	Riporto tipo A	Mohr-Coulomb	18.5	9.09	17.58
	Riporto tipo B	Mohr-Coulomb	19	8.97	19.43

5.3 Rilevato arginale in condizioni di costruzione

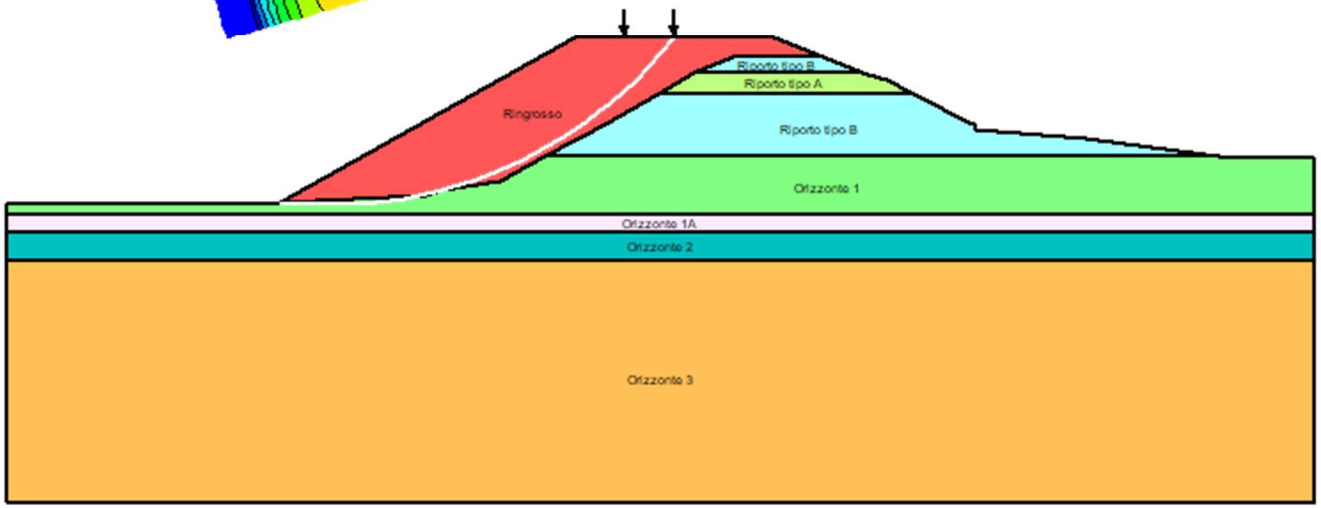
La verifica è stata effettuata considerando asciutto il materiale costituente il nucleo.

Il coefficiente di sicurezza minimo risulta pari a 1.10 $\geq$ 1.10, come risulta dall'output del modello riportato nella figura successiva.

ARGINE MAESTRO DEL FIUME PO - OPERE DI RINGROSSO E RIALZO
Analisi di stabilità globale in condizioni di costuzione
Transito mezzo d'opera avente peso pari a 12ton sull'asse più caricato.



Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m³)	Cohesion' (kPa)	Phi' (°)
	Orizzonte 1	Mohr-Coulomb	18.5	9.08	17.74
	Orizzonte 1A	Mohr-Coulomb	20	0	25.67
	Orizzonte 2	Mohr-Coulomb	19	8.97	21.23
	Orizzonte 3	Mohr-Coulomb	20.5	0	30.17
	Ringrosso	Mohr-Coulomb	18.5	9.09	17.58
	Riporto tipo A	Mohr-Coulomb	18.5	9.09	17.58
	Riporto tipo B	Mohr-Coulomb	19	8.97	19.43

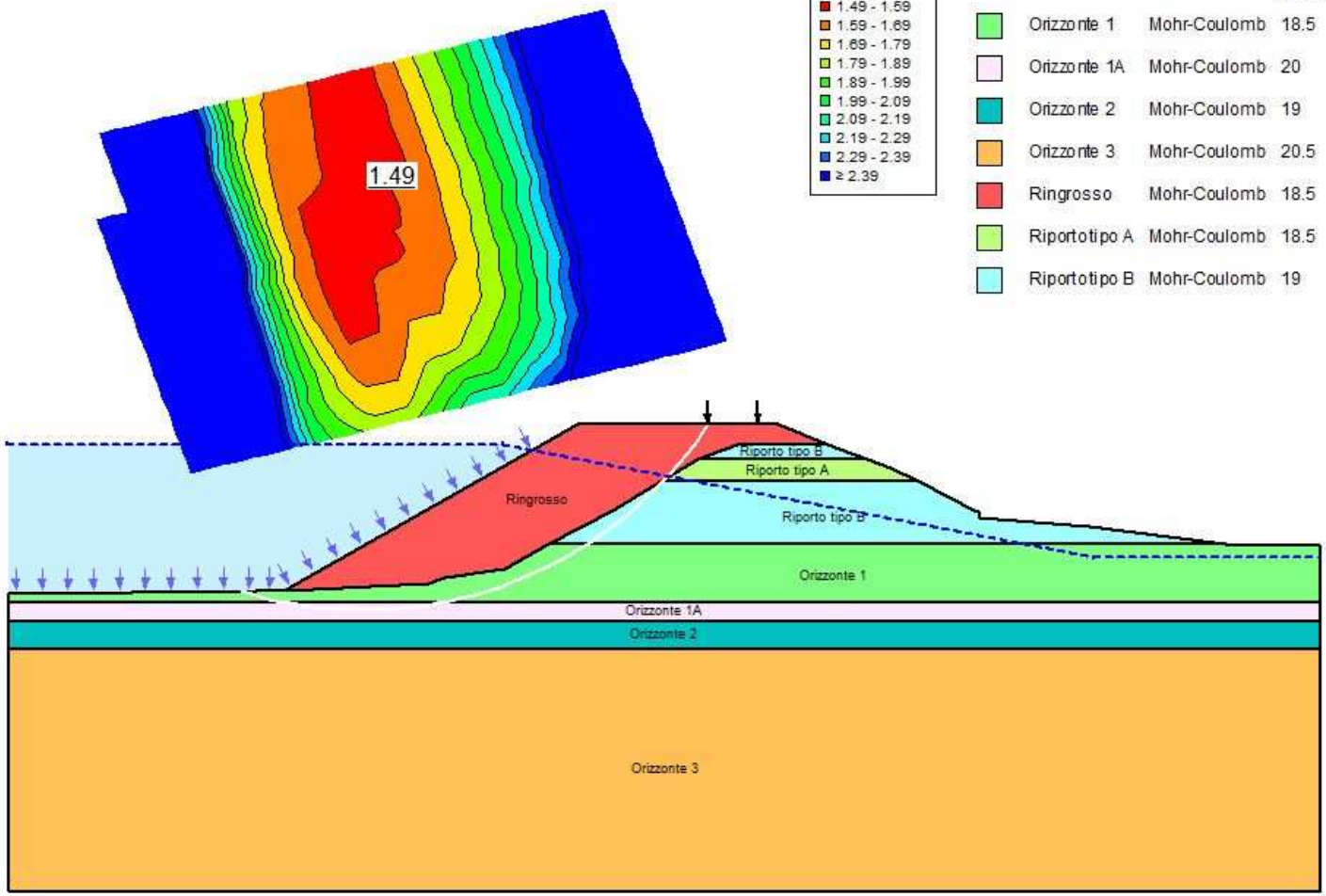


5.4 Rilevato arginale in condizioni di piena

La piena del fiume Po comporta un livello d'acqua posto a quota 56.92 m. s.l.m., un metro sotto alla sommità di progetto dell'argine. Le condizioni di imbibizione del rilevato arginale sono date dalla linea di filtrazione e relativa superficie di libera pressione atmosferica.

Il coefficiente di sicurezza minimo risulta pari a 1.49 $\geq$ 1.1, come risulta dall'output del modello riportato nella figura alla pagina seguente.

ARGINE MAESTRO DEL FIUME PO - OPERE DI RINGROSSO E RIALZO
Analisi di stabilità globale in condizioni di piena duecentennale del Fiume Po
(Quota tirante= 56.92 m. s.l.m.)



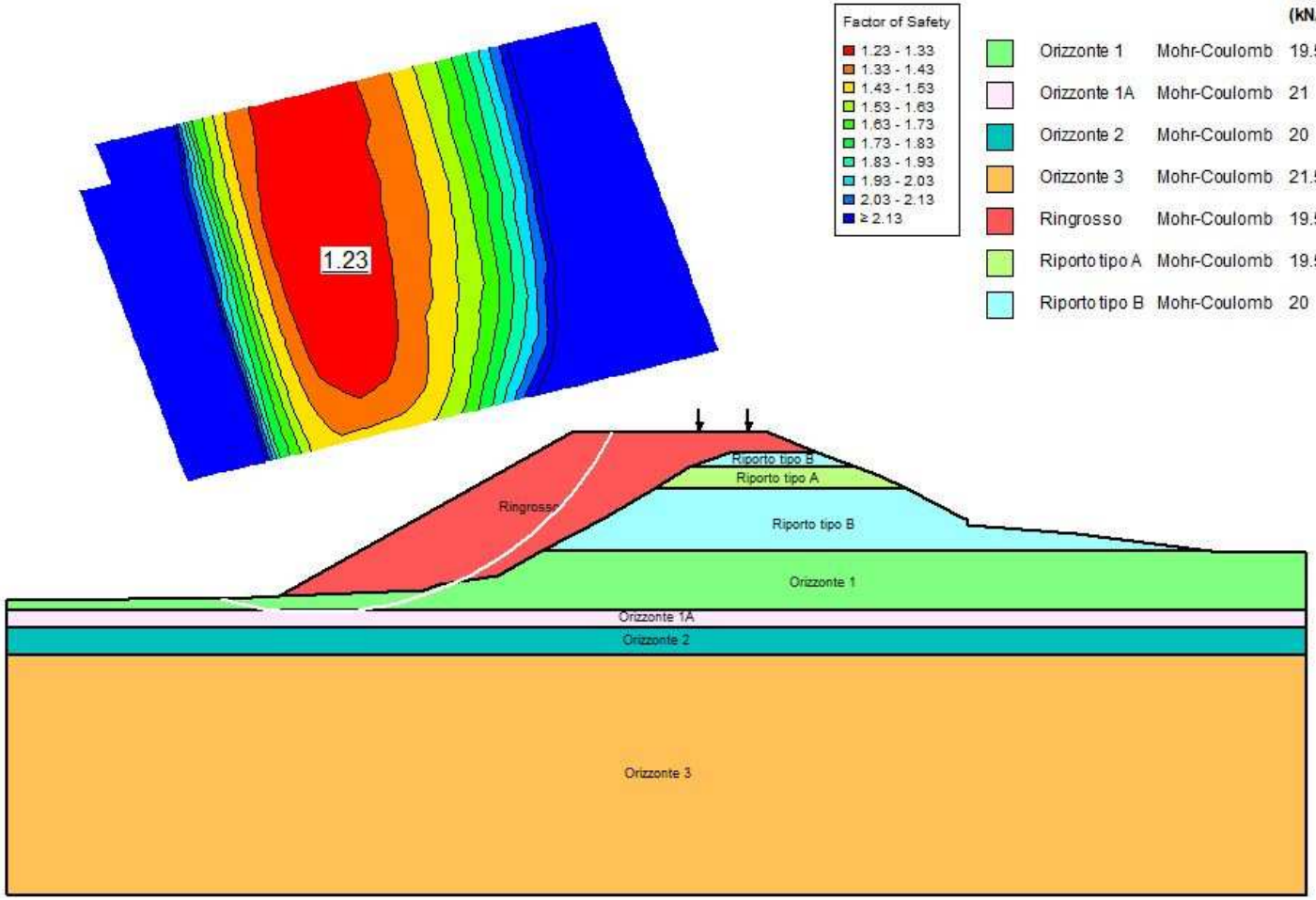
Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m³)	Cohesion' (kPa)	Phi' (°)
	Orizzonte 1	Mohr-Coulomb	18.5	9.08	17.74
	Orizzonte 1A	Mohr-Coulomb	20	0	25.67
	Orizzonte 2	Mohr-Coulomb	19	8.97	21.23
	Orizzonte 3	Mohr-Coulomb	20.5	0	30.17
	Ringrosso	Mohr-Coulomb	18.5	9.09	17.58
	Riportotipo A	Mohr-Coulomb	18.5	9.09	17.58
	Riportotipo B	Mohr-Coulomb	19	8.97	19.43

5.5 Rilevato arginale in condizioni di rapido svaso

La presente verifica è stata effettuata considerando il materiale costituente il nucleo arginale in condizioni sature. In tale circostanza non è stata considerata la presenza di acqua lato fiume, ipotizzando una situazione teorica di rapido abbassamento dell'onda di piena.

Il coefficiente di sicurezza minimo risulta pari a 1.23 $\geq$ 1.10, come risulta dall'output del modello riportato nella figura alla pagina seguente.

ARGINE MAESTRO DEL FIUME PO - OPERE DI RINGROSSO E RIALZO
Analisi di stabilità globale in condizioni di rapido svaso (argine saturo)



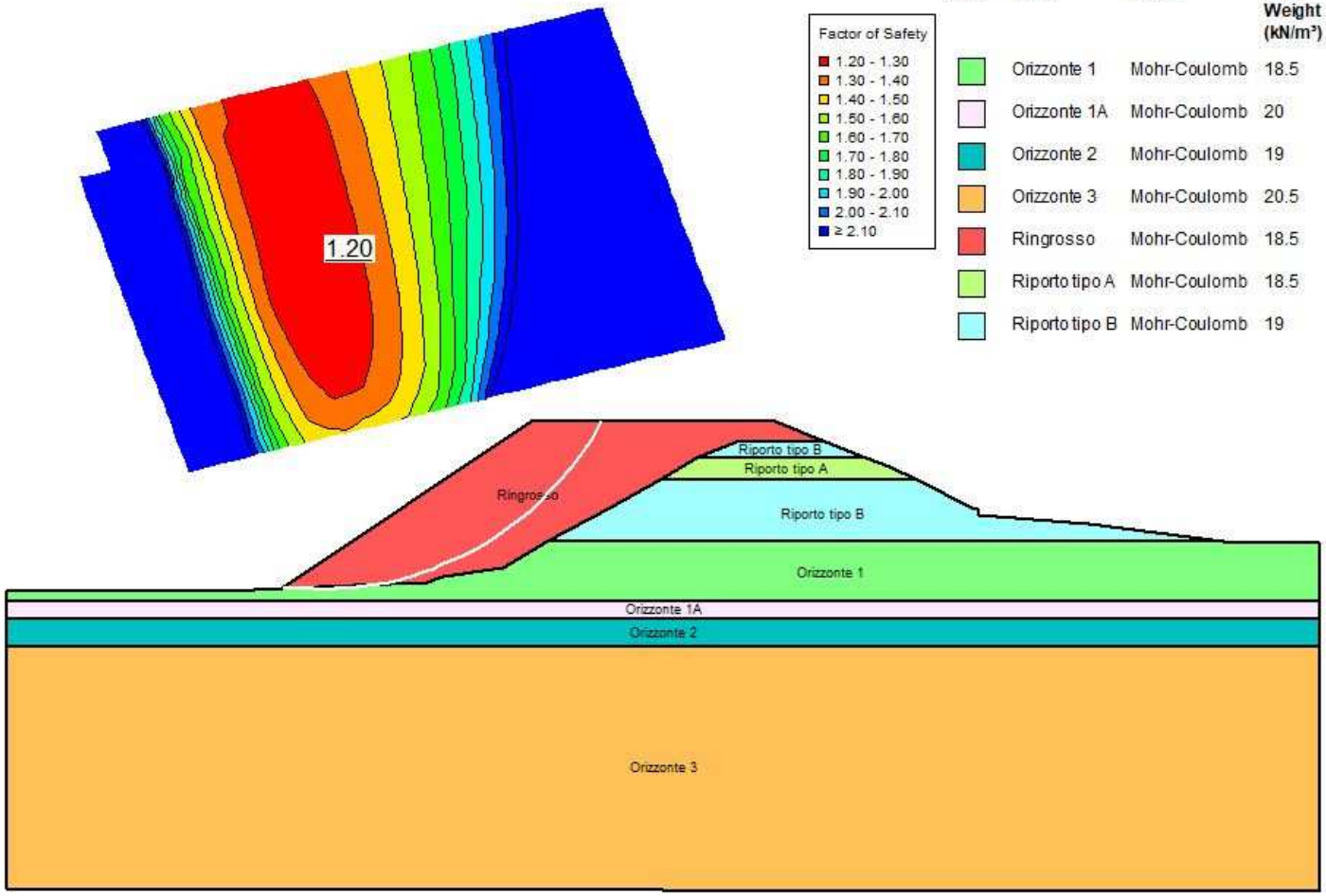
Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m³)	Cohesion' (kPa)	Phi' (°)
	Orizzonte 1	Mohr-Coulomb	19.5	9.08	17.74
	Orizzonte 1A	Mohr-Coulomb	21	0	25.67
	Orizzonte 2	Mohr-Coulomb	20	8.97	21.23
	Orizzonte 3	Mohr-Coulomb	21.5	0	30.17
	Ringrosso	Mohr-Coulomb	19.5	9.09	17.58
	Riporto tipo A	Mohr-Coulomb	19.5	9.09	17.58
	Riporto tipo B	Mohr-Coulomb	20	8.97	19.43

5.6 Rilevato arginale con sisma

La verifica è stata effettuata considerando il materiale costituente il nucleo secco e i parametri sismici stimati in precedenza.

Il coefficiente di sicurezza minimo risulta pari a 1.20 $\geq$ 1.1, come risulta dall'output del modello riportato nella figura alla pagina seguente.

ARGINE MAESTRO DEL FIUME PO - OPERE DI RINGROSSO E RIALZO
Analisi di stabilità globale in condizioni di sisma agente sul rilevato



Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m³)	Cohesion' (kPa)	Phi' (°)
	Orizzonte 1	Mohr-Coulomb	18.5	11.36	21.6
	Orizzonte 1A	Mohr-Coulomb	20	0	31
	Orizzonte 2	Mohr-Coulomb	19	11.18	25.9
	Orizzonte 3	Mohr-Coulomb	20.5	0	36
	Ringrosso	Mohr-Coulomb	18.5	11.36	21.6
	Riporto tipo A	Mohr-Coulomb	18.5	11.36	21.6
	Riporto tipo B	Mohr-Coulomb	19	11.21	23.8

6 Verifica dei cedimenti

6.1 Descrizione del codice di calcolo

Le valutazioni sono state eseguite con l'ausilio del software di calcolo *FLAC version 7.0* della *ITASCA Consoulting Group.* Il suddetto codice è un programma di calcolo alle differenze finite che consente, tra l'altro, di valutare i cedimenti nel terreno indotti da un generico sistema di forze. Il programma utilizza un metodo alle differenze finite elaborato da Wilkins che consente di risolvere le equazioni differenziali in una maglia costituita da elementi quadrilateri di forma qualsiasi. *FLAC* suddivide successivamente ciascun quadrilatero (tracciando le sue diagonali) in due set di coppie d'elementi triangolari per il calcolo delle grandezze desiderate.

Le equazioni utilizzate per la determinazione dei cedimenti, in corrispondenza dei vertici del singolo quadrilatero, sono le seguenti:

<u>Equazione dell'equilibrio dinamico</u> (legge di Newton), valida per un corpo solido continuo, descrive il legame fra il moto del corpo e le forze ad esso applicate. Nel software utilizzato la suddetta legge ha la forma:

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho\, g_i$$

dove ρ è la densità del corpo, u_i rappresenta lo spostamento nella i-esima direzione, σ_{ij} è il generico elemento del tensore degli sforzi, g_j è la forza di massa nella j-esima direzione e, infine, x_j è la generica coordinata spaziale.

<u>Legame costitutivo</u>, espresso in forma generale come:

$$\sigma_{ij} = M\left(\sigma_{ij}, \dot{e}_{ij}, k\right)$$

in cui σ_{ij} è il singolo elemento del tensore degli sforzi, $\dot{e}_{ij}$ rappresenta il tasso di deformazione, mentre k è un parametro che tiene conto dello stato di sforzo pregresso. Il tasso di deformazione è legato ai gradienti di velocità dalla relazione:

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i}\right)$$

In quest'analisi è stato adottato come legame costitutivo, cioè come forma della funzione M, il modello di Mohr-Coulomb, che è in grado di tener conto delle possibili deformazioni plastiche generate all'interno del suolo e si basa sul criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

L'implementazione di questo modello avviene nel modo seguente: noto lo stato di sforzo iniziale all'interno del suolo, si ricavano le direzioni principali 1, 2 e 3 e i relativi sforzi (sforzi principali) in modo che risulti $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$. A seguito dell'applicazione di un sistema di forze, si calcolano dapprima gli spostamenti u_i tramite l'equazione dell'equilibrio dinamico e successivamente gli incrementi di

sforzo $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$, $\Delta\sigma_3$ a partire dagli incrementi di deformazione Δe_1, Δe_2, Δe_3 (ottenuti per mezzo degli spostamenti tramite l'equazioni sopra definite), considerando quindi un comportamento elastico del mezzo ed utilizzando la legge di Hooke in forma incrementale.

$$\Delta\sigma_1 = \alpha_1 \Delta e_1 + \alpha_2 \left(\Delta e_2 + \Delta e_3\right)$$

$$\Delta\sigma_2 = \alpha_1 \Delta e_2 + \alpha_2 \left(\Delta e_1 + \Delta e_3\right)$$

$$\Delta\sigma_3 = \alpha_1 \Delta e_3 + \alpha_2 \left(\Delta e_1 + \Delta e_2\right)$$

con:

$$\alpha_1 = K + \frac{4}{3}G \quad \alpha_2 = K - \frac{2}{3}G$$

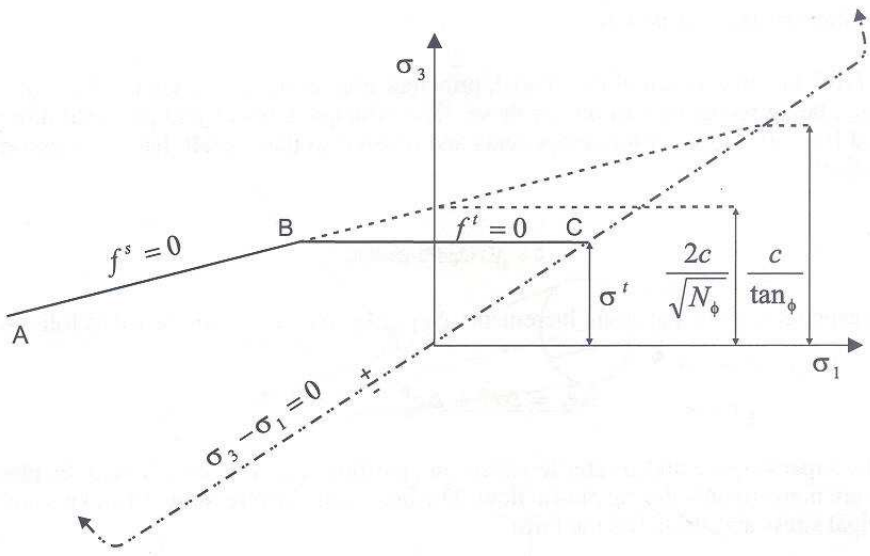
dove G e K sono costanti elastiche che descrivono il comportamento isotropo del materiale e si determinano, a partire dalla conoscenza del modulo elastico di Young E e del coefficiente di Poisson υ, con le seguenti espressioni:

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2\upsilon)} \qquad G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \upsilon)}$$

Lo stato di sforzo di primo tentativo σ_1^I, σ_2^I, σ_3^I così calcolato, tramite l'espressione $\sigma_i^I = \sigma_i + \Delta\sigma_i$, è effettivamente quello esistente se soddisfa il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Tale criterio, nel piano σ_1, σ_3 (considerati positivi se di trazione) è rappresentato da una spezzata formata dalle due rette f^s e f^t:

$$f^s(\sigma_1, \sigma_3) = \sigma_1 - \sigma_3 N_\Phi + 2c\sqrt{N_\Phi} = 0 \qquad \text{per} \qquad -\infty < \sigma_1 \le x_A$$

$$f^t(\sigma_3) = \sigma^t - \sigma_3 = 0 \text{ per} \qquad x_A \le \sigma_1 \le \sigma_3$$



dove:

- x_A è la coordinata x del punto A intersezione delle due rette $f^s = 0$ e $f^t = 0$ nel piano σ_1, σ_3;

- $N_\phi = \dfrac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}$ con ϕ angolo di attrito interno del materiale;

- c è la coesione del materiale;

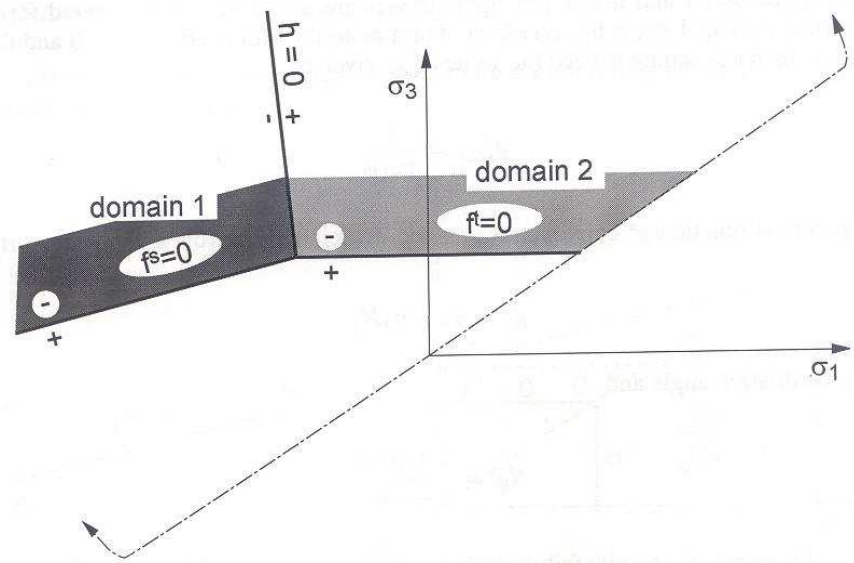
- σ^t è la resistenza a trazione del materiale in esame (al massimo pari a c/tan$_\phi$).

Se lo stato di sforzo σ_1^I, σ_2^I, σ_3^I non giace nel piano σ_1, σ_3 al di sotto della linea rappresentante il criterio di rottura, lo stato di sforzo effettivo si calcola di nuovo considerando questa volta anche la presenza della parte plastica delle deformazioni. In tale caso, la rottura del materiale viene attribuita a sforzi di taglio o a sforzi normali a seconda che lo stato di sforzo σ_1^I, σ_2^I, σ_3^I nel piano σ_1, σ_3 giaccia rispettivamente a sinistra o a destra della retta di equazione:

$$h(\sigma_1, \sigma_3) = \sigma_3 - \sigma_t + \alpha_P(\sigma_1 - \sigma^P) = 0$$

dove:

$$\alpha_P = \sqrt{1+N_\Phi^2} + N_\Phi$$
$$\sigma_P = \sigma^t N_\Phi - 2cN_\Phi$$



Le deformazioni plastiche, a seconda del tipo di rottura, sono quindi valutate con le seguenti modalità:

in caso di rottura per taglio, si introducono una funzione g^s ed un parametro λ^s definiti dalle equazioni:

$$g^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\Psi \qquad \lambda^S = \frac{f^s(\sigma_1^I, \sigma_3^I)}{(\alpha_1 - \alpha_2 N_\Psi) - (\alpha_2 - \alpha_1 N_\Psi) N_\Phi}$$

con:

$N_\Psi = \dfrac{1+\sin\Psi}{1-\sin\Psi}$ dove ψ è l'angolo di dilatazione del materiale.

Le deformazioni plastiche Δe^p sono quindi calcolate tramite l'espressione:

$$\Delta e_i^p = \lambda^s \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_i}$$

in cui σ_i rappresenta lo sforzo lungo la direzione principale *i.*

in caso di rottura per sforzi normali, si introducono una funzione g^t ed un parametro λ^t così definiti:

$$g^t = -\sigma_3 \qquad\qquad \lambda^t = \frac{f^t(\sigma_3^I)}{\alpha_1}$$

Le deformazioni plastiche Δe^p sono quindi calcolate tramite l'espressione:

$$\Delta e_i^p = \lambda^t \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_i}$$

in cui σ_i rappresenta lo sforzo lungo la direzione principale *i.*

In ultimo, note le deformazioni plastiche subite dal materiale, la parte elastica delle deformazioni Δe^e, la sola che contribuisce all'incremento degli sforzi, si determina a partire dalle deformazioni totali Δe sottraendo le deformazioni plastiche Δe^p poiché:

$$\Delta e = \Delta e^e + \Delta e^p$$

Il nuovo stato di sforzo si ottiene infine come somma dello stato di sforzo iniziale e degli incrementi di sforzo, calcolati tramite la legge di Hooke già introdotta, considerando solo le deformazioni elastiche precedentemente ottenute.

Il processo appena descritto, risolto per ogni elemento quadrilatero nel quale è stata suddivisa l'area di studio e per ogni passo temporale, con le opportune condizioni iniziali e al contorno, consente di ricavare i cedimenti indotti nel terreno.

6.2 Cedimenti in corrispondenza del ringrosso arginale di progetto

In questa fase, i cedimenti sono stati calcolati in una sezione dell'argine esistente prossima al sito di realizzazione della nuova chiavica Galeotto. Come per le successive analisi dei cedimenti, si è fatto qui riferimento alle condizioni di normale esercizio delle opere.

La sezione arginale considerata ha lunghezza complessiva pari a 40.00 m, mentre il dominio di calcolo è stato esteso per 50 metri a destra e a sinistra del rilevato e ha considerato una profondità di 20.00 m dal piano campagna. Le dimensioni del suddetto dominio di calcolo sono state scelte al fine di garantire un incremento di cedimento trascurabile al limite del campo d'indagine.

La parte di reticolo di calcolo rappresentante il terreno sottostante il rilevato arginale comprende maglie quadrate di lato compreso tra 0.50÷1.00 m. Le maglie sono più fitte nel rilevato arginale e per i primi 7.00 m di terreno al di sotto del piano campagna.

I parametri geotecnici assegnati alle diverse stratificazioni presenti in sito sono quelli riportati in Tabella 4.

Le condizioni al contorno adottate nel modello sono:

- in corrispondenza dei limiti sinistro e destro del reticolo è stata imposta una condizione di spostamento orizzontale nullo;
- in corrispondenza del limite inferiore del reticolo è stata imposta una condizione di spostamento verticale nullo.

La simulazione è stata eseguita in diversi step. Dapprima si è valutato il cedimento dovuto al rilevato arginale esistente, per poter riconoscere il fenomeno di assestamento dei terreni dovuto al loro proprio peso e al sovraccarico dato, appunto, dall'argine maestro. Successivamente è stato inserito il ringrosso arginale di progetto in una condizione iniziale di cedimento nullo sul dominio nelle due direzioni, ottenendo così i cedimenti dovuti alla nuova configurazione.

6.2.1 Risultati della simulazione

I risultati dei calcoli sono riportati in forma grafica nelle figure successive, raffiguranti il campo degli spostamenti in forma vettoriale e i cedimenti verticali con campiture a colori.

Per quanto concerne i valori massimi, il cedimento massimo alla quota di fondazione risulta pari a 3.50 cm. Valori superiori di cedimento si osservano nella regione relativa al ringrosso di progetto e sono da attribuirsi, ancora, all'assestamento del volume riportato, come conferma la distribuzione linearmente crescente con la profondità.

JOB TITLE : DIAGRAMMA DEI CEDIMENTI VERTICALI - ESECUZIONE DEL RINGROSSO

FLAC (Version 7.00)

LEGEND

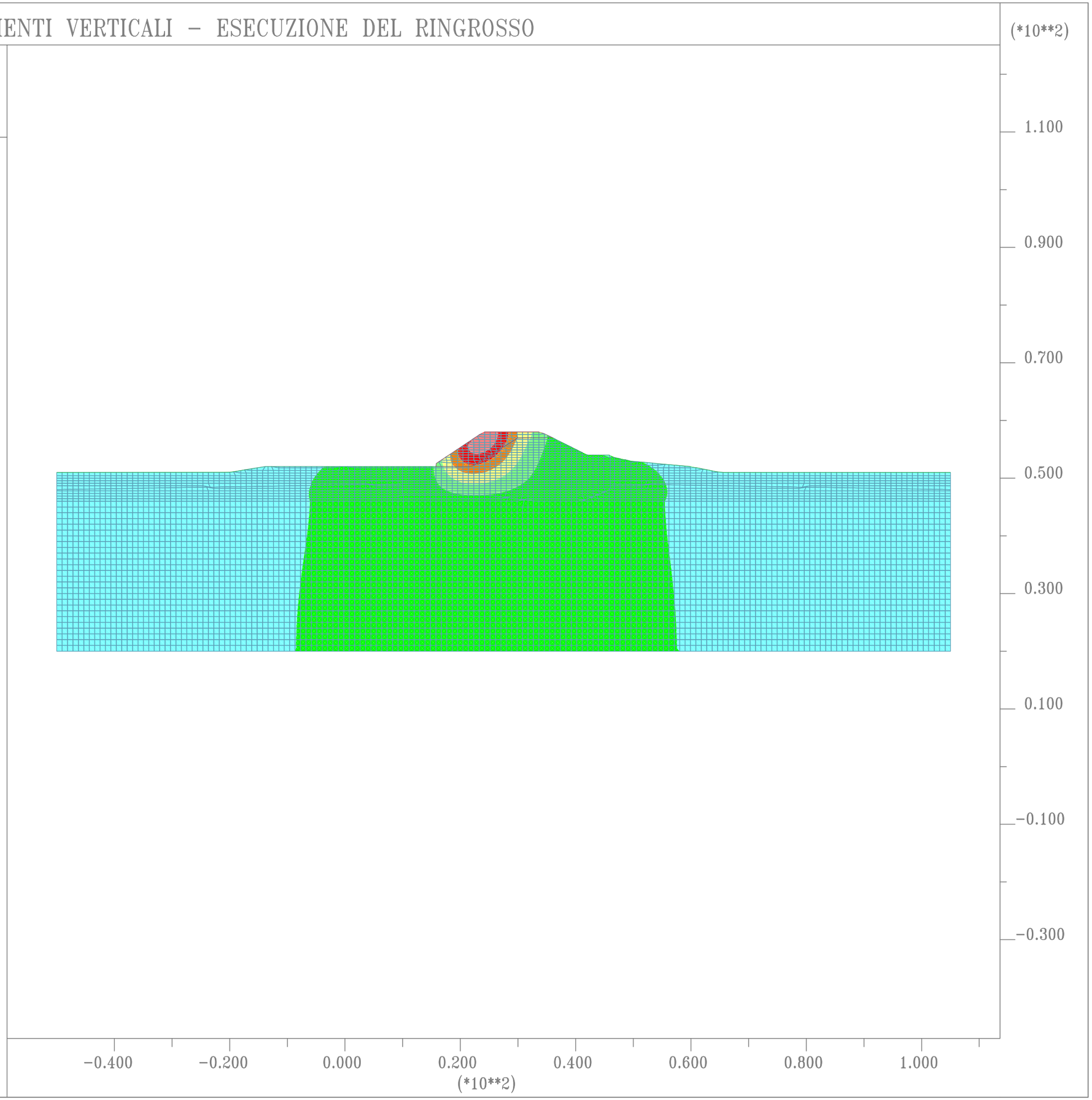
21-Sep-18 3:24
Step 6544
-5.861E+01 <x< 1.136E+02
-4.711E+01 <y< 1.251E+02

Y-displacement contours
-5.00E-02
-4.00E-02
-3.00E-02
-2.00E-02
-1.00E-02
0.00E+00

Contour interval= 1.00E-02
Grid plot

0 5E 1

DIZETA INGEGNERIA
MILANO



JOB TITLE : CAMPO VETTORIALE DEI CEDIMENTI VERTICALI - ESECUZIONE DEL RINGROSSO

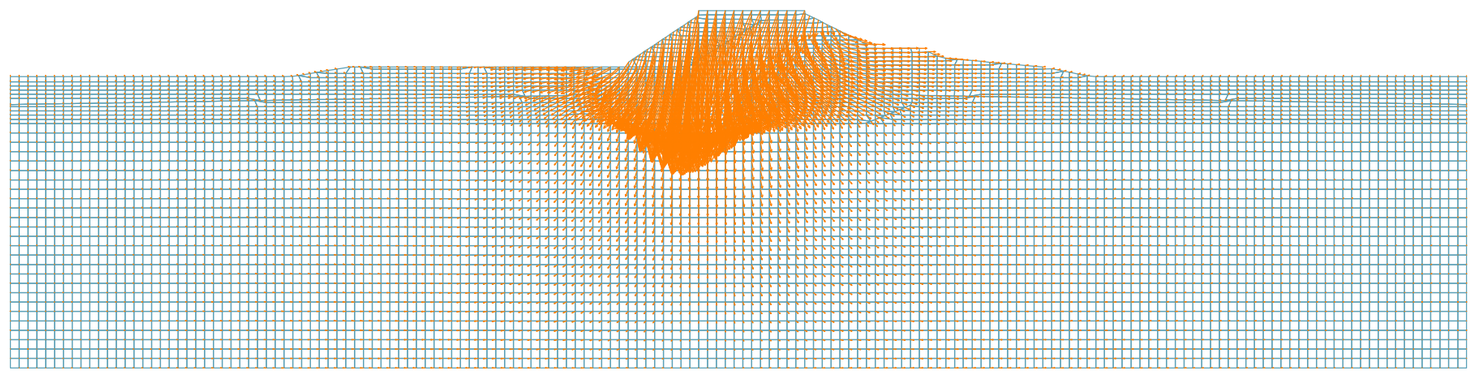
FLAC (Version 7.00)

LEGEND

21-Sep-18 3.24
Step 6544
-5.861E+01 <x< 1.136E+02
-4.711E+01 <y< 1.251E+02

Grid plot
0 5E 1

Displacement vectors
max vector = 5.755E-02
0 1E -1



(*10**2)
1.100
0.900
0.700
0.500
0.300
0.100
-0.100
-0.300

-0.400 -0.200 0.000 0.200 0.400 0.600 0.800 1.000
(*10**2)

DIZETA INGEGNERIA
MILANO

6.3 Cedimenti in corrispondenza della nuova chiavica Galeotto

I cedimenti sono stati in questo caso calcolati nella sezione dell'argine esistente in cui è prevista la realizzazione della nuova chiavica Galeotto.

La sezione arginale considerata ha lunghezza complessiva pari a 40.00 m, mentre il dominio di calcolo è stato esteso per 50 metri a destra e a sinistra del rilevato e ha considerato una profondità di 20.00 m dal piano campagna. Le dimensioni del suddetto dominio di calcolo sono state scelte al fine di garantire un incremento di cedimento trascurabile al limite del campo d'indagine.

La parte di reticolo di calcolo rappresentante il terreno sottostante il rilevato arginale comprende maglie quadrate di lato compreso tra 0.50÷1.00 m. Le maglie sono più fitte nel rilevato arginale e per i primi 7.00 m di terreno al di sotto del piano campagna.

I parametri geotecnici assegnati alle diverse stratificazioni presenti in sito sono quelli riportati in Tabella 4.

Le condizioni al contorno adottate nel modello sono:

- in corrispondenza dei limiti sinistro e destro del reticolo è stata imposta una condizione di spostamento orizzontale nullo;
- in corrispondenza del limite inferiore del reticolo è stata imposta una condizione di spostamento verticale nullo.

La simulazione è stata eseguita in diversi step. Dapprima si è valutato il cedimento dovuto al rilevato arginale esistente, per poter riconoscere il fenomeno di assestamento dei terreni dovuto al loro proprio peso e al sovraccarico dato, appunto, dall'argine maestro. Successivamente è stato sostituito l'argine esistente con la chiavica di progetto, ottenendo così i cedimenti dovuti alla nuova configurazione.

L'inserimento della chiavica è stato simulato imponendo alla regione corrispondente all'ingombro dell'opera un peso per unità di volume ottenuto computando il peso totale della struttura e dividendolo per il suo volume. Ne è risultata una densità pari a circa 1000 kg/mc.

6.3.1 Risultati della simulazione

I risultati dei calcoli sono riportati in forma grafica nelle figure successive, raffiguranti il campo degli spostamenti in forma vettoriale e i cedimenti verticali con campiture a colori.

Per quanto concerne i valori massimi, il cedimento massimo alla quota di fondazione della chiavica risulta pari a 0.35 cm.

JOB TITLE : DIAGRAMMA DEI CEDIMENTI VERTICALI - REALIZZAZIONE DELLA NUOVA CHIAVICA

FLAC (Version 7.00)

LEGEND

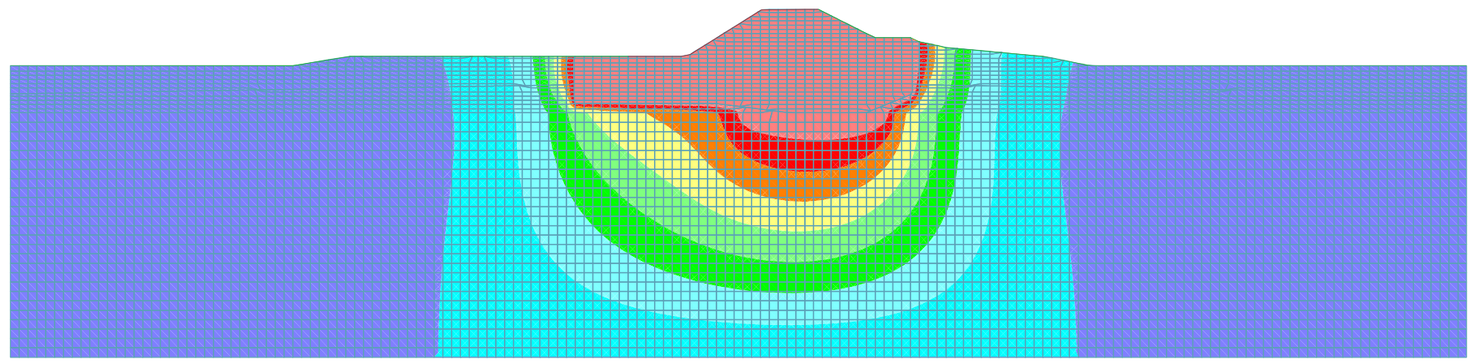
21-Sep-18 12:59
Step 53053
-5.861E+01 <x< 1.136E+02
-4.750E+01 <y< 1.247E+02

Y-displacement contours
-3.50E-03
-3.00E-03
-2.50E-03
-2.00E-03
-1.50E-03
-1.00E-03
-5.00E-04
0.00E+00

Contour interval= 5.00E-04
Grid plot

0 5E 1

DIZETA INGEGNERIA
MILANO



(*10**2)
1.100
0.900
0.700
0.500
0.300
0.100
-0.100
-0.300

-0.400 -0.200 0.000 0.200 0.400 0.600 0.800 1.000
(*10**2)

JOB TITLE : CAMPO VETTORIALE DEI CEDIMENTI VERTICALI - REALIZZAZIONE DELLA NUOVA CHIAVICA

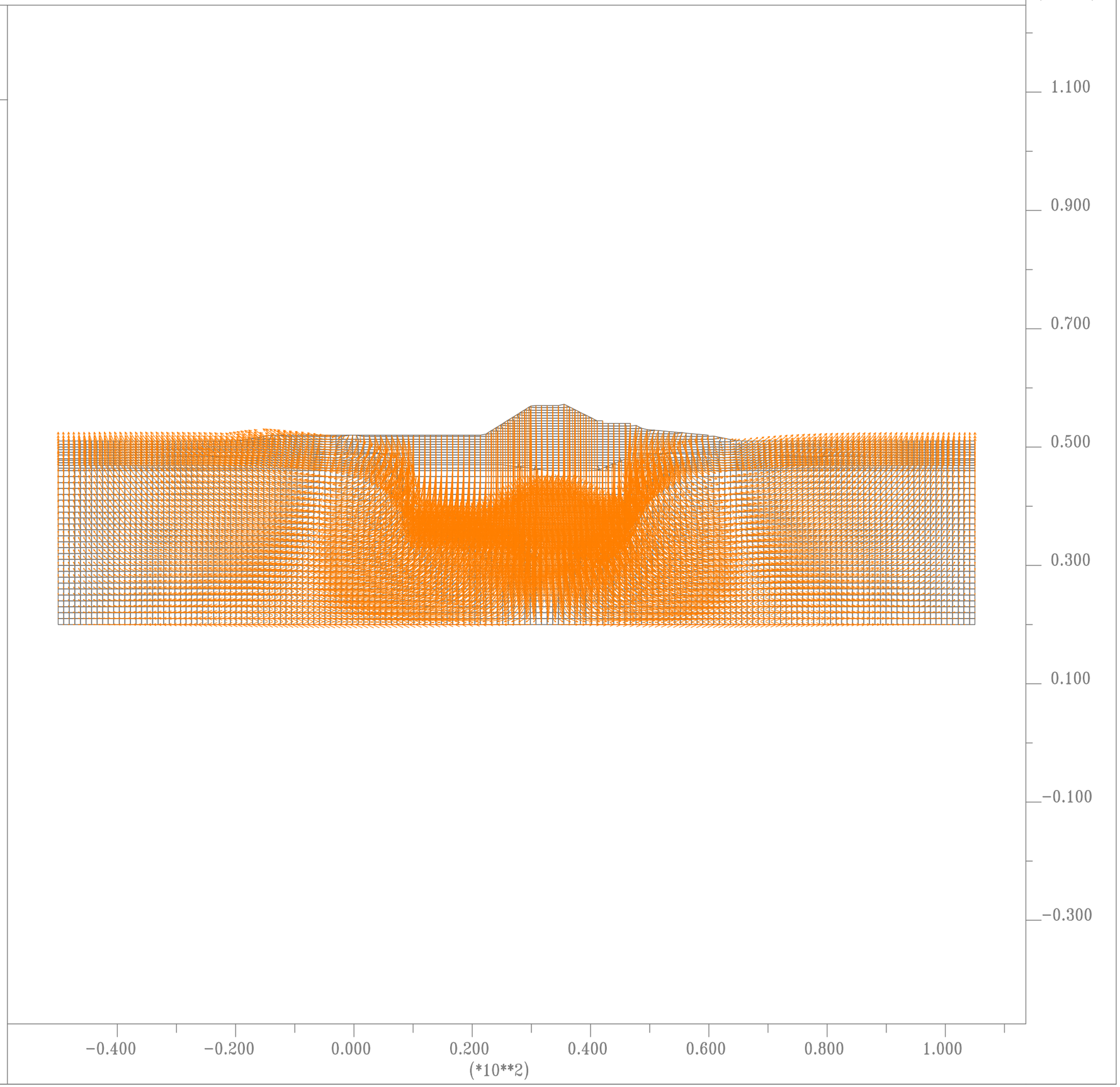
FLAC (Version 7.00)

LEGEND

21-Sep-18 12:59
Step 53053
-5.861E+01 <x< 1.136E+02
-4.750E+01 <y< 1.247E+02

Grid plot
0 5E 1

Displacement vectors
max vector = 3.955E-03
0 1E -2



DIZETA INGEGNERIA
MILANO

6.4 Cedimenti in corrispondenza delle chiaviche esistenti da dismettere

Il progetto prevede la dismissione delle chiaviche Riva, Tidoncello di monte, Galeotto, Gobbi, Torchione. Detta operazione si concretizza con il riempimento delle canne esistenti con miscela fluida autolivellante, effettuata prime della realizzazione del ringrosso arginale.

Per queste opere, le verifiche geotecniche hanno riguardato l'analisi dei cedimenti nelle due diverse fasi: riempimento dei manufatti e realizzazione del ringrosso. Lo schema di calcolo è stato in questo caso semplificato, riferendosi a una sezione arginale tipo e rappresentando il rilevato come carico distribuito agente sulla canna della chiavica esistente.

Come per le opere precedenti, anche in questo caso si è proceduto per diversi step di carico: in primis si è valuto il cedimento indotto nel terreno dal canale asservente la chiavica, assegnando ad esso soltanto il proprio peso. Raggiunti i valori di cedimento relativi all'assestamento dei terreni, è stata poi considerata la fase di riempimento del condotto, prima con acqua (per simulare il comportamento attuale, a paratoia chiusa) e, successivamente, con la miscela fluida prevista nel progetto di dismissione. A completamento delle analisi, è stata simulata la realizzazione del ringrosso arginale.
Di seguito sono riportate le densità equivalenti assegnate alla regione del modello rappresentante il canale di alimentazione della chiavica.

$\boldsymbol{Fase\ della\ simulazione}$	$\boldsymbol{Densita}\ \left[\frac{\boldsymbol{kg}}{\boldsymbol{mc}}\right]$
$Fase\ 1, struttura$	1600.00
$Fase\ 2, struttura + riempimento\ con\ acqua$	2000.00
$Fase\ 3, struttura + riempimento\ con\ miscela\ fluida$	2400.00

Tabella 7 – Densità equivalente assegnata al canale di alimentazione della chiavica

6.4.1 Risultati della simulazione

I risultati dei calcoli sono riportati in forma grafica nelle figure successive, raffiguranti il campo degli spostamenti con campiture a colori. Sono riportati i risultati relativi alla fase di riempimento con miscela fluida del canale di alimentazione e all'esecuzione del ringrosso arginale.

Per quanto concerne i valori massimi, il cedimento massimo alla quota di fondazione della chiavica risulta inferiore a 0.50 cm in seguito al riempimento dei canali con la miscela fluida, mentre in seguito alla realizzazione del ringrosso arginale il cedimento aggiuntivo è inferiore al millimetro.

JOB TITLE : DIAGRAMMA DEI CEDIMENTI VERTICALI - DISMISSIONE CHIVICHE ESISTENTI

FLAC (Version 7.00)

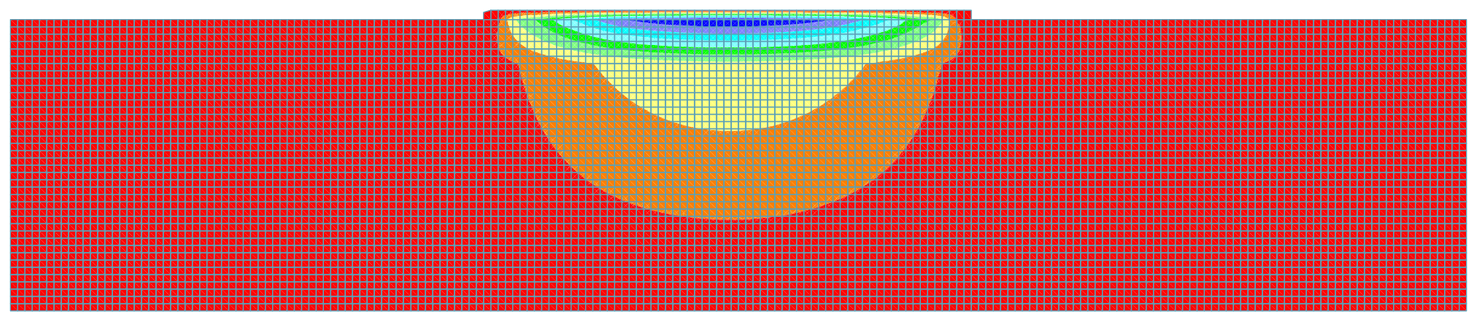
LEGEND

22-Sep-18 13:26
Step 26996
-1.111E+01 <x< 2.111E+02
-9.046E+01 <y< 1.318E+02

Y-displacement contours
0.00E+00
5.00E-04
1.00E-03
1.50E-03
2.00E-03
2.50E-03
3.00E-03
3.50E-03
4.00E-03
4.50E-03

Contour interval= 5.00E-04
Grid plot
0 5E 1

DIZETA INGEGNERIA
MILANO



(*10**2)
1.000
0.600
0.200
-0.200
-0.600

0.200 0.600 1.000 1.400 1.800
(*10**2)

JOB TITLE : DIAGRAMMA DEI CEDIMENTI VERTICALI - DIMISSIONE CHIAVICHE ESISTENTI - REALIZZAZIONE RINGROSSO

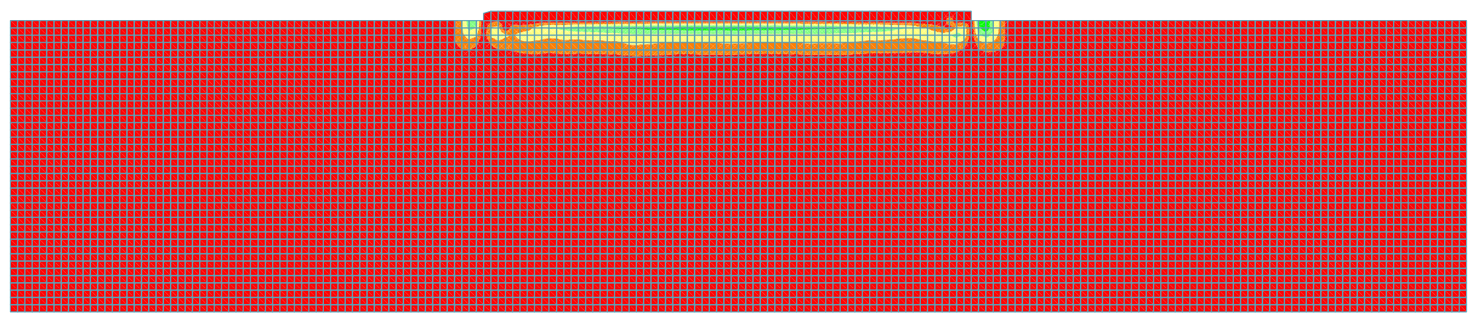
FLAC (Version 7.00)

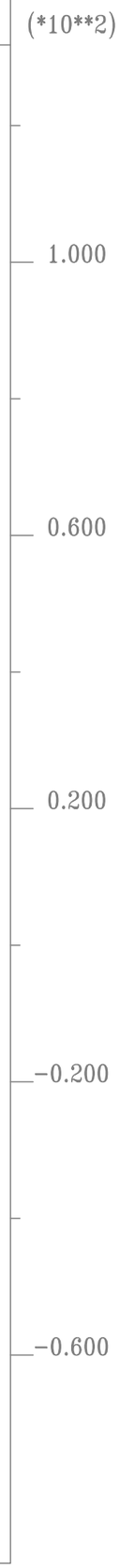
LEGEND

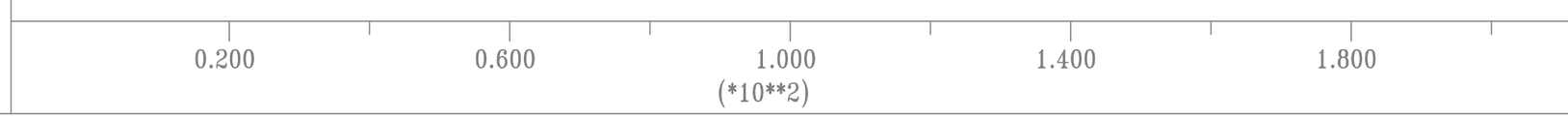
22-Sep-18 13:40
Step 27544
-1.111E+01 <x< 2.111E+02
-9.046E+01 <y< 1.318E+02

Y-displacement contours
0.00E+00
2.50E-08
5.00E-08
7.50E-08
1.00E-07
1.25E-07

Contour interval= 2.50E-08
Grid plot
0 5E 1







DIZETA INGEGNERIA
MILANO

7 Verifica dei fenomeni connessi alla filtrazione

Nel presente capitolo si descrivono le verifiche di stabilità del terreno soggetto ai fenomeni di filtrazione, condotte tramite il software di calcolo *FLAC version 7.0* della *ITASCA Consoulting Group*. Il presente studio è stato impostato considerando la configurazione geometrica della sezione tipo in corrispondenza della nuova chiavica Galeotto di progetto, nonché i diversi parametri fisici da adottare nelle analisi (permeabilità, condizioni al contorno, condizioni di vincolo di valle e di monte, etc.). Il controllo della stabilità del terreno soggetto alle forze di filtrazione è stato svolto come descritto in dettaglio nelle pagine successive.

7.1 Descrizione del codice di calcolo

Il codice *FLAC version 7.0* dell'*ITASCA Consoulting Group* è un programma di calcolo alle differenze finite che consente, tra l'altro, di simulare il moto di filtrazione nel terreno.

Il programma utilizza un metodo alle differenze finite elaborato da Wilkins che consente di risolvere le equazioni differenziali in una maglia costituita da elementi quadrilateri di forma qualsiasi. *FLAC* suddivide successivamente ciascun quadrilatero (tracciando le sue diagonali) in due set di coppie di elementi triangolari per il calcolo delle grandezze desiderate. Le equazioni utilizzate per la determinazione del campo di moto sono le seguenti:

<u>Legge di Darcy</u>, valida in un mezzo eterogeneo poroso e anisotropo, descrive il legame fra la velocità di filtrazione ed il gradiente idraulico. Nel software utilizzato la suddetta legge ha la forma:

$$V_i = k_{ij} \frac{\partial p}{\partial x_j}$$

dove V_i è la velocità di filtrazione nella *i*-esima direzione in m/s, k_{ij} il tensore di permeabilità in m^2/Pa s, p la pressione in Pa e x la coordinata spaziale in m.

Il singolo elemento del tensore di permeabilità, cioè il coefficiente di mobilità, è legato alla conducibilità idraulica k_H dalla relazione:

$$k = \frac{k_H}{g\rho}$$

in cui k_H è la conducibilità idraulica in m/s, g l'accelerazione di gravità, pari a 9.81 m/s^2 e ρ la densità dell'acqua, assunta pari a 1000 kg/m^3. Il vettore di velocità V_i può essere calcolato per un generico elemento triangolare usando la seguente espressione:

$$V_i \cong \frac{k_{ij}}{A} \sum p n_j s$$

dove $\sum$ è la somma sui tre lati di lunghezza s del triangolo.

Considerando, ad esempio, il contributo di un lato *(ab)* del triangolo *(abc)* si ha:

$$V_1 = \frac{1}{2A}\left[-k_{11}\left(p^{(b)} + p^{(a)}\right)\left(x_2^{(b)} - x_2^{(a)}\right) + k_{12}\left(p^{(b)} + p^{(a)}\right)\left(x_1^{(b)} - x_1^{(a)}\right)\right]$$

$$V_2 = \frac{1}{2A}\left[-k_{11}\left(p^{(b)} + p^{(a)}\right)\left(x_2^{(b)} - x_2^{(a)}\right) + k_{12}\left(p^{(b)} + p^{(a)}\right)\left(x_1^{(b)} - x_1^{(a)}\right)\right]$$

analoghi contributi si possono scrivere per gli altri due lati. Viene quindi calcolata la portata liquida ad ogni singolo nodo della griglia a partire dal vettore velocità, come:

$$Q = V_i \cdot n_i s$$

dove n_i è la normale del lato del triangolo *i* ed *s* è la lunghezza del lato deltriangolo*;* ad esempio, la portata transitante nel nodo *a* sarà:

$$Q^{(a)} = \left[-V_1\left(x_2^{(b)} - x_2^{(c)}\right) + V_2\left(x_1^{(b)} - x_1^{(c)}\right)\right]/2$$

dove il termine 2 al denominatore indica che la portata transitante lungo un lato del triangolo viene suddivisa tra i due nodi posti all'estremità di tale lato.

<u>Equazione di continuità</u>, espressa nella forma:

$$\frac{\partial P}{\partial t} = -\frac{K_w}{nV}\left(\sum Q + \frac{\partial V}{\partial t}\right)$$

in cui *n* è la porosità del suolo, V il volume di suolo considerato in m^3 e K_w l'inverso della compressibilità, assunta pari a 0.5×10^{-9} Pa nel caso di acqua.

Le equazioni precedentemente riportate, con le opportune condizioni iniziali e al contorno, descrivono completamente il fenomeno di filtrazione in mezzi porosi saturi ed insaturi di un fluido.

7.2 Schema di calcolo utilizzato

La sezione arginale considerata ha lunghezza complessiva pari a 40.00 m, mentre il dominio di calcolo è stato esteso per 50 metri a destra e a sinistra del rilevato e ha considerato una profondità di 20.00 m dal piano campagna. Le dimensioni del suddetto dominio di calcolo sono state scelte al fine di garantire un incremento di cedimento trascurabile al limite del campo d'indagine.

La parte di reticolo di calcolo rappresentante il terreno sottostante il rilevato arginale comprende maglie quadrate di lato compreso tra 0.50÷1.00 m. Le maglie sono più fitte nel rilevato arginale e per i primi 7.00 m di terreno al di sotto del piano campagna.

I parametri geotecnici assegnati alle diverse stratificazioni presenti in sito sono quelli riportati in Tabella 4.

Ogni verifica effettuata per la valutazione degli effetti del moto di filtrazione è stata eseguita considerando la condizione di piena duecentennale del Fiume Po (tirante posto a 56.92 m. s.l.m.), la quale rappresenta condizione più gravosa, dato l'aumento della differenza di carico tra le due zone laterali all'argine. Nello specifico, è stato dapprima studiato il moto di filtrazione sottostante l'argine

nel suo stato attuale, per poi individuare le eventuali differenze apportate dalla realizzazione della chiavica di progetto. Lato campagna, il livello di falda si attesta a 50 m. s.l.m.; ciò considerato, sono state imposte le condizioni al contorno alle due estremità del dominio, con una distribuzione idrostatica delle pressioni, aggiungendo la condizione di deflusso nullo sul fondo dell'area di calcolo.

Come condizione iniziale per le simulazioni effettuate è stata ipotizzato terreno saturo al di sotto della linea di falda, posta a 50 m. s.l.m., e saturazione nulla parte di dominio soprastante; si è quindi simulata la situazione in cui l'argine si trova in condizioni secche ed è esposto successivamente alla piena.

7.2.1 Risultati della simulazione

Nelle pagine che seguono si descrive l'esito delle verifiche e si riportano le figure riguardanti l'andamento delle superfici isobare (compresa la superficie a pressione atmosferica), nonché il campo di moto. Nei primi 4 metri di suolo lato fiume, la condizione di moto permanente viene raggiunta dopo un numero molto elevato di cicli, quando in questi strati argillosi e limosi si instaura il regime di pressioni dato dal carico idraulico soprastante.

Dalla figura relativa alle superfici isobare si osserva anche l'andamento della superficie a pressione atmosferica. Data la bassa permeabilità dei terreni scelti per l'esecuzione del ringrosso arginale, la linea di filtrazione ha un andamento tale da permettere di escludere fenomeni di erosione interna al corpo del rilevato. Si esclude inoltre la risalita dell'acqua lato campagna, come del resto la possibilità di erosione al piede dell'argine, dal momento che la linea a pressione atmosferica risulta sempre soggiacente il piano campagna. A maggior riprova, si osserva come nel campo di moto si abbiano componenti verticali del vettore di flusso pressoché nulle. **In definitiva, non è possibile l'innesco di fenomeni di sifonamento.**

JOB TITLE : FILTRAZIONE ATTRAVERSO L'ARGINE - SUPERFICI ISOBARE

FLAC (Version 7.00)

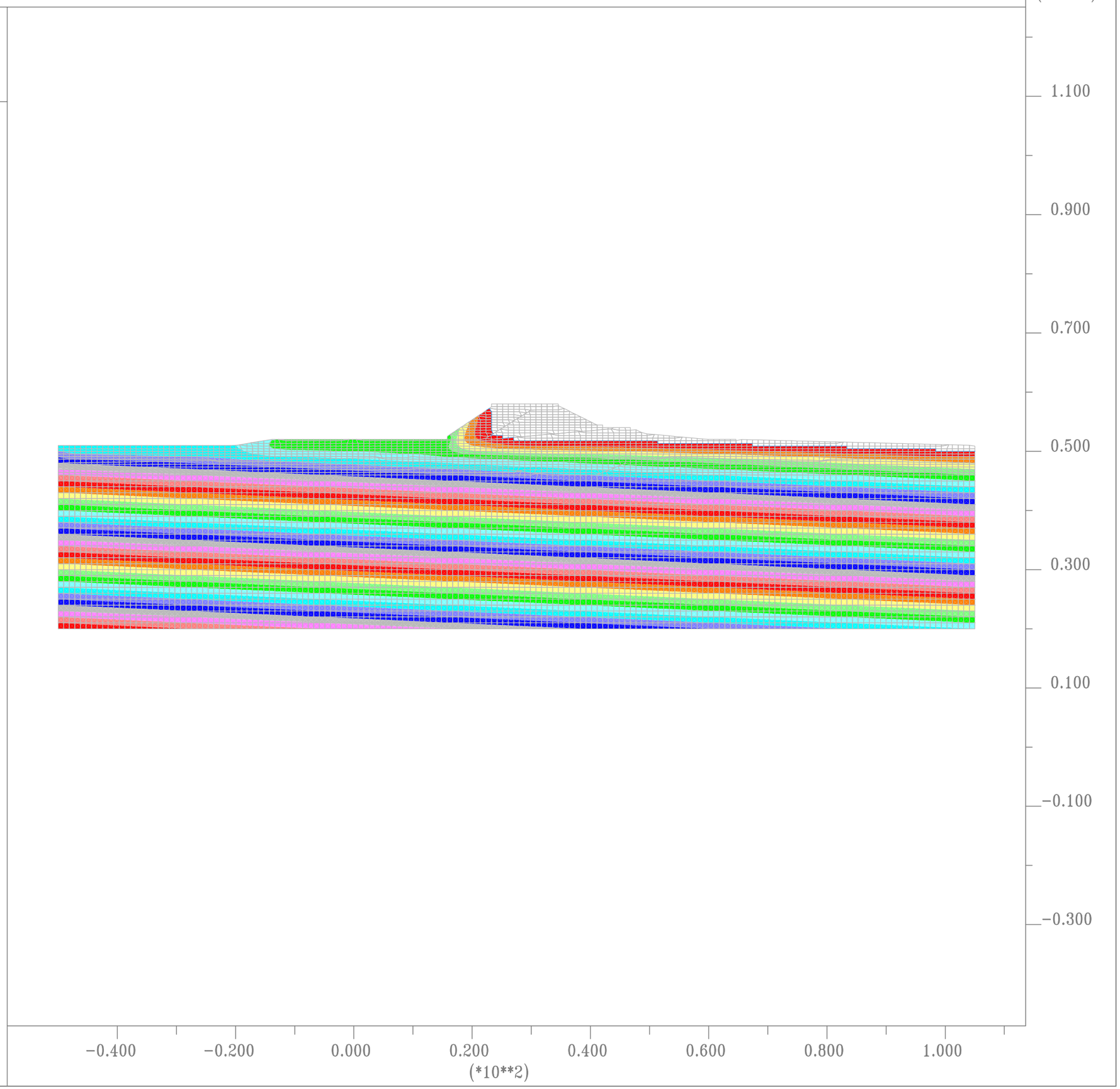
LEGEND

21-Sep-18 21:51
Step 22007
-5.861E+01 <x< 1.136E+02
-4.711E+01 <y< 1.251E+02

Flow Time 7.5045E+09
Grid plot
0 5E 1

Pore pressure contours
0.00E+00
4.00E+04
8.00E+04
1.20E+05
1.60E+05
2.00E+05
2.40E+05
2.80E+05
3.20E+05
3.60E+05
Contour interval= 1.00E+04
Pore pressure contours
Contour interval= 1.00E+00
Minimum: 0.00E+00

Piacenza



JOB TITLE : FILTRAZIONE ATTRAVERSO L'ARGINE - CAMPO DI MOTO

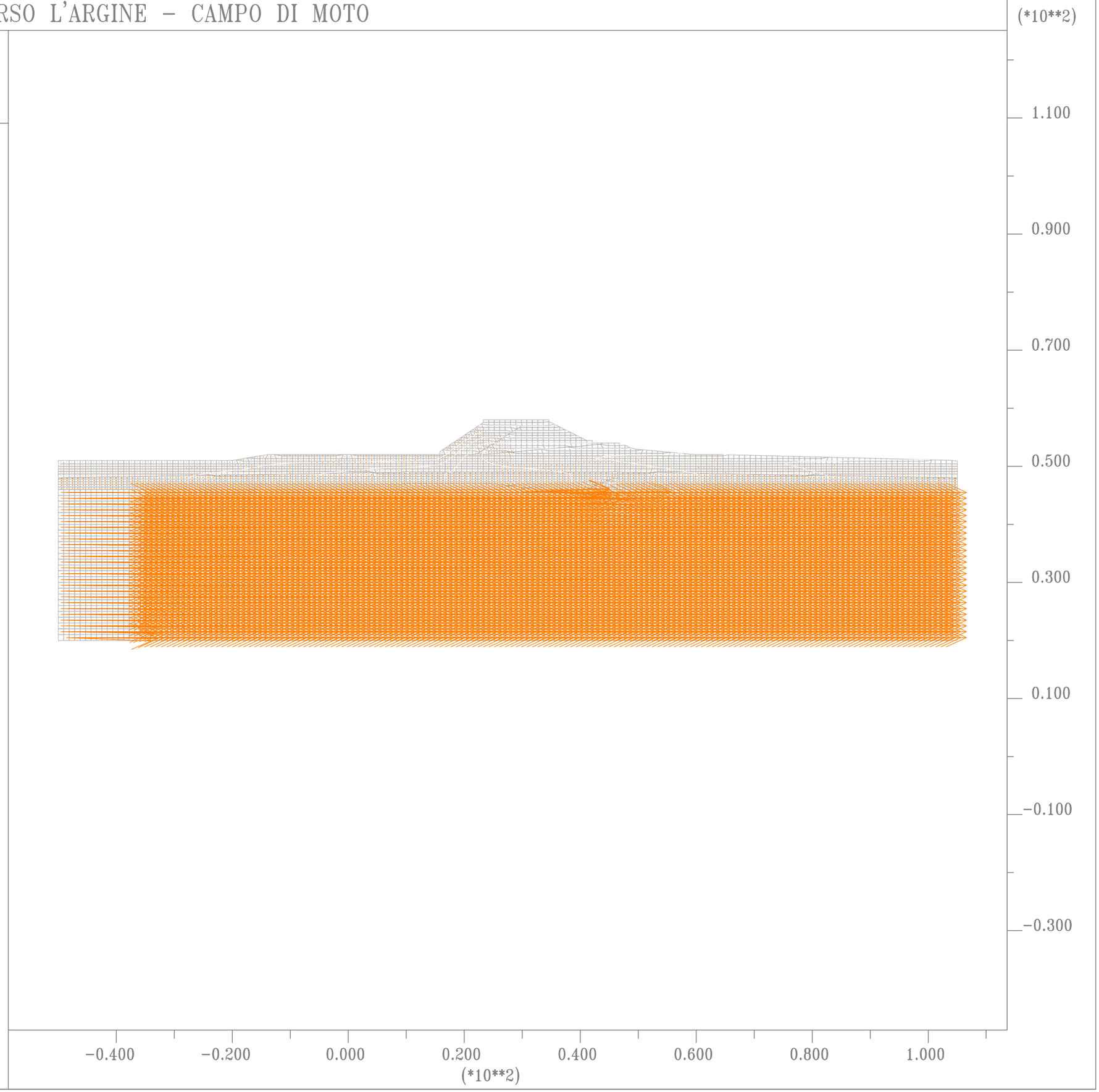
FLAC (Version 7.00)

LEGEND

21-Sep-18 18:04
Step 34548
-5.861E+01 <x< 1.136E+02
-4.711E+01 <y< 1.251E+02

Flow Time 1.1781E+10
Grid plot
0 5E 1

Head
Contour interval= 1.00E+00
Minimum: 5.00E+01
Maximum: 5.70E+01
Flow vectors
max vector = 4.650E-07
0 1E -6



DIZETA INGEGNERIA
MILANO

JOB TITLE : FILTRAZIONE IN CORRISPONDENZA DELLA NUOVA CHIAVICA GALEOTTO - SUPERFICI ISOBARE

FLAC (Version 7.00)

LEGEND

21-Sep-18 18:17
Step 19944
-5.861E+01 <x< 1.136E+02
-4.711E+01 <y< 1.251E+02

Flow Time 6.0516E+09
Grid plot

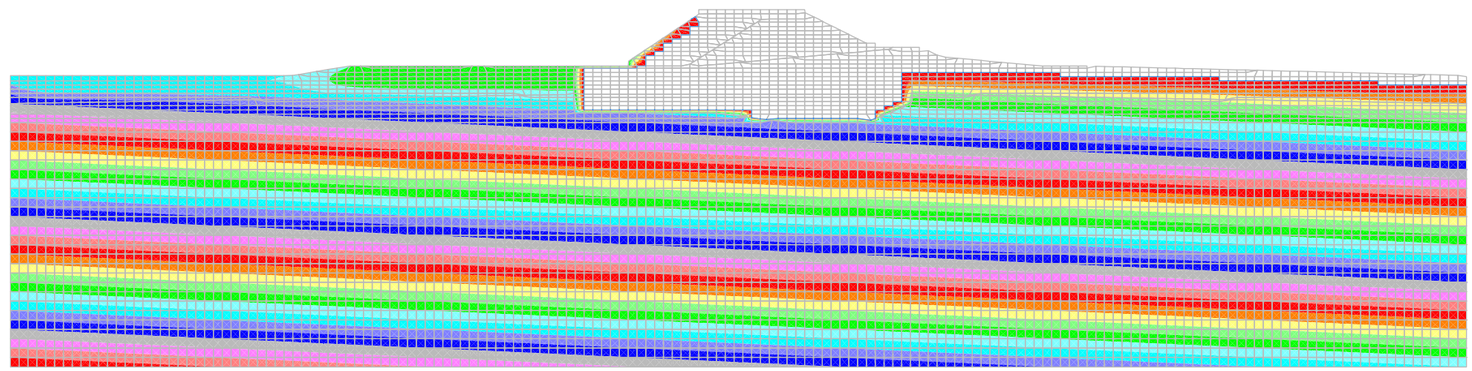
0 5E 1

Pore pressure contours

0.00E+00
4.00E+04
8.00E+04
1.20E+05
1.60E+05
2.00E+05
2.40E+05
2.80E+05
3.20E+05
3.60E+05

Contour interval= 1.00E+04
Pore pressure contours
Contour interval= 1.00E+00
Minimum: 0.00E+00

DIZETA INGEGNERIA
MILANO



(*10**2)
1.100
0.900
0.700
0.500
0.300
0.100
-0.100
-0.300

-0.400 -0.200 0.000 0.200 0.400 0.600 0.800 1.000
(*10**2)

JOB TITLE : FILTRAZIONE IN CORRISPONDENZA DELLA NUOVA CHIAVICA GALEOTTO - CAMPO DI MOTO

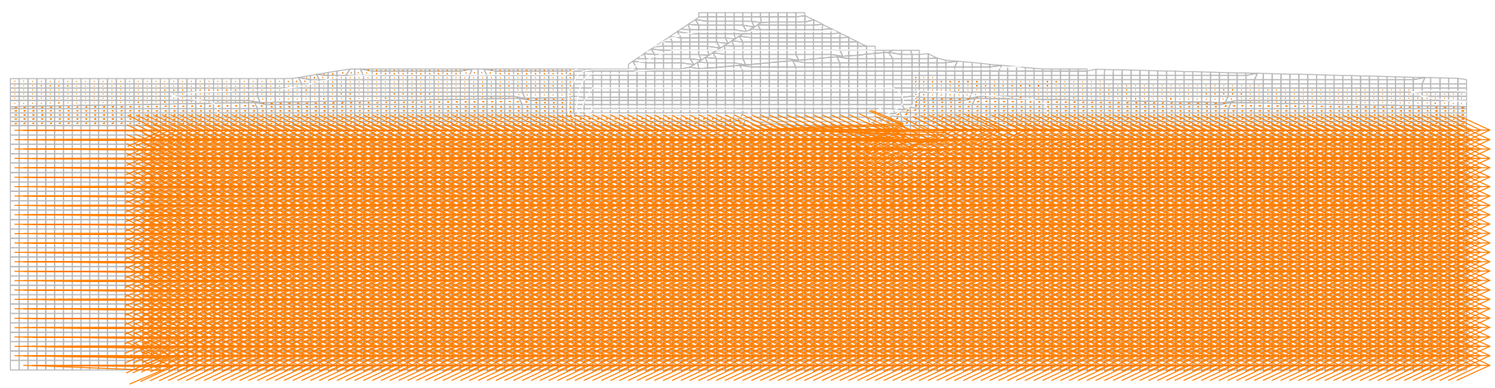
FLAC (Version 7.00)

LEGEND

21-Sep-18 18:18
Step 19944
-5.861E+01 <x< 1.136E+02
-4.711E+01 <y< 1.251E+02

Flow Time 6.0516E+09
Grid plot
0 5E 1

Head
Contour interval= 2.00E+00
Minimum: 4.60E+01
Maximum: 5.60E+01
Flow vectors
max vector = 4.659E-07
0 1E -6



(*10**2)
1.100
0.900
0.700
0.500
0.300
0.100
-0.100
-0.300

-0.400 -0.200 0.000 0.200 0.400 0.600 0.800 1.000
(*10**2)

DIZETA INGEGNERIA
MILANO

8 Verifica di galleggiamento

La verifica di sollevamento del rilevato arginale in corrispondenza della Nuova chiavica Galeotto, è stata eseguita per le condizioni di piena, ritenute le più gravose dato l'aumento delle sottopressioni rispetto al caso di magra.

Le sottopressioni totali agenti sull'opera e considerate nel calcolo delle azioni instabilizzanti sono state stimate a mezzo del software FLAC, e riportate a Pagina 38 di questo elaborato.

La stima del peso dell'opera, favorevole in questo caso, è stato calcolato considerando il peso del locale di alloggiamento delle idrovore (P_{all}) e dei canali di scarico (P_{sc}) e di sbocco (P_{sb}). Cautelativamente, infatti, si è considerata la porzione della chiavica soggetta alle sottopressioni maggiori, in quanto aventi piano di imposta della fondazione più profondo.

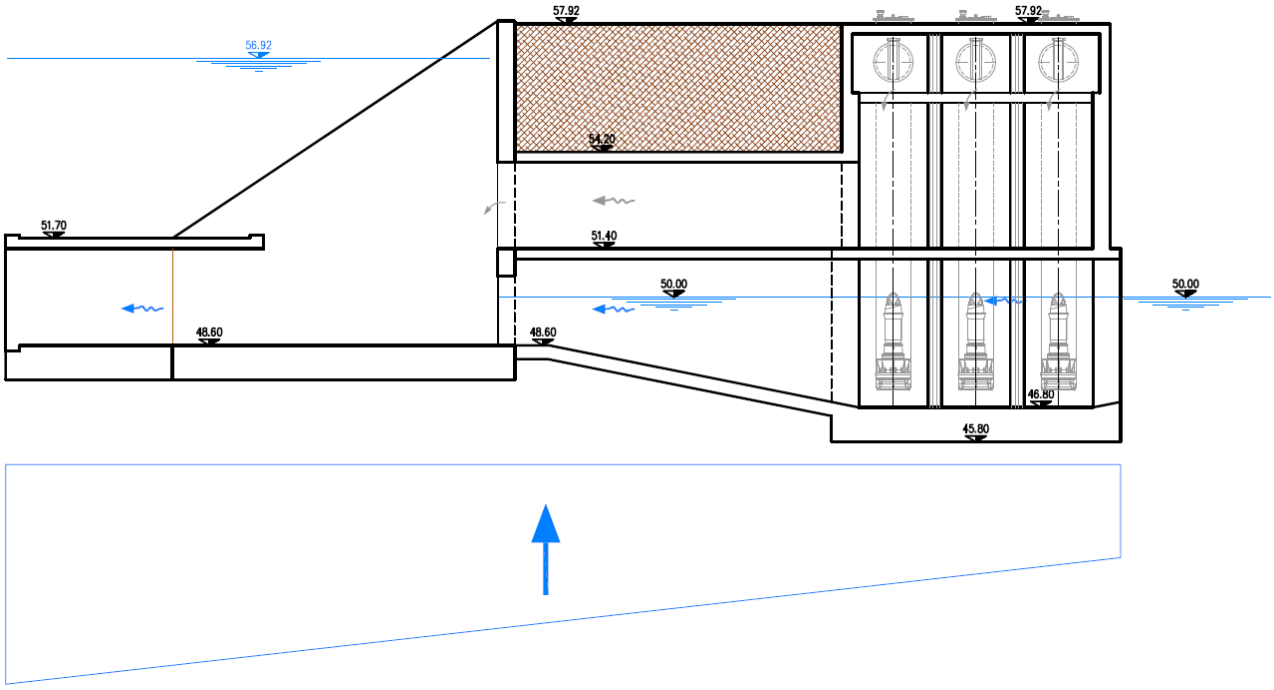


Figura 8.1 Verifica di sollevamento in corrispondenza della Nuova chiavica Galeotto - condizioni di piena

Calcolo delle azioni instabilizzanti:

Pressione di monte: $u_A = 75kPa$

Pressione di valle: $u_B = 65kPa$

Impronta dell'opera soggetta a sottospinta $A = 236.62\ mq$

Sottospinta totale caratteristica: $U = \frac{(u_A - u_B)}{2} \cdot A = 15380.30\ kN$

Coefficiente parziale per le azioni instabilizzanti: $\gamma_{G1} = 1.1$

Azione instabilizzante di progetto: $V_{instab} = U \cdot \gamma_{G1} = 16918.33\ kN$

Calcolo delle azioni stabilizzanti:

Volume c.a. della porzione di struttura considerata:

$Vol_{ca} = Vol_{all} + Vol_{sc} + Vol_{sb} = 111.80 + 14.51 + 119.15 = 245.46\, mc$

Peso specifico c.a.: $\gamma_{ca} = 25.00 \frac{kN}{mc}$

Peso opera in c.a.: $P_{st} = Vol_{ca} \cdot \gamma_{ca} = 6136.50\, kN$

Volume d'acqua su opera: $W_{all} + (W_{sc} + W_{sb}) = 409.50 + 827.97 = 1237.47\, mc$

Peso acqua su opera $P_w = Vol_w \cdot \gamma_w = 12374.70\, kN$

Peso unitario idrovora:

$P_{idrovora} = P_{pompa} + P_{tubo\ contenitore} + P_{scarico} = 235.00 + 314.70 + 510.00 = 1060.00\, kN$

Numero idrovore: $n = 6$

Peso totale idrovore: $P_i = 6360.00\, kN$

Volume terreno su opera: $Vol_{terr} = 109.43\, mc$

Peso terreno su opera: $P_{terr} = Vol_{terr} \cdot \gamma_{sat} = 2079.17\, kN$

Azione stabilizzante caratteristica: $P = P_{st} + P_W + P_i + P_{terr} = 26950.37\, kN$

Coefficiente parziale per le azioni instabilizzanti: $\gamma_{G1} = 0.9$

Azione stabilizzante di progetto: $V_{stab} = P \cdot \gamma_{G1} = 24255.33\, kN$

$$V_{stab} > V_{instab} \rightarrow Verificato$$

Per le condizioni di piena considerate, le più gravose dal punto di vista delle forze di galleggiamento, la condizione di stabilità risulta soddisfatta, essendo le azioni stabilizzanti superiori a quelle instabilizzanti.

9 Verifica di stabilità delle opere provvisionali

Per le opere provvisionali previste per la realizzazione della Nuova chiavica Galeotto sono state condotte le opportune verifiche al fine di valutarne la stabilità al punto di vista idraulico e strutturale.

Tali opere eviteranno un eccessivo rimaneggiamento del rilevato esistente; verrà realizzato un palancolato provvisionale di sostegno dello scavo, di altezza pari a 13.00 m e con l'andamento riportato nella pianta copertura di TAV. 7.1: le palancole intorno al manufatto di sbocco andranno da quota 56.00 m slm a quota 43.00 m slm, mentre la paratia intorno alla camera di alloggiamento idrovore e all'edificio servizi sarà preceduta da uno scavo di sbancamento e andrà da quota 52.00 m slm a quota 39.00 m slm; i contrasti saranno realizzati con travi in acciaio HEB 280. Il palancolato avrà anche la funzione fondamentale di proteggere l'area di lavoro dall'ingresso di acqua in caso di piena del Po e, di conseguenza, di evitare l'allagamento delle aree poste a tergo dell'arginatura: si rimarca comunque l'importanza di mantenere la previsione, indicata nell'elaborato *Cronoprogramma* allegato al progetto, di realizzare l'opera nel periodo compreso fra i mesi di giugno e agosto.

9.1 Codice di calcolo utilizzato

Per l'analisi e il progetto dei diaframmi ci si è avvalsi di un programma di calcolo agli elementi finiti pubblicato con il testo J. E. Bowles – "Fondazioni – Progetto e analisi", McGraw-Hill 1991, che, schematizzata la paratia (a cui è assimilabile come comportamento il diaframma) come un insieme di elementi separati da nodi, imposta e risolve un sistema di equazioni di equilibrio in corrispondenza dei nodi della struttura, ricavando gli spostamenti dei nodi stessi e quindi le azioni interne agli elementi del diaframma.

Per l'applicazione del metodo si fa riferimento ai coefficienti di pressione attiva alla spalle della paratia e al concetto di modulo di reazione k_s per il terreno al di sotto della linea di fondo scavo, il che consente di modellare il terreno come una serie di molle nodali applicate alla paratia.

L'espressione più generale del modulo di reazione, sia orizzontale che verticale, è:

$$k_s = A_s + B_s \cdot Z^n$$

dove:

$A_s = C(c \cdot N_c + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma)$ = costante

$B_s \cdot Z^n = C(\gamma \cdot N_q \cdot Z^1)$ = coefficiente di profondità

con:

Z = la profondità in esame

n = esponente necessario per approssimare al meglio l'andamento di k_s

C = 40

c = coesione drenata del terreno considerato

γ = peso specifico del terreno considerato

N_c, N_γ, N_q = coefficienti della capacità portante, calcolati in funzione dell'angolo di attrito del terreno φ con le espressioni di Meyerhof

In definitiva, una volta schematizzata la paratia in elementi e nodi, è necessario calcolare la pressione laterale attiva per ognuno dei nodi compresi fra la sommità della paratia e la linea di fondo scavo e fornire al modello i valori dei parametri A_s e B_s per il calcolo del modulo di reazione k_s alle diverse profondità al di sotto della linea di fondo scavo.

Nella schematizzazione della paratia, deve essere previsto un nodo in corrispondenza del punto di applicazione del contrasto e un nodo in corrispondenza dell'asse della platea di fondazione, che identifica anche la posizione della linea di fondo scavo.

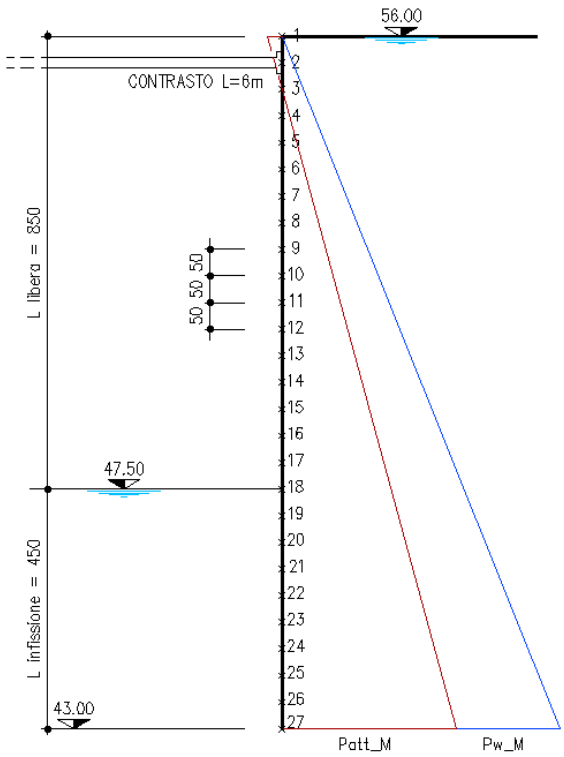
L'azione del contrasto e dalla platea di fondazione viene schematizzata inserendo al nodo corrispondente il valore della costante della molla che rappresenta la presenza del puntone (funzione del modulo elastico del materiale costituente il puntone, della sua sezione trasversale e della lunghezza).

9.2 Verifiche strutturali

In ambito strutturale è stata considerata la sezione più critica del palancolato, quella installata da quota 43.00 a 56.00 m s.l.m. in corrispondenza dei canali si scarico.

Le verifiche di ammissibilità prestazionale dell'opera sono state svolte in condizioni di piena eccezionale, con tirante pari al livello di massima ritenuta del palancolato lato Po. Queste condizioni sono ben più gravose per la sicurezza del fondo scavo rispetto a quelle previste dalla normativa per le opere temporanee e provvisorie.

In figura si riporta la schematizzazione del palancolato a protezione del fondo scavo, posto, per la sezione considerata, a quota 47.50 m s.l.m.



Di seguito sono elencate le azioni agenti sulla struttura. Esse sono date dalla somma delle spinte del terreno immerso e dell'acqua a monte del palancolato

$Nodo$	$P_{att_M}\left[\frac{kN}{mq}\right]$	$P_{W_M}\left[\frac{kN}{mq}\right]$	$\boldsymbol{P_{tot}\left[\frac{kN}{mq}\right]}$
1	-13.31	0.00	$\mathbf{-13.31}$
2	-10.90	5.00	$\mathbf{-5.90}$
3	-8.48	10.00	$\mathbf{1.52}$
4	-6.07	15.00	$\mathbf{8.93}$
5	-3.66	20.00	$\mathbf{16.34}$
6	-1.25	25.00	$\mathbf{23.75}$
7	1.17	30.00	$\mathbf{31.17}$
8	3.58	35.00	$\mathbf{38.58}$
9	5.99	40.00	$\mathbf{45.99}$
10	8.40	45.00	$\mathbf{53.40}$
11	10.81	50.00	$\mathbf{60.81}$
12	13.23	55.00	$\mathbf{68.23}$
13	15.64	60.00	$\mathbf{75.64}$
14	18.05	65.00	$\mathbf{83.05}$
15	20.46	70.00	$\mathbf{90.46}$
16	22.88	75.00	$\mathbf{97.88}$
17	25.29	80.00	$\mathbf{105.29}$
18	27.70	85.00	$\mathbf{112.70}$
19	30.11	90.00	$\mathbf{120.11}$
20	32.52	95.00	$\mathbf{127.52}$
21	34.94	100.00	$\mathbf{134.94}$
22	37.35	105.00	$\mathbf{142.35}$
23	39.76	110.00	$\mathbf{149.76}$
24	42.17	115.00	$\mathbf{157.17}$
25	44.59	120.00	$\mathbf{164.59}$
26	47.00	125.00	$\mathbf{172.00}$
27	49.41	130.00	$\mathbf{179.41}$

In fase di implementazione del codice di calcolo il corpo metallico è stato discretizzato in conci di lunghezza $0.50\ m$, per un totale di 26 elementi e 27 nodi. A ciascun nodo posto al di sopra della linea di fondo scavo è stata poi applicata la pressione attiva agente allo stato di piena. Il contrasto è stato applicato sul nodo 2, mentre al nodo 18 è stato considerato il contributo resistente della platea in c.a. gettata in opera subito dopo la realizzazione dello scavo, di spessore $1.00m$.

Seguono i dati in ingresso e i risultati della simulazione.

```
SOLUZIONE PER PARATIA

MODULO ELASTICO =  210000000.0000 KPA
NODO NEI QUALI SI ASSEGNANO MOLLE DEL TERRENO =  0
NODO INIZIO TERRENO =  18
MAX.SPOST.LIN. TERRENO =   0.010  M
MODULO DEL TERRENO =   5348.400 +  3836.100*Z**1.000 KN/M**3
NO. DI TERMINI NON NULLI DELLA MATRICE P =   0

NO. DI CASI DI CARICO =  1
INCREM. PROFONDITA' =   0.500  M
COEFF.RIDUZ.MOLLA A QUOTA FONDOSCAVO =    0.900
NO. DI CONDIZIONI AL CONTORNO =  0
NO. VAR. NODALI =  54
NO. ELEMENTI =  26
MAX.NO. DI ITERAZIONI =  1
(SE > 0, ANALISI NON LINEARE) =  0

BARRE D'ANCORAGGIO NEI NODI NO. =   2  18

DATI NODI ED ELEMENTI PER UNITA' DI LARGHEZZA
```

EL.NO.	NP1	NP2	NP3	NP4	LUNGH.	INERZIA, M*4	NODO	KS, KN/M*3	MOLLE, KN/M	Q NODALE, KPA
1	1	2	3	4	0.5000	0.0002	1	0.000	0.	-13.3100
2	3	4	5	6	0.5000	0.0002	2	0.000	458500.	-5.9000
3	5	6	7	8	0.5000	0.0002	3	0.000	0.	1.5200
4	7	8	9	10	0.5000	0.0002	4	0.000	0.	8.9300
5	9	10	11	12	0.5000	0.0002	5	0.000	0.	16.3400
6	11	12	13	14	0.5000	0.0002	6	0.000	0.	23.7500
7	13	14	15	16	0.5000	0.0002	7	0.000	0.	31.1700
8	15	16	17	18	0.5000	0.0002	8	0.000	0.	38.5800
9	17	18	19	20	0.5000	0.0002	9	0.000	0.	45.9900
10	19	20	21	22	0.5000	0.0002	10	0.000	0.	53.4000
11	21	22	23	24	0.5000	0.0002	11	0.000	0.	60.8100
12	23	24	25	26	0.5000	0.0002	12	0.000	0.	68.2300
13	25	26	27	28	0.5000	0.0002	13	0.000	0.	75.6400
14	27	28	29	30	0.5000	0.0002	14	0.000	0.	83.0500
15	29	30	31	32	0.5000	0.0002	15	0.000	0.	90.4600
16	31	32	33	34	0.5000	0.0002	16	0.000	0.	97.8800
17	33	34	35	36	0.5000	0.0002	17	0.000	0.	105.2900
18	35	36	37	38	0.5000	0.0002	18	5348.400	5607167.	112.7000
19	37	38	39	40	0.5000	0.0002	19	7266.450	3633.	0.0000
20	39	40	41	42	0.5000	0.0002	20	9184.500	4592.	0.0000
21	41	42	43	44	0.5000	0.0002	21	11102.550	5551.	0.0000
22	43	44	45	46	0.5000	0.0002	22	13020.600	6510.	0.0000
23	45	46	47	48	0.5000	0.0002	23	14938.650	7469.	0.0000
24	47	48	49	50	0.5000	0.0002	24	16856.699	8428.	0.0000
25	49	50	51	52	0.5000	0.0002	25	18774.750	9387.	0.0000
26	51	52	53	54	0.5000	0.0002	26	20692.801	10346.	0.0000
							27	22610.850	5493.	

MOMENTI SULL'EL., REAZ NODALI, SPOSTAMENTI, PRESS. TERRENO E MATRICE P PER CASO CARICO LC = 1

EL.NO.	MOMENTI ESTREMITA', KN-M		NODO	REAZ.MOLLA, KN	ROTAZ.(RAD)	SPOST., M	PRESS. Q, KPA	P-, KN-M	P-, KN
1	0.000	-1.355	1	0.0000	0.01555	-0.00758	0.000	0.000	-2.710
2	1.355	-47.956	2	87.5427	0.01554	0.00019	0.000	0.000	-2.949
3	47.955	-94.178	3	0.0000	0.01522	0.00791	0.000	0.000	0.759
4	94.177	-138.170	4	0.0000	0.01431	0.01531	0.000	0.000	4.465
5	138.169	-178.075	5	0.0000	0.01282	0.02212	0.000	0.000	8.170
6	178.072	-212.040	6	0.0000	0.01080	0.02805	0.000	0.000	11.876
7	212.043	-238.207	7	0.0000	0.00830	0.03284	0.000	0.000	15.584
8	238.209	-254.728	8	0.0000	0.00542	0.03629	0.000	0.000	19.290
9	254.730	-259.747	9	0.0000	0.00227	0.03822	0.000	0.000	22.995
10	259.751	-251.424	10	0.0000	-0.00103	0.03853	0.000	0.000	26.700
11	251.424	-227.893	11	0.0000	-0.00430	0.03719	0.000	0.000	30.406
12	227.896	-187.308	12	0.0000	-0.00737	0.03427	0.000	0.000	34.114
13	187.304	-127.805	13	0.0000	-0.01002	0.02990	0.000	0.000	37.820
14	127.805	-47.544	14	0.0000	-0.01204	0.02435	0.000	0.000	41.525
15	47.545	55.330	15	0.0000	-0.01316	0.01801	0.000	0.000	45.231
16	-55.329	182.676	16	0.0000	-0.01311	0.01138	0.000	0.000	48.939
17	-182.676	336.344	17	0.0000	-0.01159	0.00514	0.000	0.000	52.645
18	-336.344	252.119	18	522.1279	-0.00827	0.00009	0.498	0.000	46.341
19	-252.119	178.137	19	-11.0961	-0.00450	-0.00305	-22.192	0.000	9.392
20	-178.137	114.663	20	-21.0171	-0.00175	-0.00458	-42.034	0.000	0.000
21	-114.663	64.923	21	-27.4671	0.00013	-0.00495	-54.934	0.000	0.000
22	-64.923	30.062	22	-29.7558	0.00128	-0.00457	-59.512	0.000	0.000
23	-30.062	9.250	23	-28.0986	0.00188	-0.00376	-56.197	0.000	0.000
24	-9.249	0.009	24	-23.1422	0.00214	-0.00275	-46.284	0.000	0.000
25	-0.009	-1.449	25	-15.5652	0.00220	-0.00166	-31.130	0.000	0.000
26	1.449	0.000	26	-5.8155	0.00219	-0.00056	-11.631	0.000	0.000
			27	2.8989	0.00218	0.00053	11.933	0.000	0.000

Gli spostamenti massimi osservati sul corpo della palancola sono pari a $3.85\ cm$. Con riferimento allo spostamento massimo previsto dalle NTC18 per le paratie

$$u_{max} = 0.005\ H = 0.005 \cdot 13.00 = 0.065\ m$$

si conferma l'ammissibilità prestazionale dell'opera in relazione alla deformabilità massima del corpo del palancolato.

Dai risultati dell'analisi sopra riportati, è inoltre possibile individuare il momento massimo agente sull'opera, pari a $259.75\ kNm$.

Questo valore deve essere confrontato con il momento resistente della palancola. Riferendosi alla sezione di palancola tipo Larssen L603, si ha:

$Modulo\ di\ resistenza\ W_y$	$1200 \cdot 10^{-6}\ mc/m$
$tensione\ caratterisitica\ di\ snervamento\ f_{yK}$	$430 \cdot 10^{3}\ kPa$
γ_{m0}	1.05
$Momento\ resistente = M_{c_{Rd}} = W_y \cdot (f_{yk}/\gamma_0)$	$491.43\ kPa$

Il momento resistente della sezione di palancola supera il momento massimo sperimentabile su di essa; la verifica di ammissibilità della flessione dell'opera risulta quindi soddisfatta.

10 Conclusioni

Le verifiche geotecniche svolte sulle opere di progetto sono state condotte nelle condizioni più gravose dal punto di vista dei carichi e della scelta delle sezioni considerate. Queste analisi sono risultate tutte soddisfatte per ciò che riguarda la stabilità globale, l'ammissibilità dei cedimenti, gli effetti dei fenomeni di filtrazione e il galleggiamento dell'opera. Le verifiche di ammissibilità dei cedimenti e dei momenti agenti sulla sezione tipo del palancolato provvisionale di progetto risultano ugualmente soddisfatte.

Milano, luglio 2019

Il progettista

Dott. Ing. Fulvio Bernabei