

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

**CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE**

*Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali*

*D.I.C.A.M.*

TESI DI LAUREA

in

Consolidamento dei terreni M

**Indagine sperimentale e verifiche di  
stabilità su un'arginatura del fiume Po**

CANDIDATO:

**ENRICO PENNISI**

RELATORE:

Prof. **GUIDO GOTTARDI**

CORRELATORE:

Prof. **MICHELA MARCHI**

Anno Accademico 2010/2011

Sessione III



## Sommario

Introduzione .....	1
Capitolo 1 Arginature fluviali .....	3
1.1 Introduzione alle arginature fluviali .....	3
1.2 Arginatura dei corsi d'acqua .....	4
Capitolo 2 Normativa di riferimento .....	9
2.1 Norme tecniche per le costruzioni, DM 14 Gennaio 2008.....	9
2.2 Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento, DM 24 Marzo 1982 .....	21
Capitolo 3 Verifiche di stabilità .....	22
Capitolo 4 Moti di filtrazione negli Argini .....	30
4.1 Introduzione alla filtrazione .....	30
4.2 Il reticolo idrodinamico .....	34
Capitolo 5 Il Po ed i suoi argini fluviali.....	40
Capitolo 6 Introduzione al progetto .....	46
Capitolo 7 Osservazioni derivanti dalla visita in sito .....	49
7.1 CPTU10 (sez 28SE).....	50
7.2 SCPT11 (sez 60BO) .....	54
7.3 S14GV (sez 54BO).....	58
Capitolo 8 Elaborazione del Modello geotecnico .....	61
Capitolo 9 Analisi di stabilità .....	91
9.1 modellazione del problema .....	92
9.2 Modello fiume in secca .....	95
9.3 Modello con fiume in Piena .....	102
9.3.1 Falda con inclinazione prestabilita.....	105
9.3.2 Modello con falda ricavata da analisi di filtrazione .....	115
9.4 Condizione di Rapid Drawdown .....	125
Capitolo 10 Conclusioni .....	129
Bibliografia .....	133
Indice delle figure .....	136

ALLEGATI:

1. Relazione di sopralluogo
2. Cassette di sondaggio
3. Elaborazioni dei dati delle CPTU
4. Sezione geologica e sezione geotecnica
5. Analisi di stabilità

## **Introduzione**

La presente tesi di Laurea in Ingegneria Civile indirizzo Ingegneria Geotecnica si prefigge l'obiettivo di effettuare delle analisi di stabilità in condizioni statiche su una sezione degli argini in destra idraulica del fiume Po.

Lo scopo di questa tesi è quello di verificare una sezione di un argine della sponda destra del fiume Po. Per riuscire in questo obiettivo si deve partire dall'analisi dei dati di base che sono presenti nello studio del fiume Po, questi dati, vista l'importanza e la storia del fiume, sono presenti in quantità enorme.

Essendo la presente tesi parte di un progetto più ampio, è stato possibile programmare ulteriori indagini geognostiche atte ad integrare i dati di base.

Attraverso le osservazioni derivanti da un sopralluogo e da una elaborazione dei dati derivanti dalle prove si può giungere ad una buona caratterizzazione dei materiali che formano l'argine e i terreni di fondazione.

Creata il modello geotecnico si valutano le condizioni di stabilità attraverso l'uso di un programma di calcolo e si confrontano i fattori di sicurezza trovati con quelli dati da normativa.

La presente tesi è suddivisa in due parti e costituita da 10 capitoli; nella prima parte si tratta l'aspetto teorico e normativo del problema, essa è formata dai primi cinque capitoli; la seconda è suddivisa anch'essa in cinque capitoli, nei quali si ripercorre il mio contributo al progetto.

Nel primo capitolo si introduce in generale l'ambiente fluviale.

Nel secondo capitolo si descrive la normativa di riferimento in materia geotecnica e le specifiche norme in campo di progettazione di opere in materiali sciolti.

Nel terzo e nel quarto capitolo si descrivono le basi teoriche rispettivamente delle verifiche di stabilità dei pendii e della filtrazione.

Nel quinto capitolo si descrive in particolare il fiume Po e le problematiche relative alle proprie arginature.

Il sesto capitolo introduce il contesto dal quale trae vita questa tesi.

Il settimo capitolo riporta le considerazioni sviluppate in seguito alla visita di sopralluogo effettuata sugli argini del Po, spiegando inoltre la teoria delle prove osservate in sito.

L'ottavo capitolo tratta le operazioni effettuate per ricavare il modello geotecnico della sezione analizzata.

Il nono capitolo illustra le verifiche di stabilità condotte in forma parametrica su una sezione arginale.

Il capitolo conclusivo riporta i risultati ai quali si è giunti.

# Capitolo 1 Arginature fluviali

## 1.1 Introduzione alle arginature fluviali

Il problema della difesa delle piene interessa, per lo più, il tratto medio - basso dei fiumi per la maggiore esposizione del territorio di pianura all'offesa idraulica.

La difesa richiede provvedimenti e opere generalmente ben diversi da quelli utilizzati nel tratto montano degli stessi corsi, per il quale è più appropriato parlare di sistemazione.

Il regime della corrente è quasi sempre quello lento e anche il trasporto solido è di norma ridotto e limitato ai materiali più fini, poiché i materiali più grossolani si sono già depositati nel tratto montano dove la velocità della corrente è più forte.

La difesa di un'area esposta alle esondazioni di un corso d'acqua di piena può ottenersi essenzialmente in due modi:

- aumentando la capacità di portata del corso d'acqua
- diminuendo la portata di piena che transita nel tratto esaminato

L'aumento della capacità di portata dell'alveo può conseguirsi in diversi modi.

Il modo classico è il contenimento della portata di piena ottenuto con l'arginatura del corso d'acqua o, se già arginato, con il sovrizzo o con il ringrosso arginale.

La riduzione della portata può ottenersi invasando temporaneamente in un serbatoio di piena una parte del volume dell'onda di piena per restituirla, successivamente, quando il valore della portata sia inferiore a quella che può transitare nel tratto dell'alveo considerato.

## 1.2 Arginatura dei corsi d'acqua

Per evitare l'esondazione di un corso d'acqua, una delle possibilità è quello di arginarlo, o, se il fiume è già arginato, di provvedere al sovrizzo o ringrosso arginale nei tratti esposti quando si debba controllare una portata maggiore di quella massima conosciuta.

La piena alla quale commisurare la quota arginale è di regola quella caratterizzata dalla frequenza probabile di 1 caso in 100 anni, ovviamente con la riserva di sicurezza rappresentata dal franco arginale assunto non inferiore a 1,00 m.

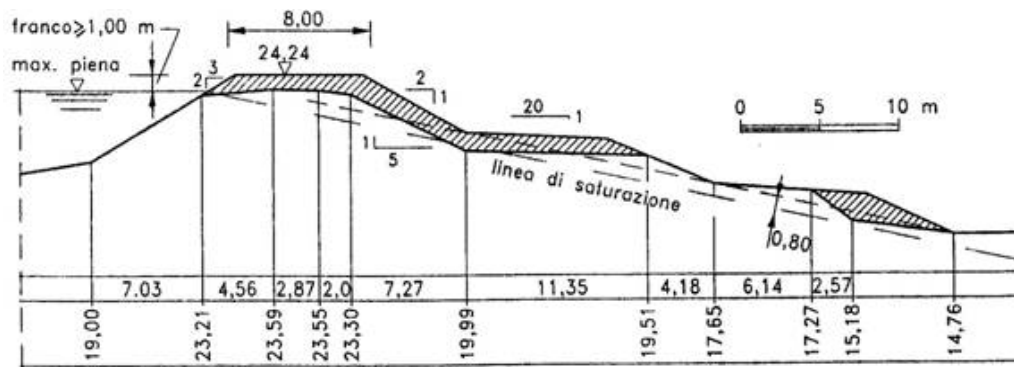


Figura 1: Rialzo di un argine per ricoprire la linea di infiltrazione

I problemi legati ai materiali costituenti le arginature – sovrizzi o nuove costruzioni – riguardano principalmente le caratteristiche delle terre da porre in opera, la loro reperibilità (cave) e la disponibilità nella misura richiesta.

L'arginatura viene eseguita con un rilevato di terra omogenea.

Il materiale è di solito costituito da terra omogenea limosa e argillosa compresa tra il tipo A-6 della classificazione CNR-UNI 10006, con contenuto minimo di sabbia del 15% e il tipo A-4 con contenuto massimo di sabbia del 50%.



Classificazione generale	Terre ghiaia - sabbiosa						Terre limo - argillose					Torbe e terre organiche palustri	
	Frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332 ≤ 35%						Frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332 >35%						
Gruppo	A1		A3	A2			A4	A5	A6	A7		A8	
Sottogruppo	A1 a	A1 b		A2-4	A2-5	A2-6	A2-7						
Analisi granulometrica - Frazione passante al setaccio													
2 UNI 2332 %	≤ 80												
0,4 UNI 2332 %	≤ 30	≤ 80	≥ 80										
0,075 UNI 2332 %	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35		
Caratteristiche della frazione passante al setaccio 0,4 UNI 2332													
Limite liquido	0			≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	≤ 40	≤ 40	
Indice di plasticità	≤ 6		N.P.	≤ 10	≤ 10max	> 10	> 10	≤ 10	≤ 10	> 10	>10 (IP>LL30)	>10 (IP>LL30)	
Indice di gruppo	0		0	0		≤ 4		≤ 8	≤ 12	≤ 18	≤ 20		
Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	ghiaia e breccia, sabbione, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane		Sabbia fine	ghiaia e sabbia limosa e argillosa				Limi poco compressibili	Limi fort. compressibili	Argille poco compressibili	Argille fort. compressibili med. plastiche	Argille fort. compressibili fort. plastiche	Torbe di recente o remota formazione e detriti organici di origine palustre
Qualità portanti quale terreno di sottofondo in assenza di gelo	da eccellenti a buone					Da mediocre a scadente					Da scartare come sottofondo		
Azione del gelo sulla qualità portanti del terreno di sottofondo	Nessuna o lieve			Media			media	elevata	Media	elevata	Media		
Ritiro o rigonfiamento	Nulla			Nulla o lieve			Lieve o media		elevato	elevato	molto elevato		
Permeabilità	Elevata			Media o scarsa					Scarsa o nulla				
Identificazione dei territori in sito	Facilmente individuabili a vista		Aspri al tatto incoerenti allo stato asciutto	La maggior parte dei granuli sono individuabili ad occhio nudo - Aspri al tatto - Una tenacità media e elevata allo strato asciutto indica la presenza di argilla			Reagiscono alla prova di scuotimento - Poverissimi o poco tenaci allo stato asciutto - Non facilmente modellabili allo stato umido		Non reagiscono alla prova di scuotimento - Tenaci allo stato asciutto - Facilmente modellabili in bastoncini sottili allo stato umido			Fibrosi di colore bruno a nero - facilmente individuabili a vista	

Figura 2: Classifica delle terre secondo la normativa CNR UNI 10006

I fianchi del rilevato vengono successivamente ricoperti con zolle erbose per proteggerlo dall'erosione da parte della corrente sul lato a fiume e dal dilavamento da parte delle acque piovane sul lato campagna. Nella figura successiva si riporta la nomenclatura in uso per le arginature.

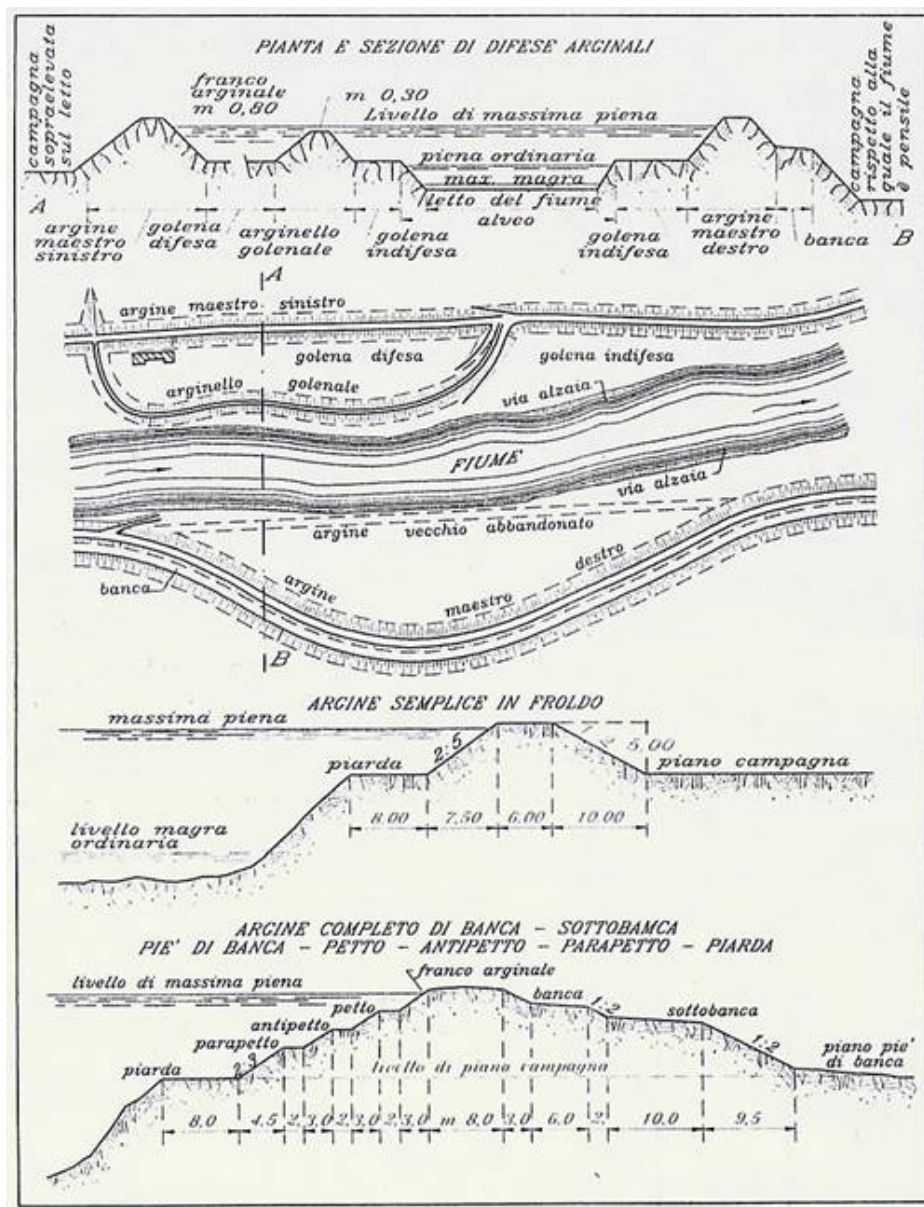


Figura 3: "Glossario illustrato" in materia di argini tratto da una vecchia pubblicazione del Ministero dei lavori Pubblici.

Al materiale terroso usato per il rilevato arginale sono richiesti:

- una modesta permeabilità, non superiore a  $10^{-6}$ - $10^{-8}$  m/s, per contenere i fenomeni di filtrazione
- un elevato peso specifico per assicurarne la stabilità allo scivolamento
- un elevato grado di sicurezza nei confronti del sifonamento nei terreni limitrofi all'arginatura

Quest'ultima caratteristica richiesta comporta, spesso, lo spostamento del piede dell'argine verso campagna più di quanto sia richiesto dalle normali verifiche statiche di sicurezza. La sezione trasversale di un argine deve, infatti, assicurare la copertura della linea di infiltrazione che può stabilirsi nel corpo arginale, a partire dalla quota di massima piena, quando essa abbia una durata sufficiente a permeare il rilevato: tale durata è legata al materiale terroso che ne forma il corpo.

Un'affidabile criterio assegna alla linea di infiltrazione pendenze entro  $1/5 \div 1/6$  a partire dalla quota di massima piena (Figura 1).

A tale proposito, Da Deppo et al.(2004, p.462), affermano che: "per avere un ordine di grandezza, per il predimensionamento di un argine, può fissarsi una scarpa media verso fiume (petto) di 2:1; una scarpa media (comprese le banche) verso campagna (spalla) 4:1, una larghezza in sommità (corona) di 4-5 m o maggiore in funzione dell'eventuale traffico; la corona deve avere una leggera convessità verso fiume del 2-3% per lo scolo delle acque".

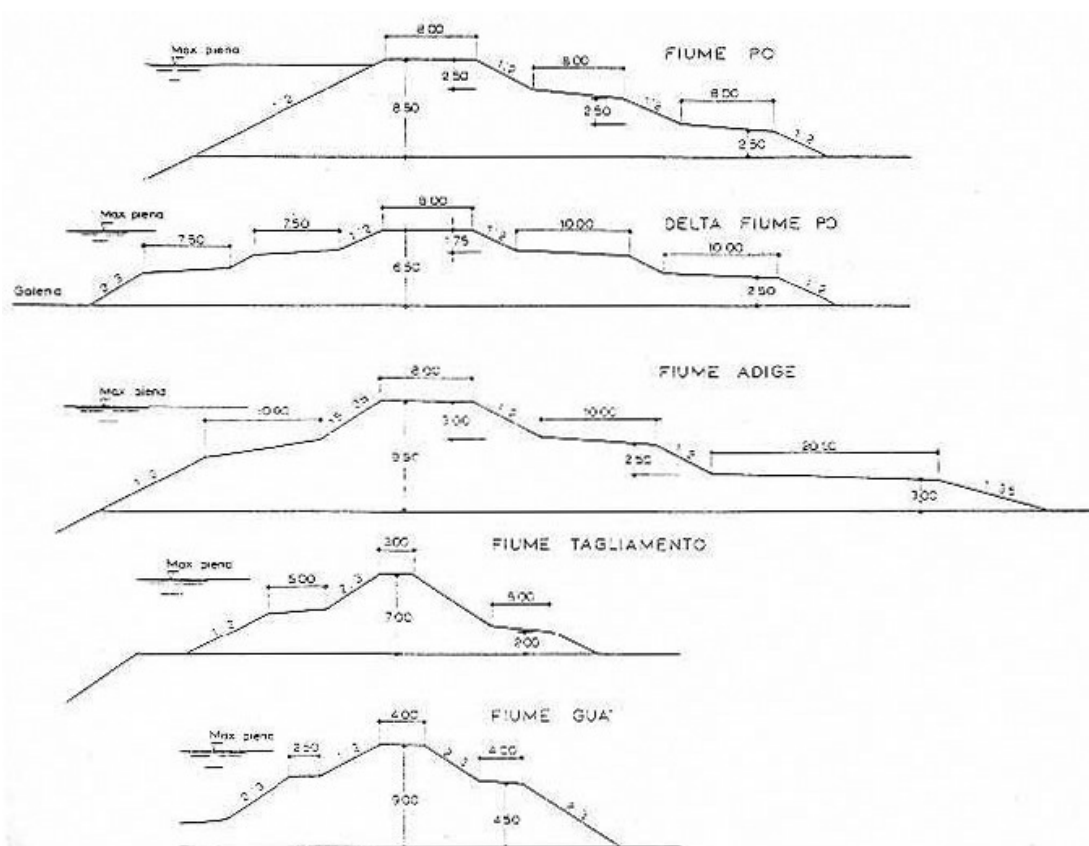


Figura 4: Sezioni tipo di arginature fluviali

A volte i rilevati arginali sono anche sedi stradali. L'uso della sommità arginale come sede stradale non è raccomandabile.

Da un lato, infatti, il sistematico carico dovuto al traffico costipa il terreno del rilevato (abbassando di fatto la quota arginale) ed i vantaggi derivanti dalla compattazione non compensano la pericolosa riduzione di franco, a meno che la sommità non sia sottoposta ad un periodico controllo ed a un'eventuale ricarica.

In passato, gli argini venivano costruiti quasi esclusivamente con materiale scavato in golena, che non sempre possedeva le caratteristiche richieste, ed erano spesso fondati su materiale non idoneo.

Gli interventi di ringrosso di vecchie arginature, pur con i moderni magisteri che possono impiegarsi con le opere di consolidamento accessorie – diaframmi; gettiniezione, ecc. –, devono farsi con molta cura: evitando, cioè, per la parte fuori terra di provvedere al ringrosso semplicemente addossando terre alla sagoma arginale esistente.

Si deve, infatti, rimuovere l'esistente copertura erbosa ed adottare una buona distribuzione di ammorsamenti per rendere solidali le due parti, altrimenti potrebbero verificarsi scorrimenti sul piano di connessione delle 2 parti.

Gli argini di contenimento del fiume sono definiti argini maestri.

Essi possono distare tra loro anche qualche chilometro.

L'ambiente fluviale così definito può, al suo interno, essere ulteriormente limitato da argini, la sommità dei quali è ovviamente più bassa degli argini maestri. Essi sono definiti "argini golenali", in quanto limitano e difendono anche grandi spazi (golene) nei quali si pratica l'attività agricola; le golene, per altro verso, hanno una notevole capacità d'invaso in occasione di grandi piene, al servizio della laminazione delle piene stesse, come si verifica appunto per il fiume Po con straordinaria efficacia.

## **Capitolo 2 Normativa di riferimento**

La normativa vigente in materia di opere geotecniche è descritta in maniera particolareggiata nelle Norme tecniche per le costruzioni, D.M. 14 Gennaio 2008, Ministero delle Infrastrutture, 2008, in particolare nel capitolo 6; gli argini fluviali sono, tuttavia, opere in materiali sciolti e necessitano di una normativa particolare. Quest'ultima viene riportata nel D.M. 24 marzo 1982: Norme tecniche per la progettazione delle dighe di sbarramento (G.U. 4 agosto 1982; n.212 suppl.).

### **2.1 Norme tecniche per le costruzioni, DM 14 Gennaio 2008**

Riprendendo la normativa del DM 14 Gennaio 2008, al capitolo 6 si riportano le seguenti affermazioni:

“Le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali.

I risultati dello studio rivolto alla caratterizzazione e modellazione geologica, di cui al § 6.2.1. devono essere esposti in una specifica relazione geologica.

Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive.

Le scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica, di cui al § 6.2.2, unitamente ai calcoli per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive, devono essere illustrati in una specifica relazione geotecnica.”

“La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio. In funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto geologico, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello

geologico. Esso deve essere sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche. Metodi e risultati delle indagini devono essere esaurientemente esposti e commentati in una relazione geologica.”

“I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso l’interpretazione dei risultati di prove e misure in sito.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.

Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all’analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.

È responsabilità del progettista la definizione del piano delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica.”

### “6.2.3 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

#### 6.2.3.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad (6.2.1)$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d]$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d]$$

con  $\gamma_E = \gamma_F$ , e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$E_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come  $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ . Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci

progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento

strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.



### 6.2.3.1.1 Azioni

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione  $\Psi_{ij}$  devono essere assunti come specificato nel Cap. 2.

**Tabella 6.2.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

### 6.2.3.1.2 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

**Tabella 6.2.II** – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale  $q_u$  deve essere applicato un coefficiente parziale  $\gamma_{qu}=1,6$ .

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.”

#### “6.2.3.3 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Le opere e i sistemi geotecnici di cui al § 6.1.1 devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa. Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d$$

(6.2.7)

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e  $C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.”

**Tabella 6.2.IV** – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento.*

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

### “6.3.2 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL PENDIO

Lo studio geologico deve precisare l'origine e la natura dei terreni e delle rocce, il loro assetto stratigrafico e tettonico-strutturale, i caratteri ed i fenomeni geomorfologici e la loro prevedibile evoluzione nel tempo, lo schema della circolazione idrica nel sottosuolo.

Le tecniche di studio, i rilievi e le indagini sono commisurati all'estensione dell'area, alle finalità progettuali e alle peculiarità dello scenario territoriale ed ambientale in cui si opera.”

### “6.3.3 MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL PENDIO

Sulla base dell'inquadramento geomorfologico ed evolutivo del versante, devono essere programmate specifiche indagini per la caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce, finalizzate alla definizione del modello geotecnico sulla base del quale effettuare lo studio delle condizioni di stabilità nonché al progetto di eventuali interventi di stabilizzazione.

Le indagini devono effettuarsi secondo i seguenti criteri:

- la superficie del pendio deve essere definita attraverso un rilievo plano-altimetrico in scala adeguata ed esteso ad una zona sufficientemente ampia a monte e valle del pendio stesso;
- lo studio geotecnico deve definire la successione stratigrafica e le caratteristiche fisicomeccaniche dei terreni e delle rocce, l'entità e la distribuzione delle pressioni interstiziali nel terreno e nelle discontinuità, degli eventuali spostamenti plano-altimetrici di punti in superficie e in profondità.

La scelta delle tipologie di indagine e misura, dell'ubicazione del numero di verticali da esplorare, della posizione e del numero dei campioni di terreno da prelevare e sottoporre a prove di laboratorio dipende dall'estensione dell'area, dalla disponibilità di informazioni provenienti da precedenti indagini e dalla complessità delle condizioni idrogeologiche e stratigrafiche del sito in esame.

Il numero minimo di verticali di indagine e misura deve essere tale da permettere una descrizione accurata della successione stratigrafica dei terreni interessati da cinematismi di collasso effettivi e potenziali e, in caso di pendii in frana, deve consentire di accertare forma e posizione della superficie o delle superfici di scorrimento esistenti e definire i caratteri cinematici della frana.

La profondità e l'estensione delle indagini devono essere fissate in relazione alle caratteristiche geometriche del pendio, ai risultati dei rilievi di superficie nonché alla più probabile posizione della eventuale superficie di scorrimento.

Tutti gli elementi raccolti devono permettere la definizione di un modello geotecnico di sottosuolo (vedi § 6.2.2) che tenga conto della complessità della situazione

stratigrafica e geotecnica, della presenza di discontinuità e dell'evidenza di movimenti progressi e al quale fare riferimento per le verifiche di stabilità e per il progetto degli eventuali interventi di stabilizzazione.”

#### “6.3.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto della forma e posizione della superficie di scorrimento, dell'assetto strutturale, dei parametri geotecnici e del regime delle pressioni interstiziali.

Nel caso di pendii in frana le verifiche di sicurezza devono essere eseguite lungo le superfici di scorrimento che meglio approssimano quella/e riconosciuta/e con le indagini.

Negli altri casi, la verifica di sicurezza deve essere eseguita lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per ricercare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso.

Quando sussistano condizioni tali da non consentire una agevole valutazione delle pressioni interstiziali, le verifiche di sicurezza devono essere eseguite assumendo le condizioni più sfavorevoli che ragionevolmente si possono prevedere.

Il livello di sicurezza è espresso, in generale, come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale.

Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.”

## “6.8 OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

Le presenti norme si applicano ai manufatti di materiali sciolti, quali rilevati, argini di difesa per fiumi, canali e litorali, rinfianchi, rinterrì, terrapieni e colmate.

Le norme si applicano, inoltre, alle opere e alle parti di opere di materiali sciolti con specifiche funzioni di drenaggio, filtro, transizione, fondazione, tenuta, protezione ed altre.

Gli sbarramenti di ritenuta idraulica di materiali sciolti sono oggetto di normativa specifica.

### 6.8.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Il progetto di un manufatto di materiali sciolti deve tenere conto dei requisiti prestazionali richiesti e delle caratteristiche dei terreni di fondazione.

Esso deve comprendere la scelta dei materiali da costruzione e la loro modalità di posa in opera.

I criteri per la scelta dei materiali da costruzione devono essere definiti in relazione alle funzioni dell'opera, tenendo presenti i problemi di selezione, coltivazione delle cave, trasporto, trattamento e posa in opera, nel rispetto dei vincoli imposti dalla vigente legislazione.

Nel progetto devono essere indicate le prescrizioni relative alla qualificazione dei materiali e alla posa in opera precisando tempi e modalità di costruzione, in particolare lo spessore massimo degli strati in funzione dei materiali.

Sono, altresì, da precisare i controlli da eseguire durante la costruzione e i limiti di accettabilità dei materiali, del grado di compattazione da raggiungere e della deformabilità degli strati.

## 6.8.2 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Deve risultare rispettata la condizione (6.2.1), verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici.

Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

**Tabella 6.8.I** – *Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.*

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

La stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno di fondazione deve essere studiata nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive, al termine della costruzione e in esercizio.

Le verifiche locali devono essere estese agli elementi artificiali di rinforzo, eventualmente presenti all'interno ed alla base del manufatto, con riferimento anche ai problemi di durabilità.

Nel caso di manufatti su pendii si deve esaminare l'influenza dell'opera in terra sulle condizioni generali di sicurezza del pendio, anche in relazione alle variazioni indotte nel regime idraulico del sottosuolo.

Se l'opera ha funzioni di ritenuta idraulica, lo stato limite ultimo è da verificarsi con riferimento alla stabilità dei paramenti, in tutte le possibili condizioni di esercizio.

Si deve porre particolare attenzione alle problematiche relative al sifonamento ed all'erosione, in relazione alle caratteristiche dei terreni di fondazione dei materiali con i quali è realizzata l'opera, tenendo conto di quanto indicato al § 6.2.3.2.

I livelli di sicurezza prescelti devono essere giustificati in relazione alle conseguenze del raggiungimento dello stato limite ultimo.”

#### “6.8.3 VERIFICHE IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO (SLE)

Si deve verificare che i cedimenti del manufatto, dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e dell'opera, siano compatibili con la sua funzionalità.

Specifiche analisi devono inoltre essere sviluppate per valutare l'influenza del manufatto sulla sicurezza e sulla funzionalità delle costruzioni in adiacenza e per individuare gli eventuali interventi per limitarne gli effetti sfavorevoli.”



## **2.2 Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento, DM 24 Marzo 1982**

Passando invece al D.M. 24 marzo 1982, all'articolo H.5, recita:

“la stabilità della diga dovrà essere verificata relativamente alle seguenti condizioni:

- A termine costruzione;
- A serbatoio pieno con il livello al massimo invaso;
- A seguito di rapido svuotamento del serbatoio dal livello massimo al livello di minimo invaso e, ove sia significativo, anche a livelli intermedi.
- ...

L'analisi statica deve proporsi di individuare, nelle varie condizioni sopra indicate, le superfici di potenziale scorrimento più prossime alla instabilità, sia all'interno del rilevato, sia nell'insieme costituito dal rilevato e dai terreni di fondazione e ciò relativamente alla sezione maestra della struttura e ad altre sezioni trasversali opportunamente scelte.

Il rapporto tra le forze (o momenti) reattive capaci di opporsi allo scorrimento lungo le superfici predette, e le forze (o momenti) attive che tendono a produrlo, non dovrà essere inferiore a: 1,2 a termine costruzione; 1,4 a serbatoio pieno; 1,2 a seguito di rapido svuotamento.”

A riguardo di questa materia vi sono, inoltre, le normative italiane ed europee che trattano la parte sismica delle verifiche di stabilità ma queste esulano dalla presente trattazione e non sono perciò riportate.

## Capitolo 3 Verifiche di stabilità

Per i problemi di stabilità, riguardanti il complesso corpo arginale – terreno, si può fare riferimento alle classiche verifiche di stabilità dei pendii.

Le analisi di stabilità dei pendii possono essere suddivise in due categorie (Tanzini, 2001).

Alla prima categoria appartengono le verifiche che permettono di valutare la stabilità di un pendio considerando il solo equilibrio delle forze in gioco.

Alla seconda categoria appartengono tutti gli approcci che permettono una valutazione dei possibili movimenti di un pendio.

Nonostante il grado di stabilità ed i movimenti di un pendio siano direttamente collegati tra loro, per tale valutazione sono impiegati due approcci differenti.

La stabilità di un pendio è usualmente analizzata mediante i metodi all'equilibrio limite globale. Questo tipo di analisi richiede la sola conoscenza della resistenza al taglio del terreno e non il comportamento sforzi – deformazioni. Con questo metodo non si hanno informazioni riguardanti l'entità dei movimenti di un pendio.

I movimenti di un pendio sono usualmente analizzati attraverso il metodo degli elementi finiti. Per l'analisi degli elementi finiti è necessaria la conoscenza del comportamento sforzi – deformazioni del terreno, oltre alla valutazione della resistenza al taglio dei terreni.

Per ottenere, quindi, un coefficiente di sicurezza, bisogna utilizzare le analisi all'equilibrio limite; questi metodi sono ora implementati in programmi di calcolo agli elementi finiti e, quindi, la procedura del calcolo manuale è divenuta automatizzata.

Bisogna in ogni modo verificare la correttezza dell'analisi effettuata al calcolatore con semplici e veloci calcoli manuali.

Nei metodi basati sul concetto di equilibrio limite globale, l'analisi di stabilità è effettuata al fine di valutare un coefficiente di sicurezza.

Questo valore deve essere calcolato per la superficie di scivolamento più critica, normalmente definita come “superficie di scivolamento critica”. Sono in questo caso

impiegate delle procedure iterative, ciascuna delle quali comprende la scelta di una superficie critica, la suddivisione della massa interessata dallo scivolamento in un numero adeguato di conci, e la valutazione dell'equilibrio di ciascuno dei conci mediante uno dei numerosi metodi disponibili.

Questi metodi di calcolo della stabilità dei pendii hanno diversi gradi di accuratezza, secondo le ipotesi semplificative assunte da ciascun metodo.

Il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio e la tensione tangenziale richiesta per l'equilibrio del pendio o anche come il rapporto tra la resistenza disponibile e lo sforzo di taglio agente ( $F = \text{resistenza disponibile} / \text{sforzo di taglio agente}$ ).

I metodi dell'equilibrio limite globale determinano, attraverso le equazioni della statica, la resistenza al taglio, agente lungo la superficie di scivolamento presa in considerazione, necessaria all'equilibrio.

Il coefficiente di sicurezza è da intendersi come un fattore per il quale possono essere ridotti i parametri di resistenza al taglio per portare il pendio in condizioni d'incipiente rottura. In tale ipotesi è implicito che il coefficiente di sicurezza è costante lungo tutta la superficie di rottura avendosi pertanto:

$$\tau_{eq} = \frac{c + \sigma tg \phi}{F}$$

Dove:

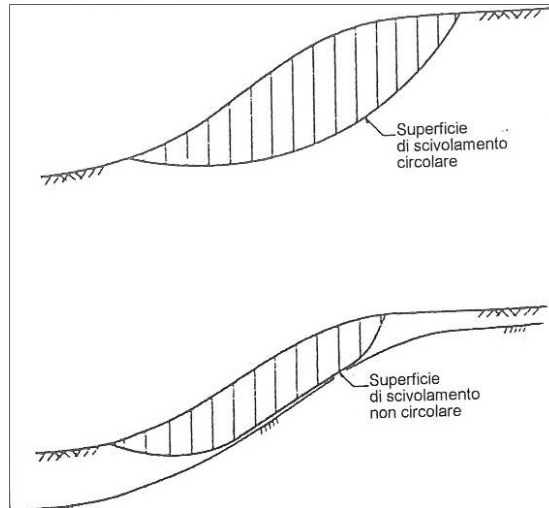
$\tau_{eq}$  = tensione tangenziale necessaria all'equilibrio

C = coesione intercetta all'involuppo di rottura di Mohr – Coulomb

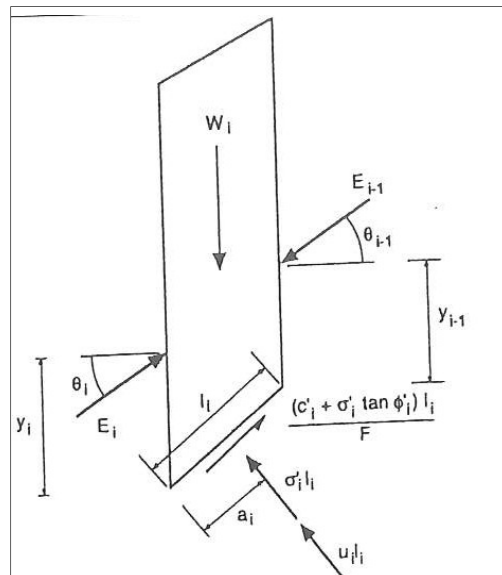
$\phi$  = angolo di attrito

$\sigma$  = tensione agente normalmente alla superficie di scivolamento

F = coefficiente di sicurezza



**Figura 5: Esempi di suddivisione della massa interessata dallo scivolamento in un numero conveniente di conci. (Tanzini 2001)**



**Figura 6: Forze agenti su un generico concio. (Tanzini 2001)**

Per valutare la stabilità di un pendio con i metodi dell'equilibrio limite, è necessario effettuare l'analisi considerando un notevole numero di superfici di scorrimento al fine di determinare la posizione della superficie critica per la quale si ha il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

Facendo riferimento ai metodi dell'equilibrio limite, la Figura 5 mostra alcuni esempi di suddivisione in conci, le cui superfici di separazione sono verticali, della massa interessata.

Suddividendo la massa in conci è possibile effettuare delle semplificazioni:

1. La base di ciascun concio è situata in un unico materiale.
2. I conci risultano di estensione sufficientemente limitata e, conseguentemente, i segmenti della superficie di scorrimento, alla base di ciascun concio, possono essere accuratamente rappresentati da una linea retta.

Le condizioni di equilibrio possono essere considerate per ogni concio.

Se la condizione di equilibrio risulta soddisfatta per ciascun concio, essa risulterà, conseguentemente, soddisfatta per l'intera massa.

La Figura 6 mostra le forze agenti sul generico concio.

Il numero di equazioni di equilibrio disponibili dipende dal numero  $N$  di conci e dal numero di equazioni di equilibrio che si utilizzano.

EQUAZIONI	INCOGNITE
<b>Metodi che soddisfano il solo equilibrio delle forze</b>	
$N$ = equilibrio alla traslazione orizzontale	$N$ = forze normali alla base dei conci
$N$ = equilibrio alla traslazione verticale	$N - 1$ = forze agenti all'interfaccia dei conci
	$N - 1$ = angoli di inclinazione delle forze agenti all'interfaccia dei conci
	$1$ = coefficiente di sicurezza
<b>2N equazioni</b>	<b>3N-1 incognite</b>
<b>Metodi che soddisfano l'equilibrio sia delle forze sia dei momenti</b>	
$N$ = equilibrio alla traslazione orizzontale	$N$ = forze normali agenti alla base dei conci
$N$ = equilibrio alla traslazione verticale	$N$ = posizione delle forze normali agenti alla base dei conci
$N$ = equilibrio alla rotazione	$N - 1$ = forze agenti all'interfaccia dei conci
	$N - 1$ = angoli di inclinazione delle forze agenti all'interfaccia dei conci
	$N - 1$ = posizione delle forze agenti all'interfaccia dei conci
	$1$ = coefficiente di sicurezza
<b>3N equazioni</b>	<b>5N-2 incognite</b>

**Tabella 1: Analisi di stabilità con il metodo dell'equilibrio limite, equazioni ed incognite (Tanzini 2001)**

Come indicato in Tabella 1, il numero di equazioni disponibili è  $2N$  se deve essere soddisfatto il solo equilibrio delle forze e  $3N$  se deve essere soddisfatto l'equilibrio sia delle forze sia dei momenti. Se deve essere soddisfatto l'equilibrio delle forze e dei momenti, il numero di incognite è pari a  $5N-2$ .

Nel caso speciale in cui  $N=1$ , il problema è staticamente determinato, e il numero delle equazioni di equilibrio è uguale al numero di incognite. Per suddividere una

superficie di rottura in maniera sufficientemente accurata, è usuale utilizzare da 10 a 40 conci, e il numero di incognite eccede, perciò, il numero delle equazioni disponibili.

Il numero delle equazioni mancanti è pari a  $N-1$  per le analisi che considerano il solo equilibrio delle forze e  $2N-2$  per le analisi che soddisfano tutte le equazioni di equilibrio. Conseguenza di ciò è che il problema risulta staticamente indeterminato, e occorre perciò fare delle assunzioni per quanto concerne le equazioni mancanti.

Nei diversi metodi reperibili in letteratura tali assunzioni riguardano la direzione e il punto di applicazione delle forze che si scambiano i vari conci.

I diversi metodi dell'equilibrio limite differiscono l'un l'altro per i seguenti aspetti:

- Differenti assunzioni per quanto concerne le equazioni mancanti per ricavare tutte le incognite presenti nel problema
- Alcuni metodi, come ad esempio il metodo ordinario dei conci di Fellenius (Fellenius, 1927) e il metodo di Bishop modificato (Bishop, 1955), non soddisfano tutte le equazioni o persino le condizioni di equilibrio delle forze. Conseguentemente questi metodi sono basati su un minore numero di equazioni ed incognite rispetto a quelle in Tabella 1.

METODO	LIMITAZIONI, ASSUNZIONI, E CONDIZIONI DI EQUILIBRIO CHE DEVONO ESSERE SODDISFATTE
Metodo ordinario dei concii (Fellenius 1927)	Coefficienti di sicurezza bassi, metodo poco accurato per pendii di modesta pendenza e con elevati valori della pressione interstiziale, applicabile solamente a superfici di scivolamento circolari, assume che la forza normale alla base di ogni concio è pari a $w \cdot \cos\alpha$ , un'equazione (momento di equilibrio alla rotazione dell'intera massa), un'incognita (coefficiente di sicurezza)
Metodo di Bishop modificato (Bishop 1955)	Metodo di calcolo accurato, applicabile solamente a superfici di rottura circolari. Soddisfa l'equilibrio alla traslazione verticale e l'equilibrio alla rotazione, assume che le forze scambiate all'interfaccia dei diversi concii siano orizzontali, N+1 equazioni ed incognite
Metodi di equilibrio delle forze	Soddisfano l'equilibrio delle forze; sono applicabili a superfici di scorrimento di forma qualsiasi. Assumono per le forze di interfaccia dei vari concii un'inclinazione che può essere la medesima per tutti i concii o differire da concio a concio. Se l'inclinazione delle forze che si scambiano i vari concii è modesta si ottengono valori del coefficiente di sicurezza inferiori a quelli che si ottengono adottando metodi che soddisfano tutte le condizioni di equilibrio, al contrario se l'angolo di inclinazione delle forze che si scambiano i diversi concii è elevato, i coefficienti di sicurezza calcolati sono superiori a quelli che si ottengono adottando metodi che soddisfano tutte le condizioni di equilibrio, 2N equazioni ed incognite
Metodo di Janbu Semplificato (Janbu 1968)	Metodo basato sull'equilibrio delle forze, applicabile a superfici di rottura di forma qualsiasi; assume che le forze di interfaccia fra i diversi concii siano orizzontali, i coefficienti di sicurezza calcolati sono usualmente considerevolmente più bassi di quelli calcolati utilizzando metodi che soddisfano tutte le condizioni di equilibrio, 2N equazioni ed incognite
Metodo Svedese Modificato (U.S. Army Corps of Engineers 1970)	Metodo basato sull'equilibrio delle forze, applicabile a qualsiasi forma di superficie di scorrimento, assume che l'inclinazione delle forze scambiate tra i diversi concii abbiano inclinazione uguale a quella del pendio e uguale per tutti i concii; i coefficienti di sicurezza sono spesso considerevolmente più elevati di quelli che si possono ottenere utilizzando metodi che soddisfano tutte le condizioni di equilibrio, 2N equazioni ed incognite
Metodo di Lowe e Karafiath's (Lowe e Karafiath 1960)	Generalmente più accurato dei metodi basati sull'equilibrio delle forze, applicabile a superfici di scivolamento di qualsiasi forma; per le forze che si scambiano i concii si assume che abbiano un'inclinazione intermedia fra l'inclinazione del pendio e quella della superficie di scivolamento (variabile da concio a concio); soddisfa l'equilibrio alla traslazione verticale ed orizzontale, 2N equazioni ed incognite
Procedura dei concii generalizzata di Janbu (Janbu 1968)	Soddisfa tutte le condizioni di equilibrio, applicabile a superfici di scivolamento di forma qualsiasi; assume il valore dell'altezza di applicazione delle forze scambiate fra i diversi concii; con riferimento alla base del concio (variabile da concio a concio), si hanno più frequentemente di altri metodi problemi di convergenza numerica, metodo accurato, 3N equazioni ed incognite
Metodo di Spencer (1967)	Soddisfa tutte le condizioni di equilibrio, applicabile a superfici di scivolamento di forma qualsiasi, metodo accurato, 3N equazioni ed incognite
Metodo di Morgenstern e Price (Morgenstern e Price 1965)	Soddisfa tutte le condizioni di equilibrio, applicabile a qualsiasi forma di superficie di scorrimento, assume che l'inclinazione delle forze che si scambiano i concii segue un ben definito modello, definito da una funzione $f(x)$ , l'inclinazione delle forze scambiate dai concii può essere variabile da concio a concio o può essere la medesima per tutti i concii; l'inclinazione di tali forze è calcolata durante l'analisi di stabilità al fine di soddisfare tutte le condizioni di equilibrio, metodo accurato, 3N equazioni ed incognite
Metodo di Sarma (Sarma 1973)	Soddisfa tutte le condizioni di equilibrio, applicabile a superfici di rottura di forma qualsiasi; assume che il valore delle forze verticali che si scambiano i concii seguano un determinato modello; determina l'accelerazione critica per la quale il pendio ha un coefficiente di sicurezza pari a 1, 3N equazioni, 3N incognite.

**Tabella 2: Caratteristiche dei metodi dell'equilibrio limite più utilizzati per l'analisi di stabilità dei pendii (Tanzini 2001)**

Le caratteristiche dei metodi più utilizzati, con riferimento alle condizioni di equilibrio soddisfatte, alle assunzioni semplificatrici e all'accuratezza di calcolo che si può ottenere, sono riepilogate in Tabella 2.

Un aspetto fondamentale dei metodi basati sull'equilibrio limite si riferisce all'accuratezza del calcolo, che può differire nei diversi metodi, tenendo presente che le equazioni di equilibrio disponibili sono in numero inferiore alle incognite e, perciò, per valutare il coefficiente di sicurezza occorre fare delle semplificazioni.

L'accuratezza del calcolo riguarda solamente la valutazione della tensione di taglio, richiesta per l'equilibrio  $\tau_{eq}$ , ed il valore della tensione  $\sigma$  agente sulla superficie di rottura.

Bisogna inoltre evidenziare come, oltre alla precisione del calcolo, si abbia un'accuratezza relativamente alle conoscenze del sito ed alla valutazione, sulla base delle indagini geognostiche, di tutti i parametri geotecnici necessari per il calcolo, con particolare riferimento alla resistenza al taglio.

Rispetto a questo argomento Tanzini (2001, p. 164) afferma che: “ studi condotti sull'accuratezza di calcolo, che può essere ottenuta dai differenti metodi, hanno portato alle seguenti conclusioni:

- Se il metodo di analisi soddisfa tutte le condizioni d'equilibrio, il coefficiente di sicurezza è accurato in una percentuale compresa tra  $\pm 6$  %. Questa conclusione è basata sul fatto che i coefficienti di sicurezza calcolati, con i metodi che soddisfano le equazioni d'equilibrio, differiscono fra loro di una percentuale non superiore al 12 %, o del  $\pm 6$  % da un valore centrale, nel caso siano utilizzati metodi che assumono ragionevoli ipotesi quali quello di Morgenstern e Price (1965), Spencer (1967), Sarma (1973) e la procedura generalizzata dei conci (Janbu 1968). Numerosi studi hanno mostrato che valori del coefficiente di sicurezza  $F$  calcolati utilizzando tali metodi differiscono del 6 % dai valori calcolati usando la spirale logaritmica (considerando una superficie di rottura a forma di spirale logaritmica) sia il metodo degli elementi finiti, che soddisfano tutte le condizioni di equilibrio.
- Il metodo di Bishop modificato costituisce un caso speciale. Sebbene non soddisfi tutte le condizioni di equilibrio, esso è molto accurato anche se è limitato a superfici di scivolamento circolari.
- A prescindere dal metodo d'analisi utilizzato, è essenziale effettuare un'accurata ricerca della superficie critica di scivolamento per assicurarsi che sia stato effettivamente calcolato il coefficiente di sicurezza minimo.”

Bisogna ricordare anche che quando si effettua un'analisi di stabilità è auspicabile fare un controllo indipendente dei risultati per preservarsi da eventuali errori.

I metodi che soddisfano tutte le condizioni di equilibrio sono lunghi e complessi, e molto difficili da risolvere manualmente.

È, perciò, più pratico impiegare analisi più semplici, da eseguire manualmente, per controllare i calcoli più sofisticati effettuati con il calcolatore.



A questo riguardo in letteratura si possono trovare soluzioni sotto forma di abachi oppure esempi di calcoli manuali che possono essere utilizzati come controllo per il coefficiente di sicurezza relativo alla superficie più critica ottenuta con il programma di calcolo.

## Capitolo 4 Moti di filtrazione negli Argini

### 4.1 Introduzione alla filtrazione

La filtrazione è definita come il passaggio dell'acqua da una zona con una data energia ad un'altra con energia minore.

L'energia del fluido in un punto può essere espressa come somma dell'energia cinetica legata alla velocità del fluido, di quella potenziale dipendente dalla posizione del punto considerato e di quella di pressione del fluido nel punto stesso secondo il teorema di Bernoulli.

$$E = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g}$$

Nell'analizzare la filtrazione possono presentarsi problemi sia di moto permanente che di moto vario.

La condizione di moto permanente indica che, attraverso una certa zona soggetta a filtrazione, l'acqua che entra è uguale a quella che esce ( se ci focalizziamo sulla quantità d'acqua ), mentre se consideriamo la pressione dell'acqua la condizione di moto permanente implica un valore  $u$  costante nel tempo.

La condizione di regime vario implica, rispettivamente, una disuguaglianza tra il volume entrato e quello uscito (la differenza rappresenta la quantità d'acqua che viene accumulata o espulsa dal terreno in un certo spazio e in un certo intervallo temporale); la condizione di regime vario riferito alla pressione significa, invece, che è funzione del tempo e può quindi crescere o diminuire con esso.

Per determinare la quantità di acqua che filtra nel terreno si fanno alcune ipotesi :

- Flusso d'acqua retto dalla legge di Darcy
- Terreno omogeneo, isotropo, incompressibile

L'instaurarsi di un regime di moti di filtrazione all'interno di un rilevato arginale rappresenta, spesso, una causa di rottura. Questa può avvenire in diversi modi, instabilità del rilevato, sifonamento ecc.

La filtrazione dell'acqua avviene in un argine (che è un mezzo poroso) attraverso una serie di canali e canalicoli di varie forme quando esiste un carico idraulico definito come dislivello idraulico tra monte e valle dell'opera in oggetto.

Il fluido, in questo caso acqua, infiltrandosi nel terreno, incontra delle resistenze molto elevate tanto da poter considerare il moto molto laminare e poter così trascurare il contributo dell'energia cinetica ( $\frac{v^2}{2g}$ ) rispetto all'energia posseduta dal fluido.

Della precedente equazione rimane quindi  $E = z + \frac{p}{\gamma}$  che rappresenta l'altezza della quota piezometrica in ogni punto del mezzo poroso.

L'energia piezometrica si assume costante lungo la verticale al moto poiché si ha una distribuzione idrostatica della pressione. In particolare, l'acqua si infiltra nel terreno perché è presente un gradiente di quota piezometrica  $h$  nella direzione del moto.

La legge che descrive come avviene il moto di filtrazione all'interno di un mezzo poroso è la Legge di Darcy ovvero una legge lineare che mette in relazione la velocità del liquido alla dissipazione di energia tramite una costante  $k$  detta coefficiente di permeabilità.

Il coefficiente di permeabilità  $k$  dimensionalmente è una velocità ed assume diversi valori in funzione delle caratteristiche del terreno; si riporta in

Tabella 3 una possibile classificazione:

TIPO TERRENO	k [m/s]
Ghiaia	$10^{-2} \div 10$
Sabbia mista e Ghiaia minuta	$10^{-3} \div 10^{-2}$
Sabbia pulita	$10^{-5} \div 10^{-3}$
Argilla	$10^{-8} \div 10^{-4}$
Limo	$10^{-8} \div 10^{-6}$

Tabella 3: Coefficiente di permeabilità per diverse tipologie di materiale

Il coefficiente di filtrazione  $k$  può essere stimato attraverso diverse relazioni reperibili in letteratura; si riportano di seguito alcune possibili forme:

$$k = \frac{k_p \rho g}{\mu}$$

In cui  $k_p$  è la permeabilità intrinseca,  $\rho$  è la densità e  $\mu$  è la viscosità del fluido.

$$k = \frac{2\rho g d^2}{1150\mu}$$

in cui le grandezze sono le stesse della precedente equazione.

Il coefficiente  $k$  può essere stimato direttamente in sito oppure in laboratorio.

Il coefficiente di filtrazione  $k$ , in sito, può essere stimato con diversi metodi. Il metodo tradizionale è quello che misura le quote piezometriche di una falda in tre pozzi relativamente vicini in modo da poter determinare, interpolando, l'andamento della falda.

La velocità di filtrazione in questo caso viene stimata introducendo del tracciante (un liquido speciale) nel pozzo di monte e misurando il tempo che occorre al tracciante per arrivare negli altri pozzi. Conoscendo la distanza tra i pozzi ed il tempo impiegato al tracciante per raggiungerli si trova la componente della velocità e quindi il valore della velocità stessa. Da questo valore e dalla stima del gradiente idraulico, attraverso la legge di Darcy, si calcola il coefficiente di filtrazione  $k$ .

In laboratorio si può utilizzare un permeametro (a carico variabile o a carico costante). Questo dispositivo è costituito da un campione del mezzo poroso prelevato indisturbato e posto in un tubo alimentato con una portata liquida per gravità. All'inizio ed alla fine del tratto poroso vengono posti due piezometri il cui dislivello di quota piezometrica indica quanta energia si è dissipata. Facendo in seguito il rapporto tra il dislivello di quota piezometrica e la lunghezza del provino otteniamo il valore del gradiente idraulico.

La velocità di filtrazione è determinata dividendo il valore della portata Q per l'area A della sezione del condotto. Tramite la legge di Darcy si determina infine il valore del coefficiente di filtrazione:

$$k = \frac{V}{i} = \frac{Ql}{A(h_1 - h_2)}$$

## 4.2 Il reticolo idrodinamico

Si ricorda che la legge di Darcy ( $v = k \cdot i$ ) è valida per moto laminare, condizione che si verifica solo per certi valori del numero di Reynolds (R).

Prendendo in considerazione una generica direzione  $s$ , la legge di Darcy si scrive nel seguente modo:

$$V = k \cdot i = k \frac{\partial h}{\partial s} = \frac{\partial kh}{\partial s}$$

Il fatto che la direzione  $s$  sia generica comporta che si possa introdurre una funzione potenziale di velocità:

$$\phi = k \cdot i + \text{cost}$$

Per cui essendo:

$$\frac{\partial \phi}{\partial s} = \frac{\partial kh}{\partial s} = k \frac{\partial h}{\partial s}$$

Posso esprimere la velocità  $V$  come:

$$V = \frac{\partial \phi}{\partial s}$$

Posso definire linea equipotenziale una linea con  $\phi$  costante, per cui indicando con  $n$  la normale alla linea equipotenziale si ricava:

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = 0$$

Considerando due differenti percorsi  $s_1$  ed  $s_2$ , questi avranno due diversi valori del modulo delle velocità in quanto anche se il salto di potenziale  $\Delta\Phi = \Phi_1 - \Phi_2$  per i due percorsi è uguale, ponendo  $s_1 < s_2$  si avrà che  $V_1(\Delta\Phi/s_1) > V_2(\Delta\Phi/s_2)$  e che

$i_1(V_1/k) > i_2(V_2/k)$ . Questo perché l'acqua, a parità di dissipazione di energia effettua il percorso con maggiore pendenza (quindi con maggiore gradiente idraulico).

Definiamo quindi linee di corrente quelle linee dirette perpendicolarmente alle linee equipotenziali.

L'introduzione dei concetti di linee equipotenziali e linee di corrente permette di tracciare il reticolo idrodinamico.

Tale reticolo è costituito dall'involuppo di tutte le linee equipotenziali e di corrente relativo ad un determinato moto di filtrazione. In particolare se si considerano due linee equipotenziali con potenziali diversi tra loro, tracciando due linee di corrente distanti tra loro di un determinato valore si ottiene una maglia del reticolo di flusso.

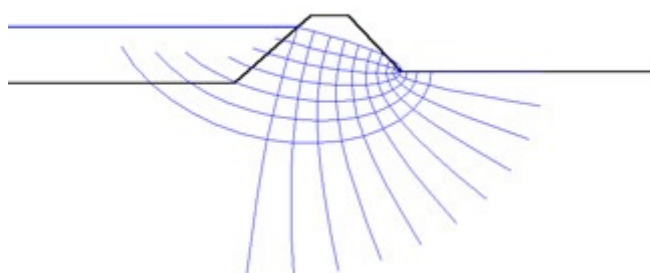


Figura 7: Esempio di costruzione del reticolo di filtrazione

Questa maglia ha la particolare proprietà di avere le diagonali congiungenti i vertici opposti tra loro perpendicolari in modo che la lunghezza e la larghezza della maglia coincidano. La maglia, essendo delimitata da due linee di corrente, si può considerare come un tubo di flusso.

Per la proprietà della maglia:

$$\frac{\partial \phi}{\partial s} = \frac{\partial \phi_{12}}{\partial n} = \frac{\phi_1 - \phi_2}{\partial n}$$

ed esprimendo la velocità di filtrazione come:

$$V = k \frac{\partial \phi_{12}}{\partial n}$$

possiamo ricavare il valore della portata  $q$  che attraversa una superficie di assegnata profondità  $\Delta L$ :

$$Q = V\Delta L = k \frac{\partial \phi_{12}}{\partial n} \Delta L$$

Quindi se il campo di moto in esame è composto da  $n$  tubi di flusso di sezioni  $\Delta L$ , la portata totale per unità di profondità è:

$$Q = nk \frac{\partial \phi_{12}}{\partial n} \Delta L$$

Ed infine se il reticolo di flusso ha  $N$  salti equipotenziali con maglie di lati uguali, ponendo la differenza di potenziale all'inizio e alla fine del reticolo di flusso  $\Delta\phi = \Delta h$ , possiamo scrivere:

$$Q = nk \frac{\partial h}{N}$$

È possibile, quindi, tracciare qualsiasi reticolo idrodinamico partendo dalla valutazione delle condizioni al contorno e procedendo per tentativi ricordando che le linee di corrente equipotenziali sono tra loro ortogonali e che le maglie devono avere le diagonali congiungenti i vertici opposti perpendicolari tra loro.

La costruzione del reticolo idrodinamico permette, inoltre, il calcolo della spinta dell'acqua sulla superficie di fondazione dell'opera, denominata sottospinta ed il calcolo per la verifica al sollevamento del terreno al piede dell'opera (sifonamento).

Tracciare il reticolo idrodinamico significa quindi delineare l'andamento del potenziale  $\Phi$  nel terreno: noto il valore del potenziale  $\Phi$ , è possibile determinare il valore del carico idraulico nel terreno  $h = \Phi / k$  e della pressione  $p = \gamma h$ .



Infine, rimuovendo le ipotesi restrittive di terreno omogeneo ed isotropo ovvero considerando un terreno relativamente omogeneo, si può assumere che il valore di  $k$  sia costante in tutto il terreno ma non in tutte le direzioni (terreno anisotropo). In genere il coefficiente di permeabilità  $k$  è maggiore nella direzione orizzontale rispetto a quella verticale ( $k_o > k_v$ ). Inoltre, l'equazione di continuità della massa in un tubo di flusso ( $\partial q / \partial s = 0$ ) con valore puntuale in forma differenziale si scrive come segue:

$$\frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial z} = 0$$

dove  $x$ ,  $y$  e  $z$  rappresentano le coordinate cartesiane.

Questa relazione in ipotesi di moto bidimensionale ( $\frac{\partial V}{\partial y} = 0$ ), sostituendo la legge di Darcy e non trascurando l'anisotropia del terreno ( $k_x \neq k_y$ ), diviene:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0$$

che per terreno omogeneo ( $k_x = \text{cost}$ ;  $k_z = \text{cost}$ ) diviene:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

in condizioni di isotropia ( $k = k_x = k_z$ ) si ha:

$$k \left( \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) = \frac{\partial^2 kh}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 kh}{\partial z^2} = 0$$

sostituendo, poi, il potenziale, l'equazione di sopra diviene:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0$$

la cui soluzione grafica è rappresentata proprio dal reticolo idrodinamico.

Adottando opportuni coefficienti di permeabilità e trasformando le coordinate cartesiane in maniera adeguata possiamo scrivere la seguente equazione:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

che descrive il campo di moto per un terreno anisotropo e la cui soluzione grafica è rappresentata da un reticolo deformato ovvero allungato nel verso della direzione in cui si ha un valore maggiore del coefficiente di permeabilità. Il reticolo idrodinamico trasformato permette il calcolo delle pressioni, mentre per conoscere il valore della portata filtrante attraverso le singole maglie si può continuare ad usare la formula vista in precedenza

$$Q = nk \frac{\partial h}{N}$$

con un coefficiente di permeabilità medio pari a:  $k = \sqrt{k_{orizz} + k_{vert}}$

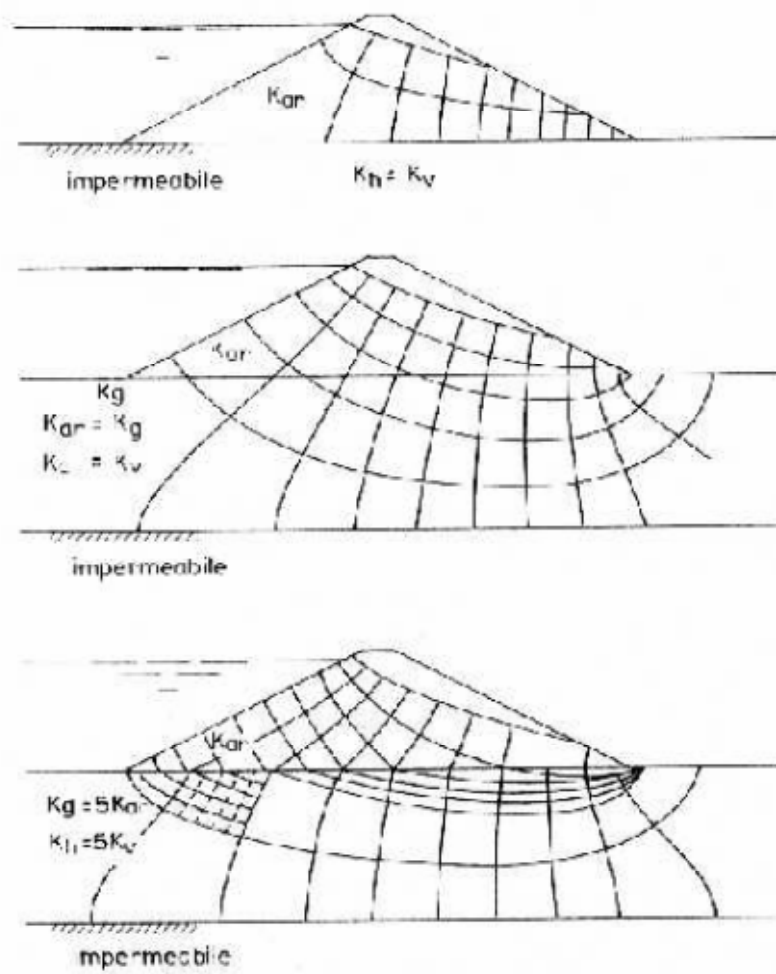


Figura 8: Esempi di reticoli idrodinamici (Colombo, 1993)

## Capitolo 5 Il Po ed i suoi argini fluviali

Il fiume Po è il principale fiume italiano, sia per lunghezza( 652 chilometri ), sia per portata: la portata massima è di 10.300 metri cubi al secondo a Pontelagoscuro (raggiunta in occasione dell'evento di piena del novembre 1951). Il Po, che nasce dal Monviso, in Piemonte, lungo il suo corso è alimentato da 141 affluenti.

Dopo aver attraversato la Pianura Padana, sfocia nell'Adriatico a nord di Ravenna, con un delta di 380 chilometri quadrati.

Il bacino del fiume Po è il bacino idrografico più grande d'Italia.

La sua superficie si estende per circa 74.000 chilometri quadrati, di cui circa 71.000 situati in territorio italiano, un quarto dell'intero territorio nazionale.

Il territorio del bacino interessa circa 3.200 comuni e sette regioni: Piemonte, Valle d'Aosta, Lombardia, Veneto, Liguria, Emilia-Romagna, Toscana e la Provincia Autonoma di Trento.

La popolazione che vive nel bacino è di circa 16 milioni di abitanti.

Se si considera la densità del territorio, le attività produttive insediate, le infrastrutture e il grado di utilizzazione della risorsa idrica, il bacino del Po rappresenta una realtà eccezionalmente varia, un punto nevralgico dell'economia nazionale.

La sicurezza idraulica di circa 7000 km<sup>2</sup> di pianura padana è affidata all'efficacia del sistema difensivo dell'asta medio inferiore del fiume Po; tale sistema difensivo è costituito da rilevati arginali pressoché continui a partire dalla confluenza del fiume Ticino fino al mare (circa 860 km di argini sull'asta principale e circa 154 km lungo i rami del delta).

Nel suo complesso tale sistema arginale è il risultato di un plurisecolare intervento dell'uomo che, a partire dal 1400, ha iniziato a rafforzare, consolidare e completare un insieme disomogeneo e discontinuo di piccoli arginelli costruiti via via per difendere villaggi e coltivazioni.

In seguito agli eventi alluvionali del 1873, del 1951 ed in ultimo quelli del 1994 e del 2000, questo sistema difensivo è stato rivisto in modo significativo e gli argini sono

stati innalzati e adeguati in sagoma, tanto da diventare nel basso corso del Po delle imponenti dighe in terra pensili sul piano campagna.

Gli argini di contenimento del fiume Po possono distare fra loro anche qualche chilometro, come accade, per esempio, nel tratto medio del fiume Po a valle di Piacenza.

Rispettando le indicazioni del Consiglio Superiore dei LL.PP. dell'8 febbraio 1873, essi presentano pendenze di 1:2 per le scarpate verso campagna e di 1:1,5 e 1:1:2 per quelle verso fiume, rispettivamente al di sopra e al di sotto delle quote di piena ordinaria.

L'argine, inoltre, è spesso rinforzato verso campagna, con banche di larghezza di 6÷10 m a partire da 3 m al di sotto della sommità arginale o l'una dall'altra.

Il coronamento degli argini presenta generalmente una larghezza variabile di 5÷9 m, che si allarga presso i centri abitati dove raggiunge i 10 metri di larghezza e si riduce ad 8 m nei pressi della foce.

Dopo la piena del 1951 il Circolo Superiore di Ispezione del Po ha definito, con circolare datata 25 luglio 1952, la sezione attuale dell'arginatura maestra del medio e basso Po.

La sezione deve ricoprire la linea ipotetica di imbibizione di 1:6, con scarpate con pendenza di 1:1,5 verso fiume e di 1:2 verso campagna e banche di larghezza variabile da 6 a 10 metri.

Nella figura seguente è riportata la sezione attuale degli argini del fiume Po.

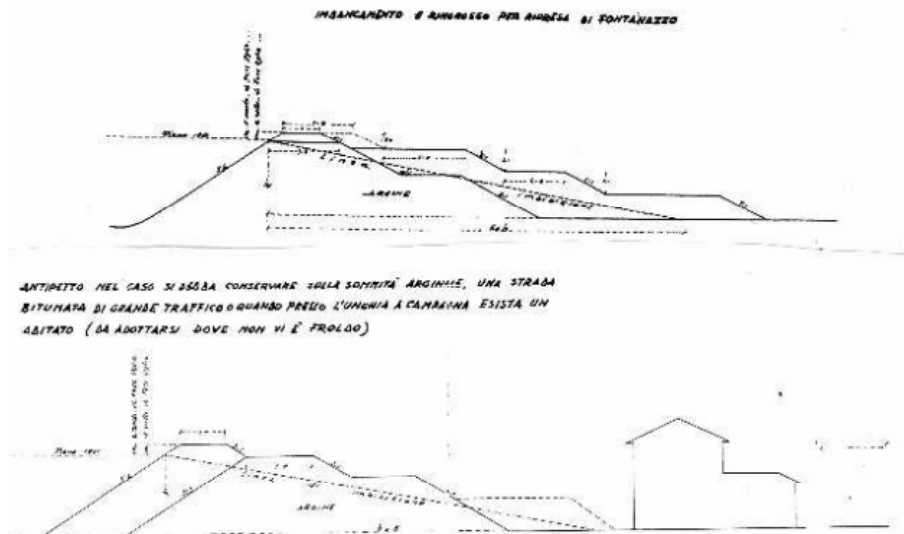


Figura 9: Sezione delle arginature del fiume Po (Circolo Superiore di Ispezione del Po, 1952)

I due eventi del 1994 e del 2000, pur contenendo all'interno delle arginature la portata di piena (che in numerose stazioni idrometriche è stata registrata come la massima storica), hanno sollecitato in modo eccezionale i rilevati arginali evidenziando la necessità di una diversa e più articolata strategia difensiva in luogo del semplice contenimento passivo delle piene.

Successivamente, a causa della piena del 1994, il Magistrato per il Po ha stabilito, con delibera del 22 ottobre 1999, le 'linee guida per l'esecuzione degli interventi di adeguamento della arginature del Po sia in corso di esecuzione che di progettazione'.

Nelle suddette linee guida vengono previsti rialzi e ringrossi arginali lato fiume con riferimento al profilo di piena SIMPO 82.

Viene, inoltre, previsto l'addolcimento della pendenza, portandola da 1:1,5 a 1:2 (lato fiume) oltre all'eventuale costruzione di una banca di 3,5 m a (2÷3) m sul piano della golena. Inoltre, si stabilisce che la larghezza del coronamento sia tale da consentire con un semplice incappucciamento il rialzo arginale successivo per l'adeguamento del rilevato alle quote della piena di riferimento "94+51" adottata dall'Autorità di bacino del fiume Po.

In seguito, in varie province, a causa delle piene del 1999 e del 2000, sono stati eseguiti ulteriori lavori di diaframmatatura e di sovrizzo dell'argine maestro del Fiume

Po per scongiurare il verificarsi di infiltrazioni nelle arginature. Così, nel corso degli ultimi anni, la maggior parte delle arginature del fiume e dei suoi affluenti sono state adeguate.

Quest'ultimo miglioramento funzionale degli argini si riferisce a quei tratti che più volte sono rimasti interessati dal rigurgito del Po per l'immissione di alcuni suoi affluenti (vedi Enza e Crostolo).

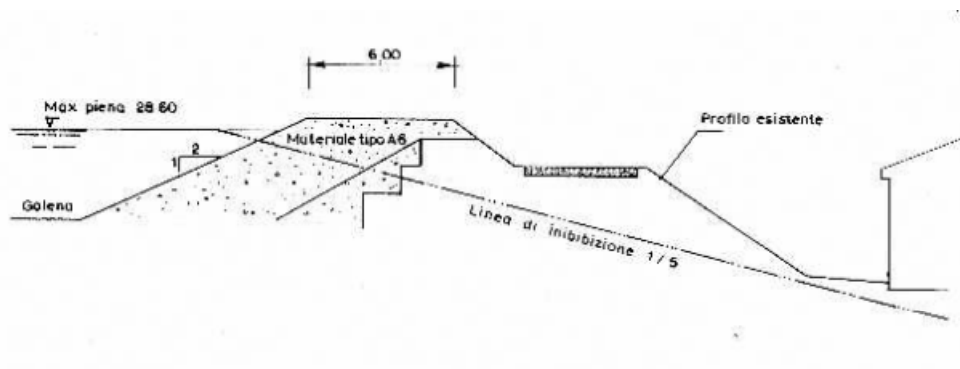


Figura 10: Rinforzo arginature (Magistrato per il Po, 1999)

Lungo il fiume Po sono presenti anche altre tipologie di argini quali quelle per le casse di laminazione e di difesa dal mare.

Le arginature delle casse di espansione presentano sostanzialmente problemi analoghi a quelli dei rilevati arginali di protezione dei fiumi.

Le tipologie di queste arginature possono presentare varie sezioni ed essere costituite da diversi materiali. Ciò è essenzialmente legato alla possibilità di poter reperire e disporre in loco delle ingenti quantità richieste.

Nella maggior parte delle situazioni non è possibile ricorrere a sezioni arginali formate da materiale omogeneo per la mancanza di cave di terreni idonei e quindi è necessario il ricorso a sezioni con impiego di nuclei o diaframmi impermeabili.

Un altro aspetto molto interessante è quello delle arginature di difesa e protezione dal mare, come quelle che si trovano nel Delta del Po, riguarda il paramento esposto al moto ondoso ed il dimensionamento delle opere di protezione dal mare che solitamente sono disposte su più linee di difesa.

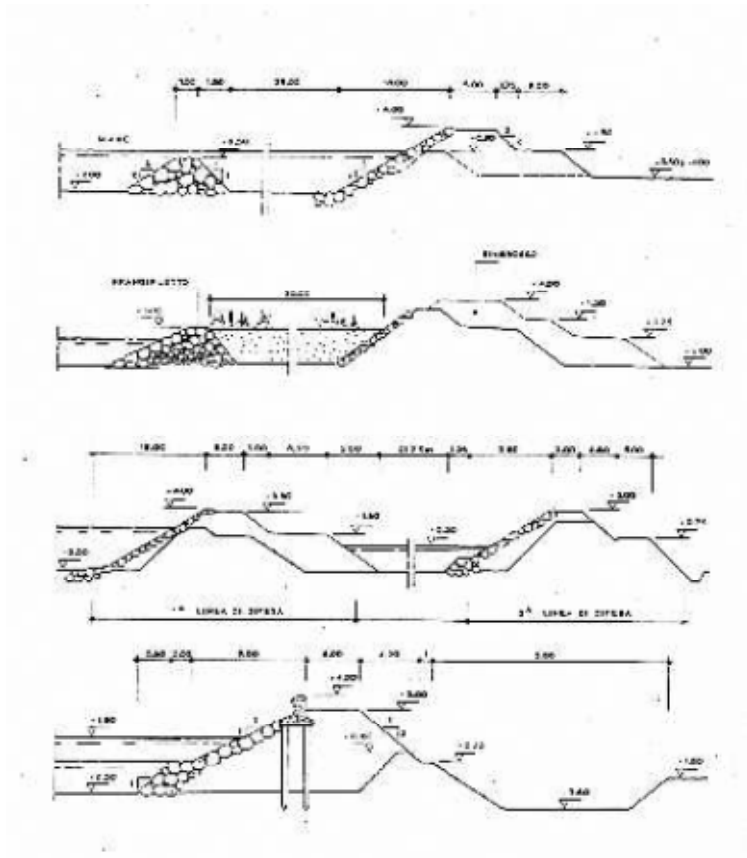


Figura 11: Difese a mare nel Delta del Po

Tornando alle arginature classiche, i territori protetti da tale sistema arginale, in gran parte, sono soggiacenti ai livelli di piena del fiume Po e la loro sicurezza è affidata all'efficacia del sistema difensivo non solo in termini di adeguatezza delle sommità delle arginature a contenere i livelli di piena, ma soprattutto in termini di adeguatezza dei rilevati in terra e dei relativi terreni di fondazione a resistere a sollecitazioni derivanti da altri eventi non strettamente legati al fenomeno idraulico, imprevisti o imprevedibili, e legati ad una sequenza di fatti che possono portare ad inefficienze del sistema difensivo.

In relazione a ciò, è necessario evidenziare come circa 220 km di argini di Po ricadano all'interno di Comuni classificati in classe 3 di rischio sismico.

Poco si sa sugli effetti che sismi anche di piccola intensità ma ripetuti nel corso del tempo possono avere sulla capacità degli argini di costituire un'efficace barriera idraulica alle piene.



Si devono pertanto indagare non tanto gli effetti conseguenti alla concomitanza fra eventi di piena ed eventi sismici ma soprattutto gli effetti di eventi sismici ripetuti sulla tenuta delle arginature rispetto ai successivi eventi di piena non concomitanti.

In particolare, è importante individuare e monitorare nel tempo i segni premonitori di deformazioni permanenti.

Con Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 23 maggio 2007 sono state assegnate all'Autorità di bacino le risorse necessarie per la verifica sismica delle arginature del fiume Po da Boretto (RE) a Ro (FE).

Poiché il programma di verifiche risulta, dal punto di vista tecnico e scientifico, molto complesso ed articolato, e coinvolge le competenze e le esperienze di Enti, quali il Servizio Geologico, sismico e dei suoli della Regione Emilia Emilia-Romagna, il Servizio geologico e l'Unità Organizzativa Tutela e Valorizzazione del Territorio della Regione Lombardia ed Aipo, Agenzia Interregionale per il fiume Po, si è ritenuto opportuno procedere alla realizzazione delle attività attraverso la sottoscrizione di un accordo che avrebbe consentito ai soggetti firmatari di svolgere le diverse attività previste in modo coordinato, integrato e complementare.

L'Accordo per la verifica sismica delle arginature, è stato sottoscritto fra gli Enti sopra menzionati e l' Autorità di bacino in data 14 marzo 2008.

Le attività di verifica che riguardano le arginature maestre del Fiume Po sono attualmente in corso di esecuzione.

## Capitolo 6 Introduzione al progetto

Il progetto dal quale trae origine la presente tesi è un programma ampio e articolato; il progetto originario è nato nell'ambito della convenzione tra L'Autorità di Bacino del fiume Po e l'Università di Bologna, Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali, al fine di eseguire delle verifiche di stabilità in condizioni statiche degli argini in sponda destra del fiume Po, nel tratto compreso tra Ro (FE) e Boretto (RE). Tale convenzione consiste nello svolgimento dell'attività 11a prevista dal programma generale per la verifica sismica delle arginature in sponda destra del fiume Po da Boretto (RE) a Ro (FE), inserita all'interno degli interventi di competenza statale in materia di riduzione del rischio sismico (Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3376/04).

I comuni interessati dallo studio sono quelli classificati in zona 3 dall'attuale classificazione sismica nazionale (OPCM 3974/2003) nel tratto compreso tra Boretto(RE) e Ro (FE) (di cui al DPCM del 23 maggio 2007 pubblicato sulla G.U. n. 178 del 2 agosto 2007).

Nel dettaglio, tali comuni sono:

- Boretto, Gualtieri e Guastalla in provincia di Reggio Emilia (MACROAREA 1, denominata GUASTALLA),
- Carbonara Po, Sermide e Felonica in provincia di Mantova (MACROAREA 2, denominata SERMIDE),
- Bondeno in provincia di Ferrara (MACROAREA 3, denominata BONDENO),
- Ferrara (MACROAREA 4, denominata FERRARA),
- Ro in provincia di Ferrara (MACROAREA 5, denominata RO).

L'estensione complessiva dei tratti da sottoporre a verifiche di stabilità è di circa 90 km.

Il programma generale delle attività è articolato nelle tredici distinte macro-attività, sintetizzate come segue:

1. Raccolta dei dati disponibili e organizzazione di una banca dati GIS;
2. Analisi dei dati disponibili;
3. Carta delle pendenze;
4. Carta della subsidenza;
5. Carta preliminare delle aree suscettibili di effetti locali in caso di evento sismico;
6. Analisi della pericolosità sismica di base;
7. Indagini;
8. Aggiornamento della banca dati e del quadro conoscitivo; realizzazione della cartografia geomatica di base;
9. Carta dei fattori di amplificazione;
10. Stima dell'occorrenza di fenomeni di liquefazione;
11. Verifiche di stabilità di tratti di argine in condizioni statiche e dinamiche, a loro volta suddivise in:
  - 11a. *Verifiche di stabilità di tratti di argine in condizioni statiche;*
  - 11b. *Verifiche di stabilità di tratti di argine in condizioni dinamiche (sismiche e post-sismiche);*
12. Carta di microzonazione sismica;
13. Rapporto finale e proposta di interventi per la messa in sicurezza dei tratti di argine a maggiore rischio.

Il lavoro da me eseguito si inserisce in questo contesto ben articolato e può suddividersi in varie operazioni che sono in linea con il programma generale.

Si può effettuare una suddivisione delle attività svolte:

- Ricerca sulle problematiche arginali e consultazione dei dati in possesso.
- Proposta di integrazione di indagini geognostiche al fine di modellare in maniera accurata il modello geotecnico di alcune sezioni.
- Visita di sopralluogo per osservare in loco le problematiche e lo stato di fatto di tratti di arginature in sponda destra del fiume Po.

- Osservazione in loco di indagini geognostiche e prelievo di campioni da analizzare in laboratorio.
- Elaborazione dei risultati delle prove geognostiche ed elaborazione di un modello geotecnico per una sezione.
- Verifiche statiche di stabilità in varie condizioni di carico per la sezione elaborata.

Nei capitoli successivi si analizzano le operazioni sopra elencate.

## Capitolo 7 Osservazioni derivanti dalla visita in sito

In data 24/01/2012 è stato effettuato un sopralluogo sugli argini in destra idraulica del Po, in diverse zone del Ferrarese e Mantovano; più precisamente in zone comprese tra il borgo di Stellato e il raggruppamento di case di Paolecchio nel comune di Bondeno e nella zona di Carbonarola, frazione del comune di Carbonara di Po (Mantova) destinate ad indagini integrative.

Si riporta in Figura 23 l'ubicazione delle prove integrative osservate durante il sopralluogo.

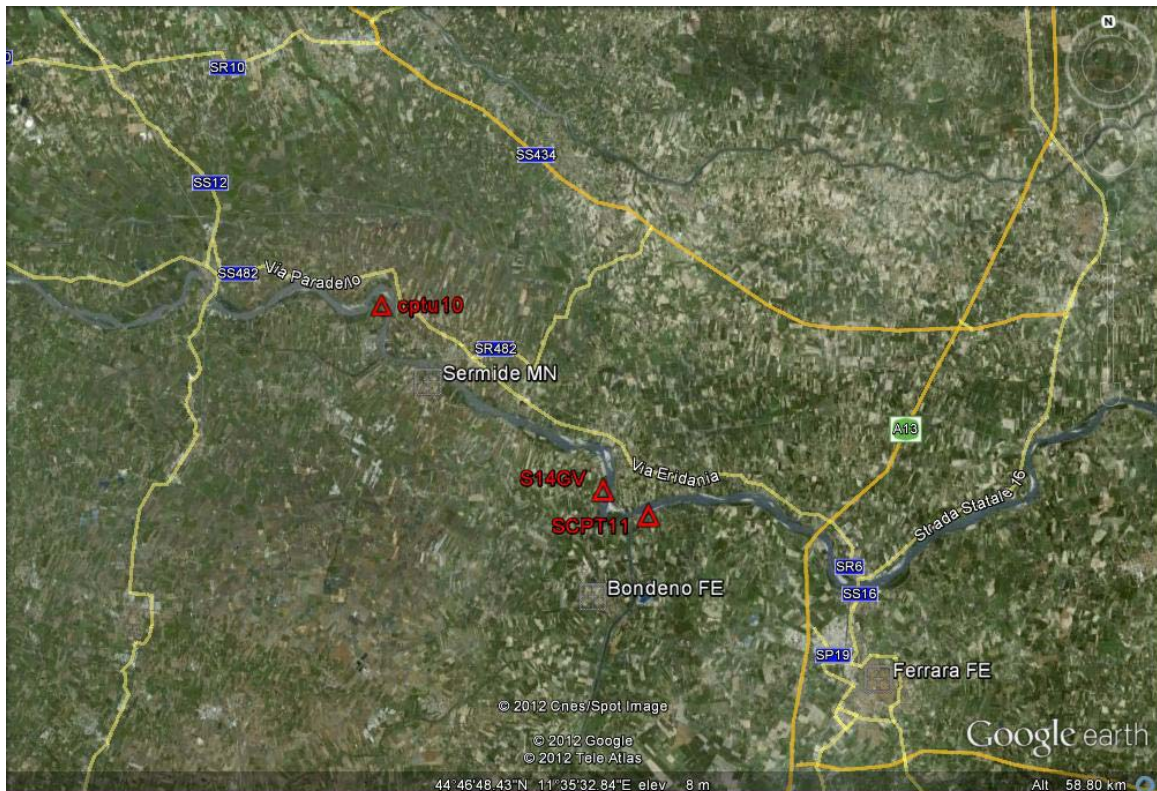


Figura 12: Immagine da google earth, planimetria ubicazione indagini

Durante il sopralluogo si sono viste le seguenti prove:

- n°1 CPTU (CPTU10) in argine
- n°1 SCPT (SCPT11) in argine
- n°1 sondaggio a 50 m (S14GV) in argine

L'esecuzione di tali prove è stata effettuata rispettivamente dalle ditte: ISM GEO, SOGEO e GEOTECNICA VENETA.

Le prove osservate durante questo sopralluogo fanno parte delle indagini integrative decise dal gruppo di lavoro di questo progetto.

In seguito si riportano le considerazioni generali effettuate subito dopo il sopralluogo; in allegato 1 si riporta il RAPPORTO DI SOPRALLUOGO.

## 7.1 CPTU10 (sez 28SE)

La CPTU10 è stata eseguita in argine ed è stata la prima di 2 indagini stabilite in sezione 28SE (l'altra prova CPTU11 è stata effettuata a lato campagna). Queste vanno ad integrare le precedenti indagini (un sondaggio S45CP ed la CPTU108SR) sulla base delle quali era stato realizzato il profilo geologico. Questa sezione è stata scelta per le verifiche di stabilità perché presenta al piede dell'argine le unità litologiche tipo B/D a lato golena e tipo B a lato campagna.



Figura 13: CPTU10, Ubicazione del mezzo contenente la strumentazione di prova

Durante l'esecuzione della prova sono stati effettuati degli stop in sabbia; durante gli stop in sabbia si ferma l'avanzamento della punta e si misura l'andamento delle sovrappressioni dell'acqua. In questo modo si può risalire al livello di falda mediante un semplice calcolo ed inoltre si può risalire al coefficiente  $k$  di filtrazione del terreno.

Si riporta di seguito un veloce calcolo per trovare l'altezza della falda.

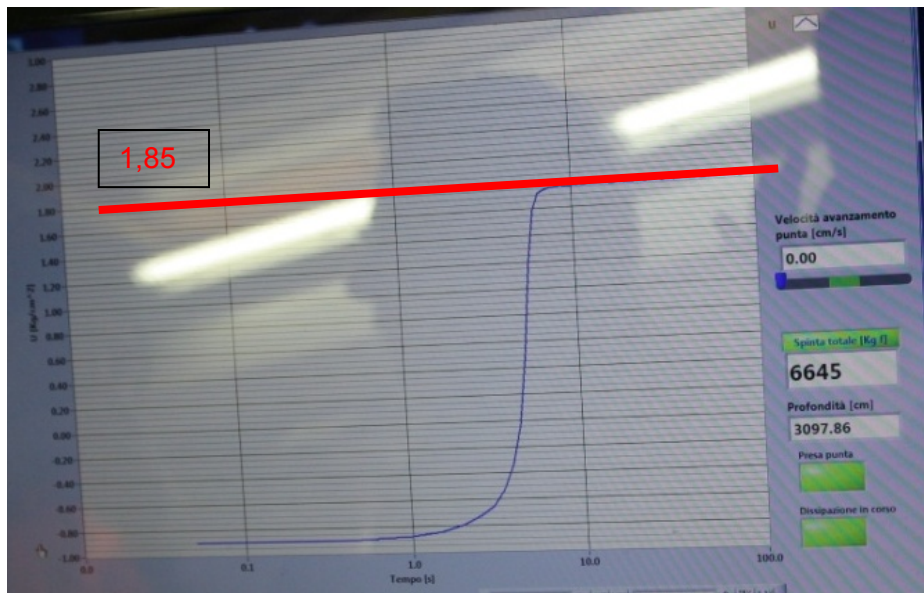


Figura 14: Output dello stop in sabbia effettuato a circa 31 metri

Sapendo la pressione  $u_0$  [Kg/m<sup>2</sup>] (output del grafico), l'altezza a cui è stata effettuata la prova e la profondità dello stop posso ricavare l'altezza della falda come  $h_{falda} = u_0 - h_{stop}$  per cui:

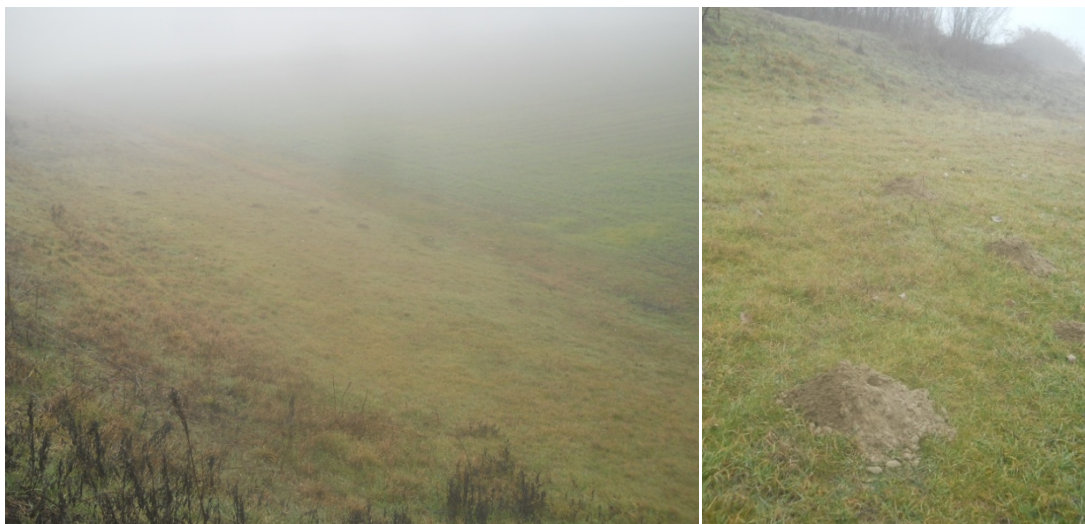
$$h_{falda} = 18,5 - 31 = 12,5$$

L'altezza della falda ricavata tramite la dissipazione è 12,5 m.

Il sopralluogo è un'operazione necessaria per rendersi conto delle effettive problematiche che possono esserci nella sezione sulla quale si effettueranno le verifiche di stabilità.

In questa sezione una problematica interessante è quella dello scavo di alcune buche nel corpo arginale effettuate ad opera di roditori (nella fattispecie talpe e/o nutrie).

Si riporta di seguito una documentazione fotografica nella quale si documenta la presenza di tali scavi.



**Figura 15: Scarpate con crateri dovuti alla presenza di animali**



**Figura 16: Incavo provocato da un animale (presumibilmente una nutria), ubicazione prelievo campione n° 2**

In corrispondenza di tali buchi sono stati prelevati tre dei campioni di terreno così da poterne effettuare le analisi geotecniche di laboratorio per poterlo caratterizzare.

Ad un esame visivo i tre campioni sembrano corrispondere a sabbie medio fini e a limi debolmente sabbiosi. Si attendono i risultati delle prove di laboratorio (granulometria e limiti di Atterberg).

Il problema delle buche create dagli animali è grave perché questi buchi sono vie preferenziali per la filtrazione dell'acqua nell'argine, tale filtrazione va ad influire negativamente sulla stabilità dell'opera perché la filtrazione nel piccolo canale



effettua un'azione erosiva e di trasporto del materiale e, con il perdurare dell'azione, il canale aumenta le sue dimensioni, creando vuoti di grandi dimensioni che possono portare alla rottura dell'argine.

In termini di modellazione del problema, quando si analizzerà questa sezione si dovrebbe tener conto di questo problema modellando il terreno attraverso un coefficiente di filtrazione maggiore di quello intrinseco del materiale.

## 7.2 SCPT11 (sez 60BO)

La prova penetrometrica statica con piezocono sismico è stata effettuata sull'argine in destra idraulica del Po.

In corrispondenza della SCPT11 erano già stati effettuati 4 sondaggi in data 02/09/2010:

- S61BN, carotaggio a 50 metri nella banca a mezza costa lato golena
- S62BN, carotaggio a 30 metri in sommità dell'argine
- S63BN, carotaggio a 50 metri a lato campagna
- S64BN, distruzione di nucleo



Figura 17: Ubicazione della prova SCPT11

La prova è stata effettuata in argine mentre in golena è stata effettuata la CPTU19.

Il piezocono sismico è un particolare tipo di piezocono elettrico standard all'interno del quale sono inseriti degli accelerometri che permettono la registrazione di segnali sismici generati artificialmente in superficie.

La prova SCPTU (S = Seismic; CPT = Cone Penetration Test; U = misura della pressione neutra U) consiste, come per le prove CPTU standard, nell'infissione nel

terreno del piezocono per la misura, ogni 2 cm, dei classici parametri  $q_c$  (resistenza alla punta),  $f_s$  (resistenza laterale) ed  $U$  (pressione neutra).

Ad ogni metro di profondità (o a profondità prestabilite) viene sospesa l'infissione del piezocono ed a piano campagna, tramite un adeguato sistema di energizzazione, vengono generate delle vibrazioni artificiali nel terreno.

Tramite gli accelerometri presenti all'interno del piezocono ed adeguato acquisitore sismico, è possibile quindi rilevare e registrare tali segnali sismici e di conseguenza determinare i tempi necessari alle onde sismiche per percorrere il tratto dal piano campagna fino alla profondità a cui si trova il piezocono (tempi di arrivo).

Grazie alla presenza di due accelerometri disposti all'interno del piezocono ad una distanza di 1 metro ed al tipo di sistema di energizzazione utilizzato, è possibile trovare nei sismogrammi i segnali generati dalle onde di taglio S e delle onde di compressione P.

Ottenuti i tempi di arrivo è possibile quindi calcolare la velocità di propagazione delle onde S e P.

Usando la teoria dell'elasticità, il modulo di taglio massimo può essere correlato con la velocità delle onde di taglio, la densità della massa totale, il peso di volume totale e la forza di gravità.

$$G_0 = \rho v_s^2 = \frac{\gamma}{g} \cdot v_s^2$$

Le onde di taglio viaggiano attraverso la struttura scheletrica della formazione con deformazioni molto basse. Il modulo di taglio è una proprietà fondamentale del terreno, che correla la deformazione di taglio allo sforzo di taglio che subisce la struttura scheletrica del terreno.

Poichè la gran parte dei terreni viene deformata leggermente sotto sforzi di deformazione abbastanza grandi, il modulo di taglio tipicamente decresce con l'incrementare della deformazione di taglio. Comunque, il modulo di taglio è quasi sempre costante per un determinato terreno ad un determinato sforzo quando la deformazione di taglio è minore del  $10e^{-4}$  %, ed a queste basse deformazioni è generalmente riferito al comportamento elastico o modulo di taglio iniziale  $G_0$ .

Nelle prove con piezocono sismico le deformazioni di taglio sono inferiori a  $10e^{-4}$  %.

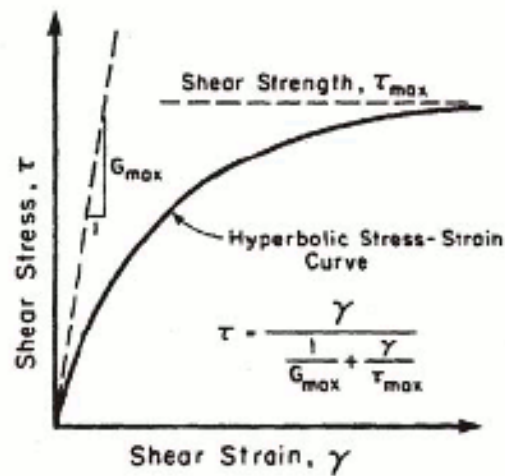


Figura 18: Grafico del modulo di taglio

La conoscenza del modulo di taglio permette valutazioni sulla compressibilità dei terreni, ed esistono varie correlazioni con il parametro  $G_0$  per la classificazione e la valutazione di alcune caratteristiche geotecniche dei terreni come la compressibilità, la densità, il parametro OCR, le deformazioni non drenate in argille, ecc. La conoscenza della velocità di taglio permette inoltre valutazioni più precise sul rischio di liquefazione del terreno indagato.

Si riporta di seguito una documentazione fotografica relativa alla strumentazione utilizzata.



Figura 19: Strumentazione di prova, infissione del Piezocono



Figura 20: Elementi di battuta per gli impulsi di compressione e di taglio

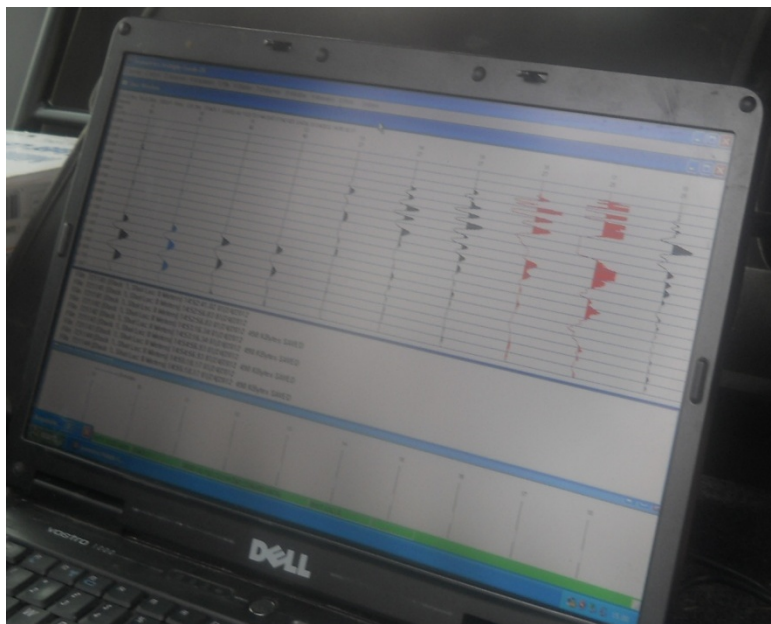


Figura 21: Output grafico durante lo svolgimento della prova

### 7.3 S14GV (sez 54BO)

Il sondaggio S14GV è stato effettuato in testa all'argine in prossimità della CPTU U150BN.

La cassa del sondaggio è stata analizzata ed ad un primo esame visivo si può affermare che:

- Fino alla profondità di 4,5 m il terreno limoso è secco insaturo o con scarsa suzione
- da 8,80 m fino a 10,70 m si è in presenza di limo argilloso color nocciola umido
- da 10,70 m fino a 13 m vi è argilla molto plastica
- da 13 m a 22 m vi sono presumibilmente i depositi alluvionali del Panaro, depositi di argille molto plastiche, probabilmente rideposizione della fluidificazione delle argille vari colori dell'alto appennino modenese
- tra 13 m e 14 m vi è argilla limosa color marrone con diffusa sostanza organica disciolta
- a 18 m vi è presenza di argilla organica
- a 22,10 m c'è il passaggio a sabbia
- da 22 m a 26,40 m vi è uno strato di sabbia più grossolana
- a 29 m vi sono passaggi di strati torbosi, sabbie fini, argille plastiche e sabbie limose
- da 30 m a 35 m vi è sabbia medio fine
- da 35 m a 40 m vi sono sabbia grossa e medio grossa, con qualche parte di ghiaietto
- a 44 m vi è sabbia fine, debolmente limosa
- da 44 m a 50 m vi è sabbia da medio a fine

In allegato n. 3 sono riportate le foto delle cassette.

La presenza di un sondaggio in questa sezione, precedentemente ricavata dall'analisi di 3 CPTU (U150BN, U151BN, U152BN) rispettivamente in argine, in golenia e a lato campagna, ci permette di vedere il materiale prima modellato.

Il sondaggio è stato effettuato per prelevare dei campioni indisturbati da analizzare in laboratorio (3 campioni alle profondità di 5, 9 e 14,60 metri). In laboratorio verranno effettuate le principali prove di caratterizzazione tipo: granulometria, limiti, prove di taglio, prove edometriche, ecc.

Sulle carote di sondaggio vengo inoltre fatte prove con il Pocket Penetrometer e con il Pocket Vane Test; i dati derivanti da queste prove speditive verranno analizzati e confrontati con i risultati di laboratorio.

La prova con il Pocket Penetrometer (o penetrometro tascabile) consiste nell'infiggere nel terreno un'asta con all'estremità una punta di forma circolare con diametro variabile dai 5 ai 20 mm, scelta in relazione alle caratteristiche geotecniche dei terreni investigati, ed uno spessore di 6 mm. La prova viene effettuata su una sezione ortogonale del cilindro prelevato misurando la resistenza di punta necessaria affinché lo strumento penetri 6 mm all'interno del campione.

La prova con il Pocket Vane (o scissometro tascabile) consiste nell'infiggere nel terreno un'asta con quattro alette all'estremità poste a croce e nel farla ruotare tagliando in situ il cilindro di terreno e misurando la coppia torcente. Questo strumento ci dà una rapida informazione sulla  $C_u$  del terreno investigato.

Oltre al sondaggio, nel foro di indagine è stato posto in opera un tubo per le prove Down-Hole; tali prove consentono di ricavare la velocità delle onde sismiche di compressione e di taglio nel terreno interessato.

Le prove Down-Hole consistono nel misurare le velocità delle onde sismiche nel terreno attraverso dei geofoni. Il terreno in superficie viene energizzato con uno strumento di battuta in prossimità di testa foro, e la registrazione avviene in foro grazie ad un geofono triassiale ancorato a profondità via via crescenti. Tale geofono registra gli spostamenti (tradotti sotto forma di impulsi elettrici) lungo le tre direzioni ortogonali tra loro (x, y, z).

Le onde sismiche possono essere generate energizzando il terreno in direzione verticale oppure in direzione trasversale (parallelamente al suolo). Nel primo caso vengono generate prevalentemente onde di compressione (onde P) che si propagano in profondità e vengono registrate al meglio dal geofono verticale (asse z). Nel secondo caso vengono generate prevalentemente onde di taglio (onde S) visibili principalmente sui geofoni con l'asse posto orizzontalmente (assi x e y).

Le onde di taglio hanno velocità inferiori rispetto a quelle compressive e quindi raggiungono il geofono triassiale quando il primo fronte d'onda compressiva è già transitato. Questo passaggio, purtroppo, costituisce un disturbo per la misura delle onde trasversali in quanto i geofoni orizzontali si trovano ancora in movimento all'arrivo dell'onda S. Per migliorare il rapporto fra l'energia dell'onda compressiva P e l'energia dell'onda trasversale S a favore di quest'ultima, si realizza il più delle volte, una doppia energizzazione orizzontale con verso opposto. La sottrazione delle forme d'onda relative a queste due acquisizioni, riduce sensibilmente la componente compressiva presente nel segnale.

La misura dei tempi dei primi arrivi delle onde sismiche deve essere realizzata con precisione e con un dettaglio non inferiore al decimo di millisecondo. Ogni ritardo fra il momento dell'energizzazione fornita al terreno e l'inizio della registrazione sul sismografo si traduce in un errore significativo nei valori di velocità misurati.

L'analisi dei dati prevede che le battute eseguite in diversi momenti, avanzando in profondità, vengano raccolte a ricostruire un unico sismogramma, identico a quello che sarebbe stato ricevuto da una catena di tanti geofoni quante sono le posizioni di misura nel foro. In particolare vengono raggruppate in un sismogramma le forme d'onda relative al geofono verticale (asse z) e in un altro sismogramma le forme d'onda relative ai geofoni orizzontali (assi x e y). Attraverso queste operazioni si riesce a ricavare un profilo accurato delle onde sismiche di compressione P e di taglio S.



## Capitolo 8 Elaborazione del Modello geotecnico

Dopo aver effettuato un sopralluogo, si è deciso di analizzare solo alcune sezioni (le più critiche) ed elaborarne un modello geotecnico al fine di utilizzarlo per le verifiche di stabilità.

La sezione analizzata è la SEZ 54BO che si colloca in prossimità del paese di Stellata nel comune di Bondeno.

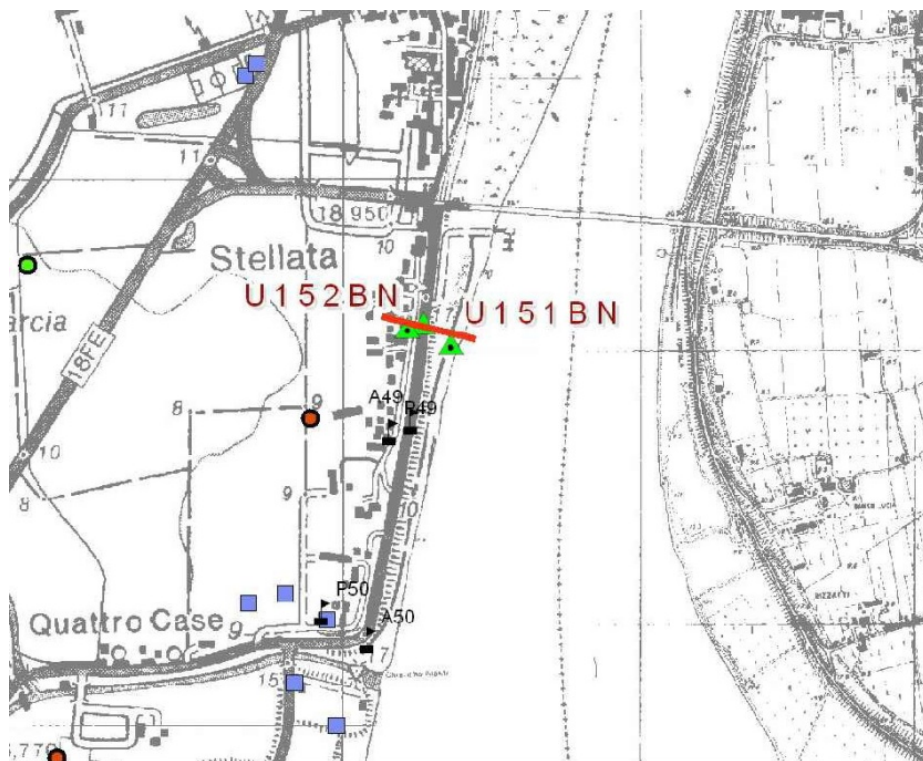
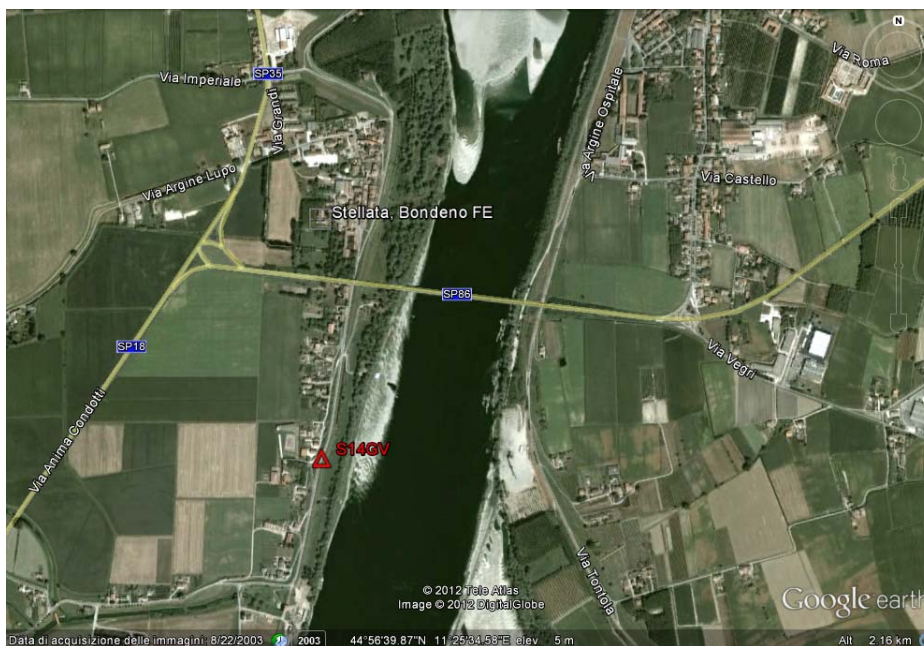


Figura 22: Stralcio della Carta geologica della Regione Emilia Romagna e ubicazione delle prove U150, U151, U152



**Figura 23: Immagine da google earth, planimetria ubicazione indagine S14GV**

I dati pregressi di questa sezione erano 3 CPTU :U150BN, U151BN, U152BN effettuate rispettivamente in argine, in golena e a lato campagna.

Sulla base di queste 3 prove è stato prodotto il modello geologico (eseguito dal Servizio Geologico, Sismico, e dei Suoli della Regione Emilia Romagna)

Avendo a disposizione ulteriori indagini da effettuare si è deciso di eseguire un sondaggio profondo fino a 50 m in testa all'argine.

Si riportano di seguito i risultati delle prove effettuate.

Le foto delle cassette dei sondaggi sono riportate in allegato n. 2.

Per questa analisi i dati di laboratorio non sono stati utilizzati perché ancora in corso di svolgimento, un esame visivo è stato però sufficiente per farsi un'idea dei materiali attraversati dal sondaggio.

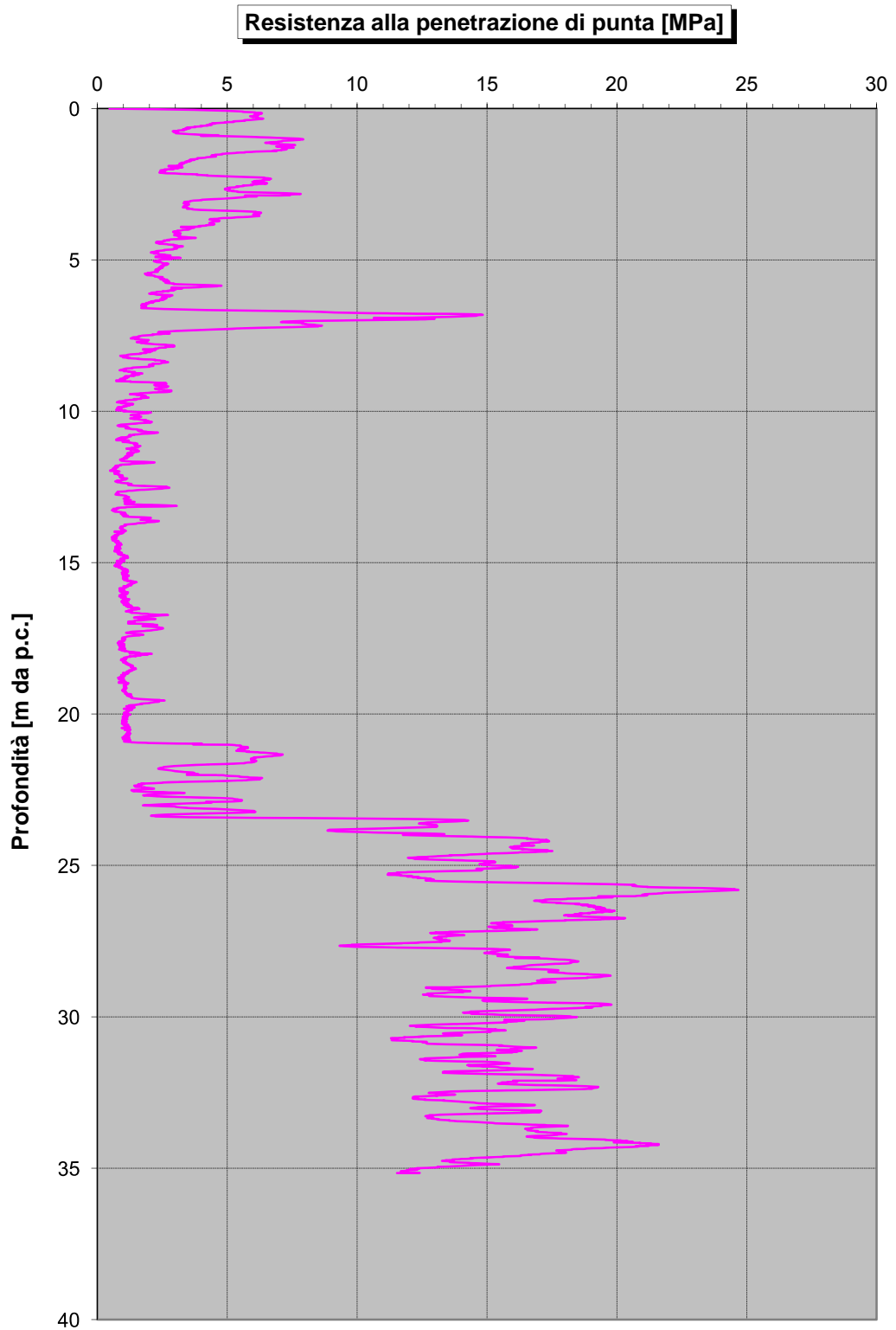
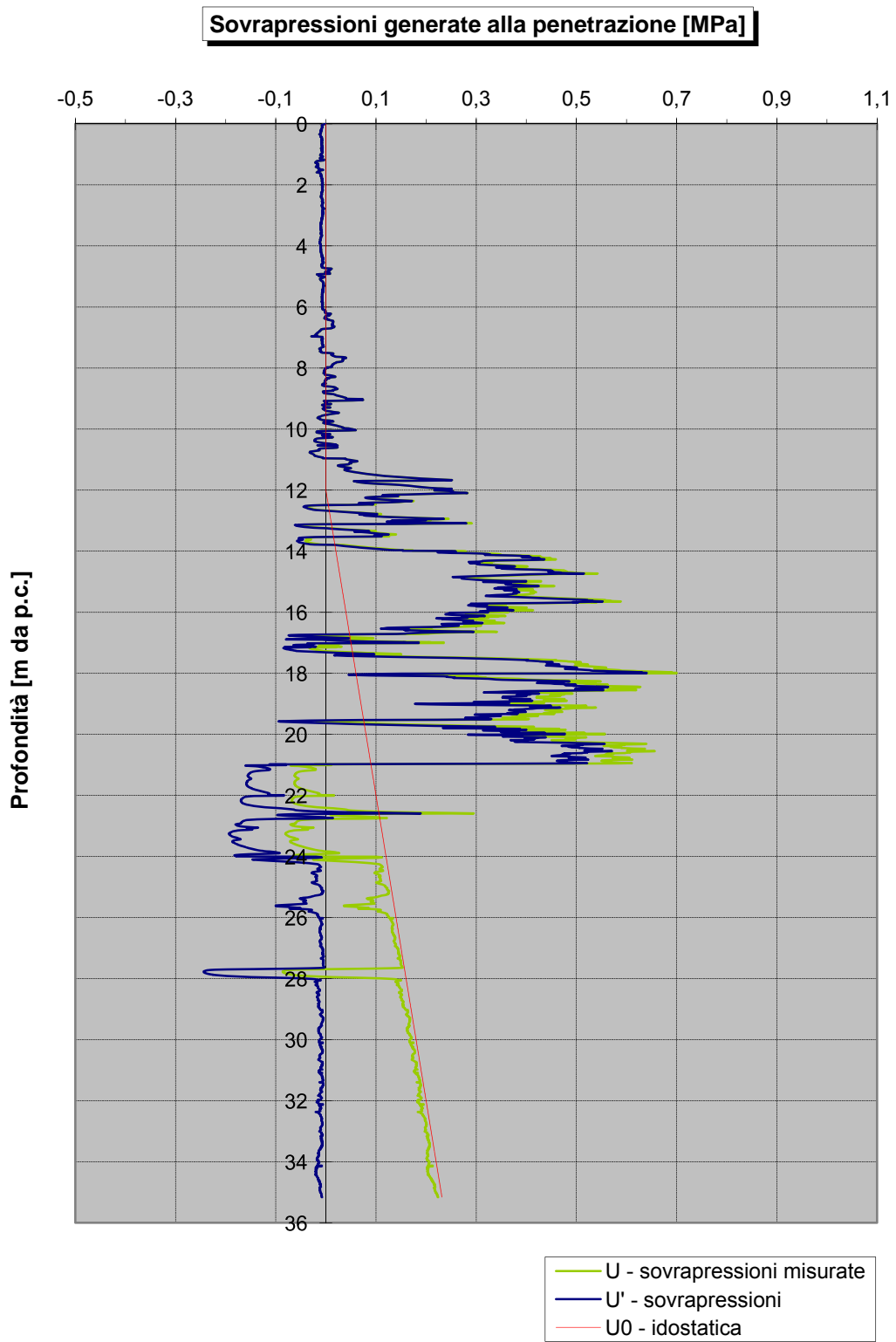


Figura 24: U150BN, Resistenza alla punta [MPa]



**Figura 25: U150BN, Sovrapressioni dell'acqua [MPa]**

### Rapporto di Frizione

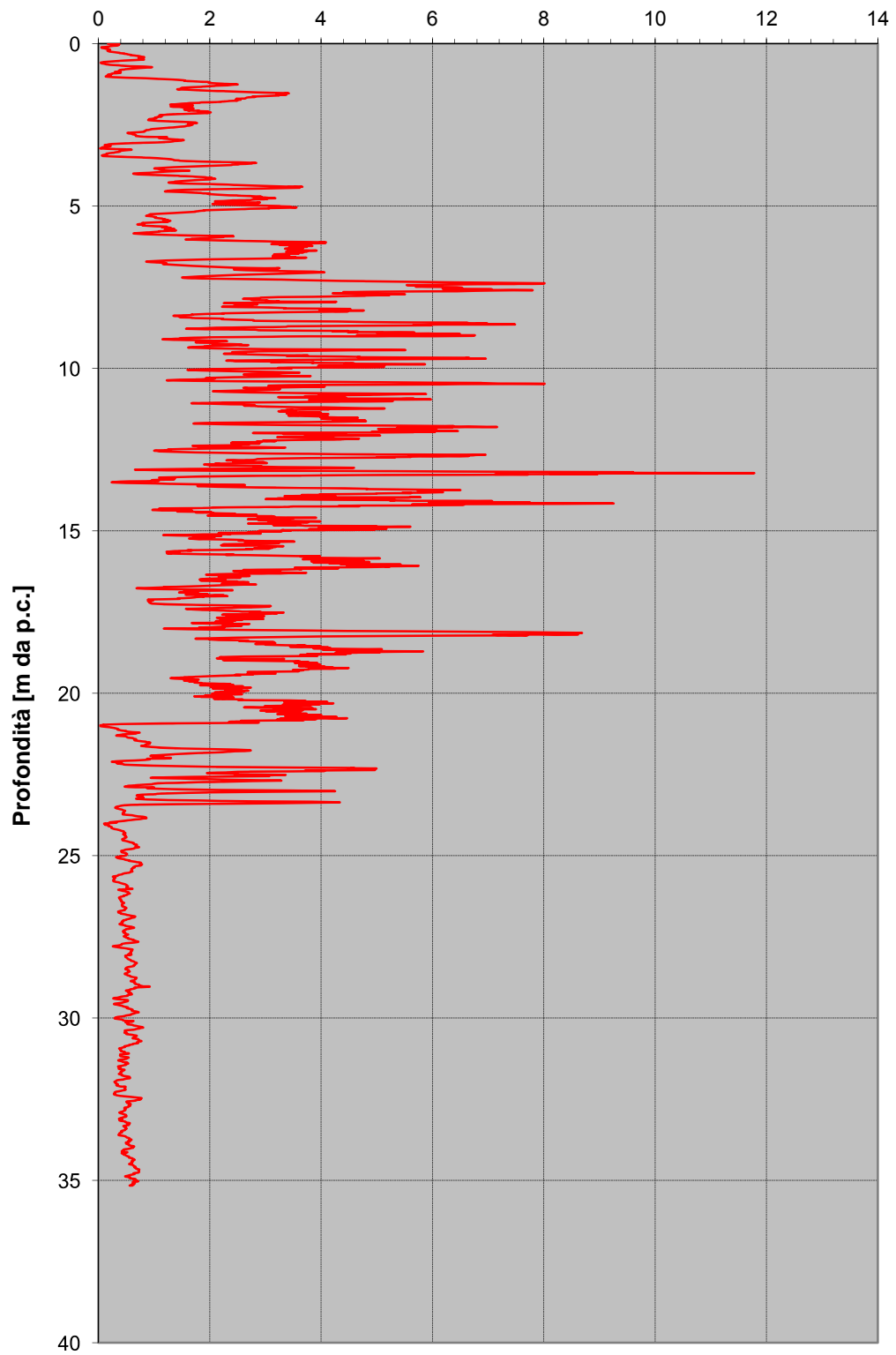


Figura 26: U150BN, Rapporto di frizione

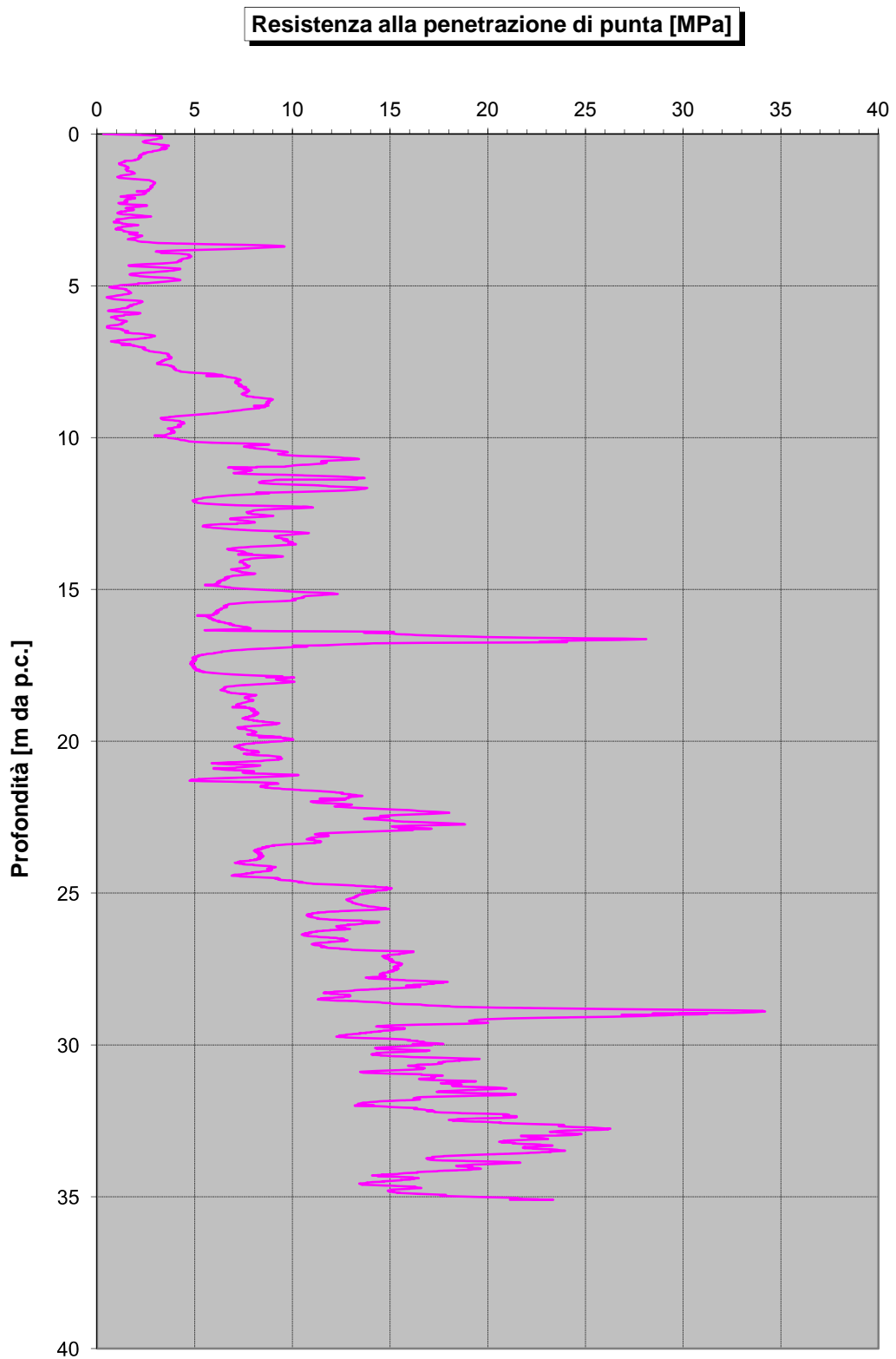
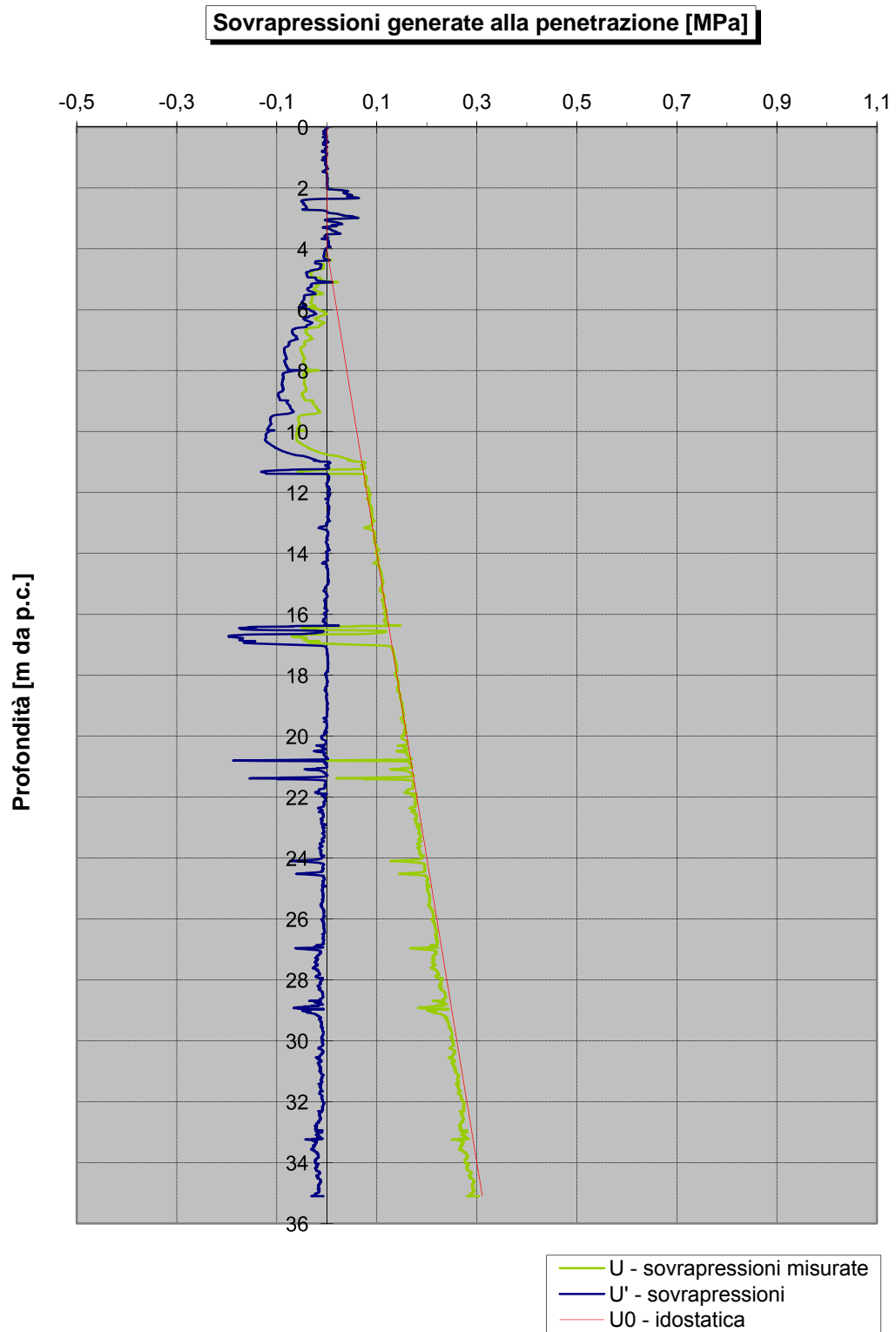


Figura 27: U151BN, Resistenza alla punta [MPa]



**Figura 28: U151BN, Sovrappressioni dell'acqua [MPa]**

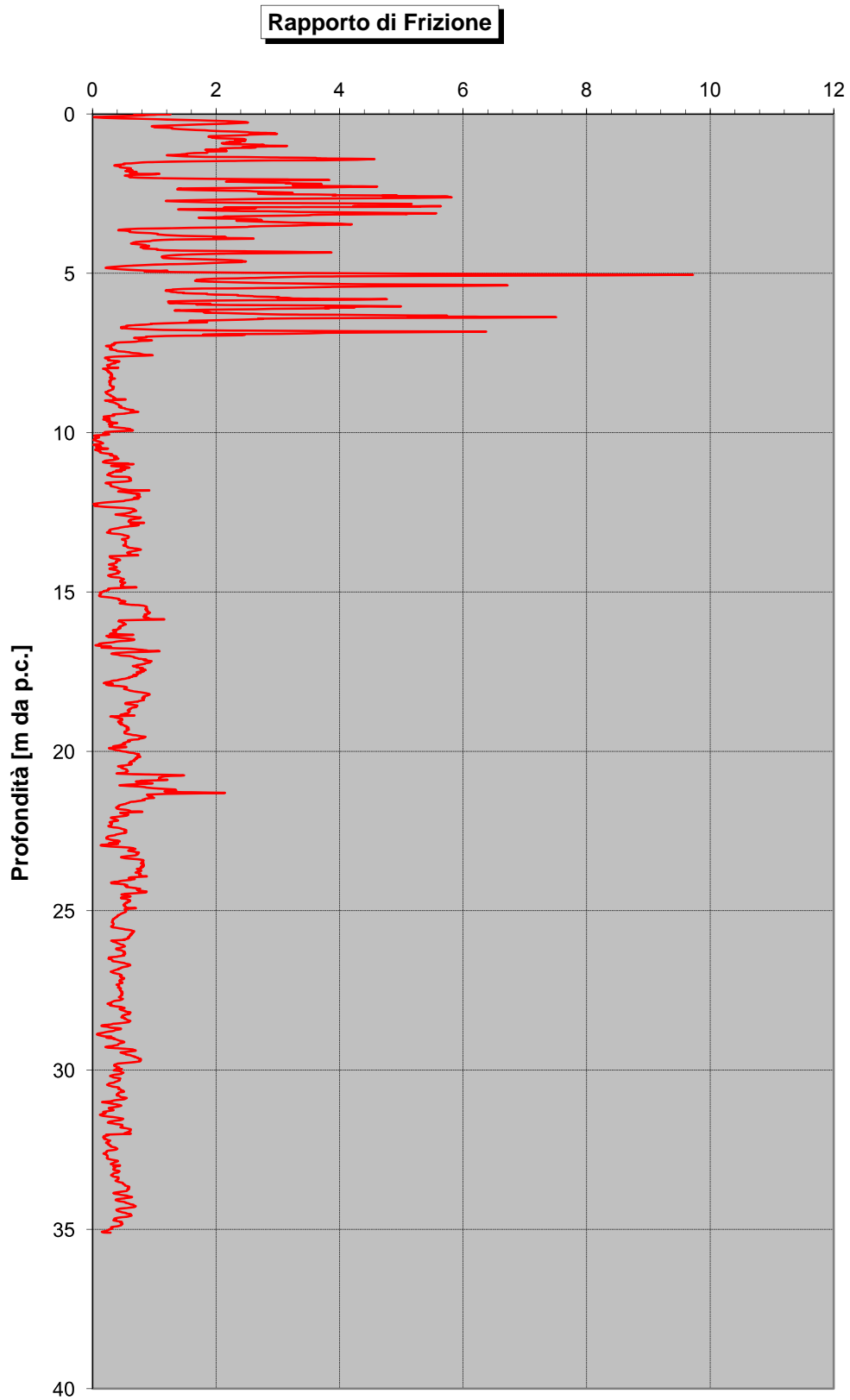


Figura 29: U151BN, Rapporto di frizione



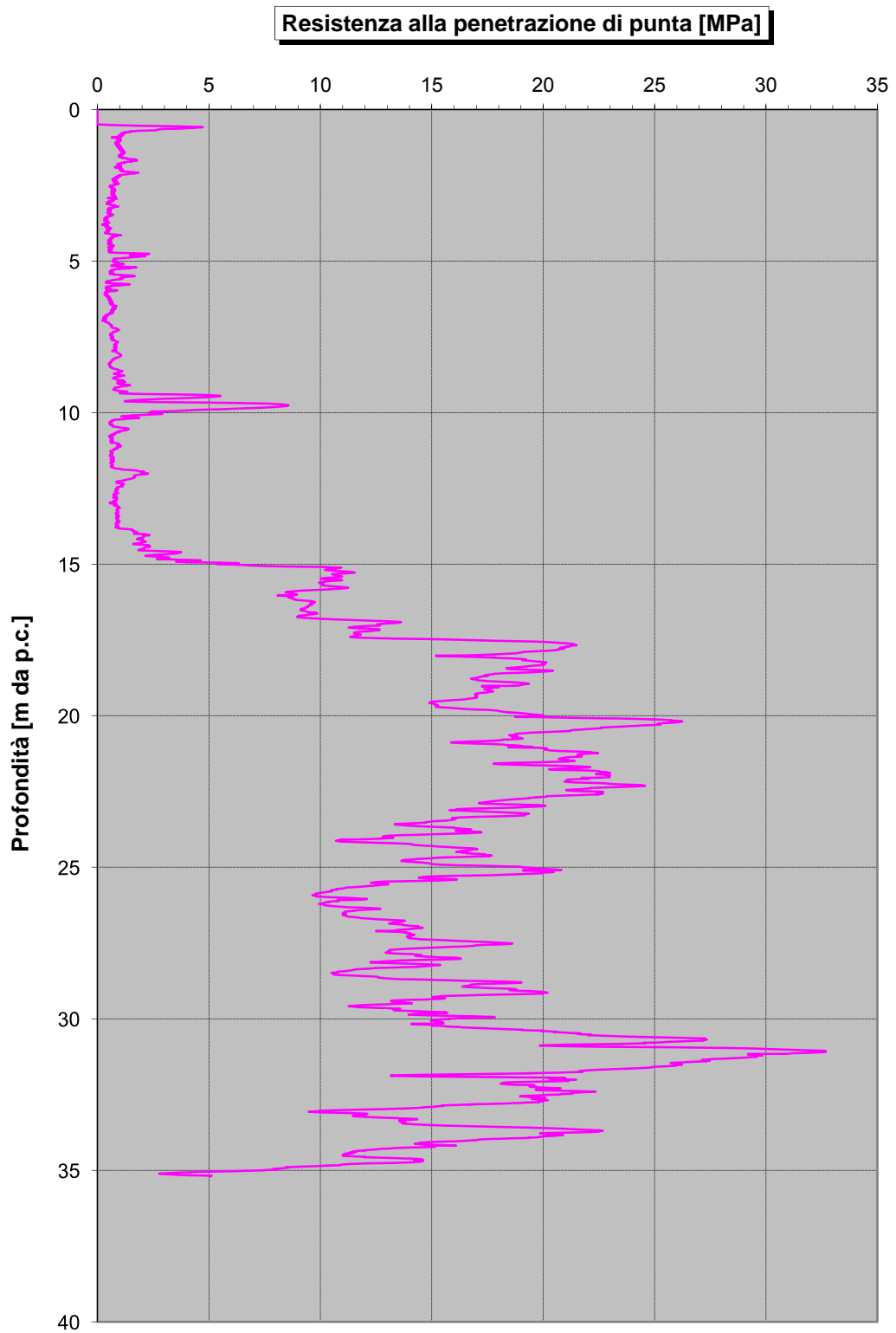


Figura 30: U152BN, Resistenza alla punta [MPa]

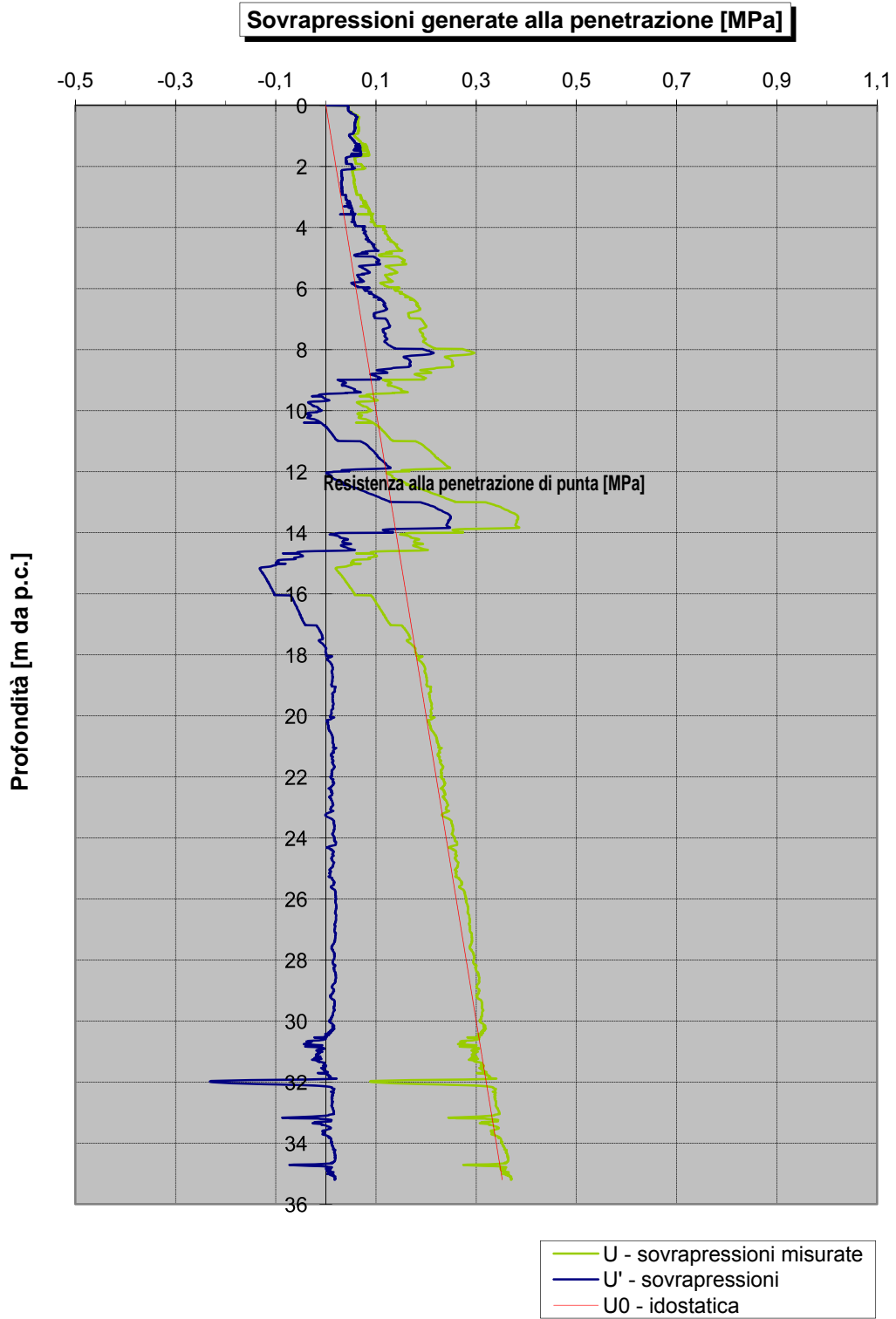


Figura 31: U152BN, Sovrapressioni dell'acqua [MPa]

### Rapporto di Frizione

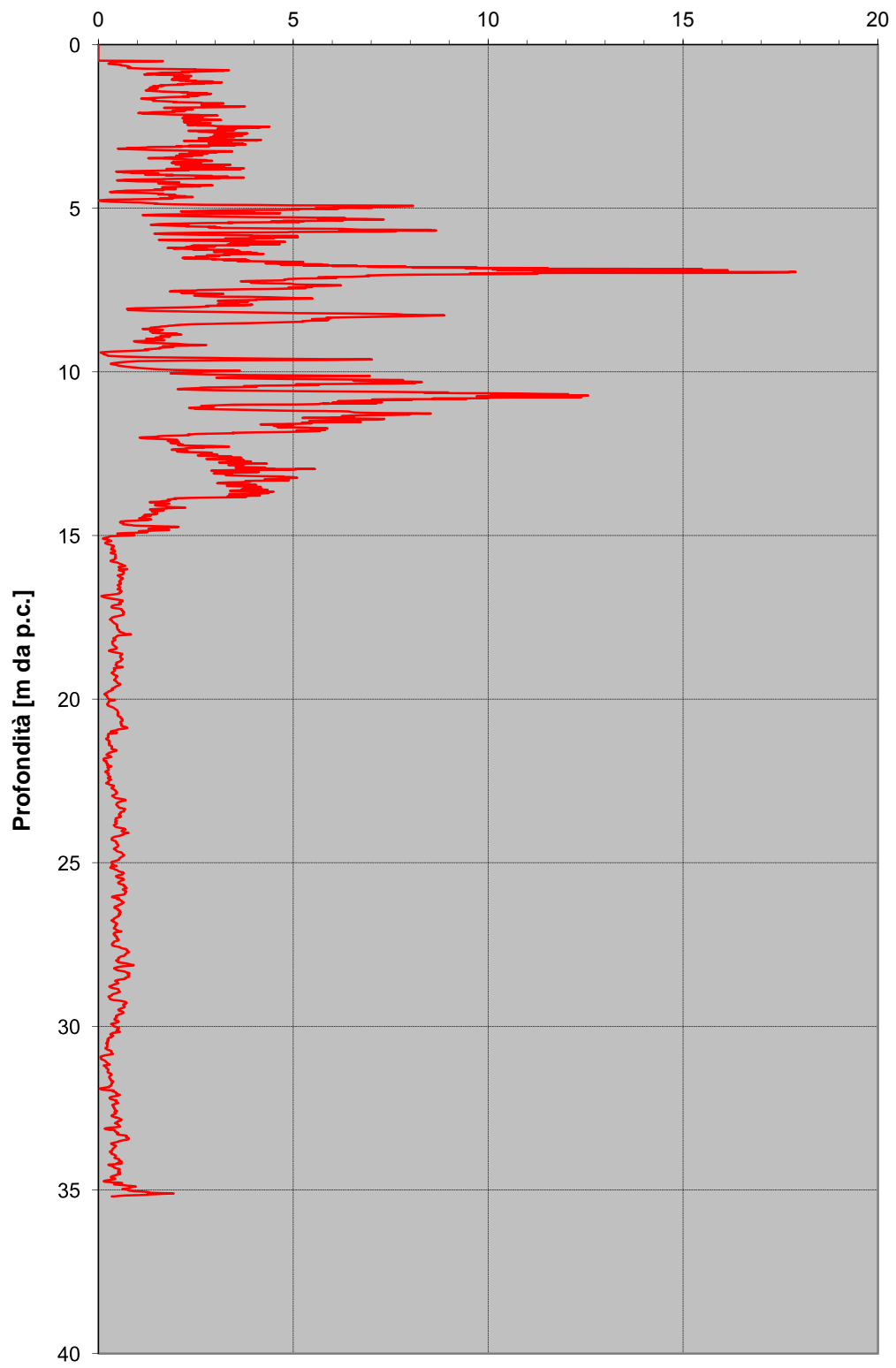


Figura 32: U152, Rapporto di frizione

I precedenti dati si sono analizzati ed elaborati nel seguente modo per giungere alla caratterizzazione geotecnica dei terreni indagati.

Si è effettuata una classifica dei terreni attraverso la classifica Robertson (1990). Tale classifica si basa sulla carta di classificazione di Robertson ed è rappresentata da un diagramma bilogarithmico avente in ascissa il rapporto d'attrito normalizzato adimensionale, definito dalla relazione:

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \cdot 100$$

Essendo  $\sigma_{v0}$  la pressione verticale litostatica totale, e in ordinata la resistenza alla punta normalizzata adimensionale,  $q_{c1N}$ , determinata mediante la seguente procedura iterativa:

1. si calcola il valore della resistenza di punta normalizzata adimensionale utilizzando l'espressione:

$$Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} = q_{c1N}$$

Dove  $\sigma_{c1N}$  è la pressione verticale citostatica efficace;

2. si calcola il valore dell'indice di terreno con la relazione:

$$I_c = \sqrt{(\log F + 1.22)^2 + (\log Q - 3.47)^2}$$

3. se il valore di  $I_c$  è minore di 2.6, si calcola un valore della resistenza di punta normalizzata adimensionale mediante l'espressione :

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{p_a} \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.5}$$

4. si calcola il nuovo valore di  $I_c$  usando  $q_{c1N}$  invece di  $Q$ ;  
se il nuovo valore di  $I_c$  calcolato come al punto precedente è maggiore di 2.6, si effettua una nuova normalizzazione della resistenza di punta utilizzando la relazione:

$$q_{C1N} = \frac{q_c}{p_a} \cdot \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.75}$$

Il valore di  $q_{C1N}$  ottenuto dall'equazione precedente è usato per calcolare il nuovo valore di  $I_c$ .

I valori di  $F$  e di  $q_{C1N}$  determinati mediante la procedura appena descritta possono essere rappresentati sulla carta di classificazione di Robertson. La carta è suddivisa in 9 zone alle quali corrispondono altrettante classi di terreno, dai terreni organici (classe 2) alle sabbie ghiaiose (classe 7), dai terreni a grana fine ad alta sensibilità (classe 1) ai terreni a grana fine molto sovraconsolidati (classe 9). Le curve che delimitano le zone corrispondenti alle classi da 2 a 7 possono essere approssimate, nel piano bilogarithmico, con archi di cerchio concentrici. Gli Autori forniscono il raggio di tali cerchi, rappresentato dall'indice del tipo di terreno,  $I_c$ , e le coordinate ( $x_0 = -1.22$ ,  $y_0 = 3.47$ ) del centro comune. Ne consegue che per identificare i terreni delle classi da 2 a 7 (sono escluse le classi 1, 8 e 9) è sufficiente calcolare  $I_c$  mediante la procedura iterativa sopra descritta e verificare la classe di appartenenza in base alla Tabella 4.

Per completare il diagramma di Robertson, e quindi individuare anche i terreni che ricadono nelle classi 1, e 8 - 9, sono state introdotte le curve di equazione :

$$\sqrt{(\log F + 1)^2 + (\log Q_{C1N} + 0.28)^2} = 1.28$$

che riproduce la linea di confine della classe 1 e

$$\log q_{C1N} = 2 \cdot (\log F)^2 - 4 \cdot (\log F) + 3.72$$

che riproduce la linea di confine delle classi 8-9.

Indice del tipo di terreno, $I_c$	Zona	Classe di terreno
$I_c < 1.31$	7	Sabbia ghiaiosa
$1.31 < I_c < 2.05$	6	Sabbie : da pulite a limose
$2.05 < I_c < 2.60$	5	Miscela di sabbie : da sabbia limose a limo sabbioso
$2.60 < I_c < 2.95$	4	Miscela di limi : da limo argilloso a argilla limosa
$2.95 < I_c < 3.60$	3	Argille
$I_c > 3.60$	2	Terreni organici : torbe

Tabella 4: Classificazione dei terreni in base alla carta Robertson

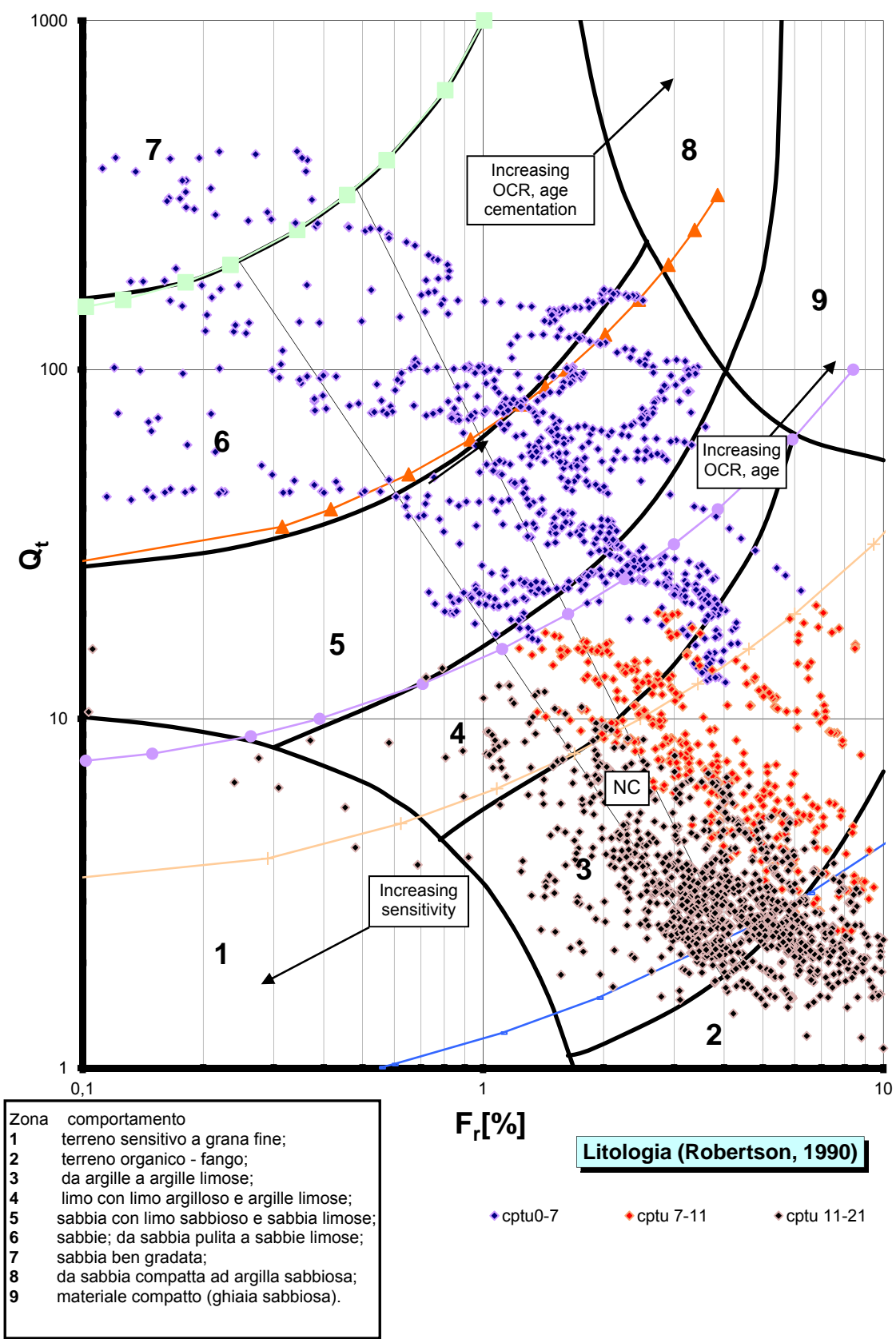


Figura 33: U150BN, Litologia Robertson (1990)

Secondo tale classifica si può distinguere:

- da 0 a 7 m: sabbie, sabbie limose e limi argillosi;
- da 7 m a 11 m: limi, argille limose e argille;
- da 11 m a 21 m: argille e argille limose con strati di terreno organico.

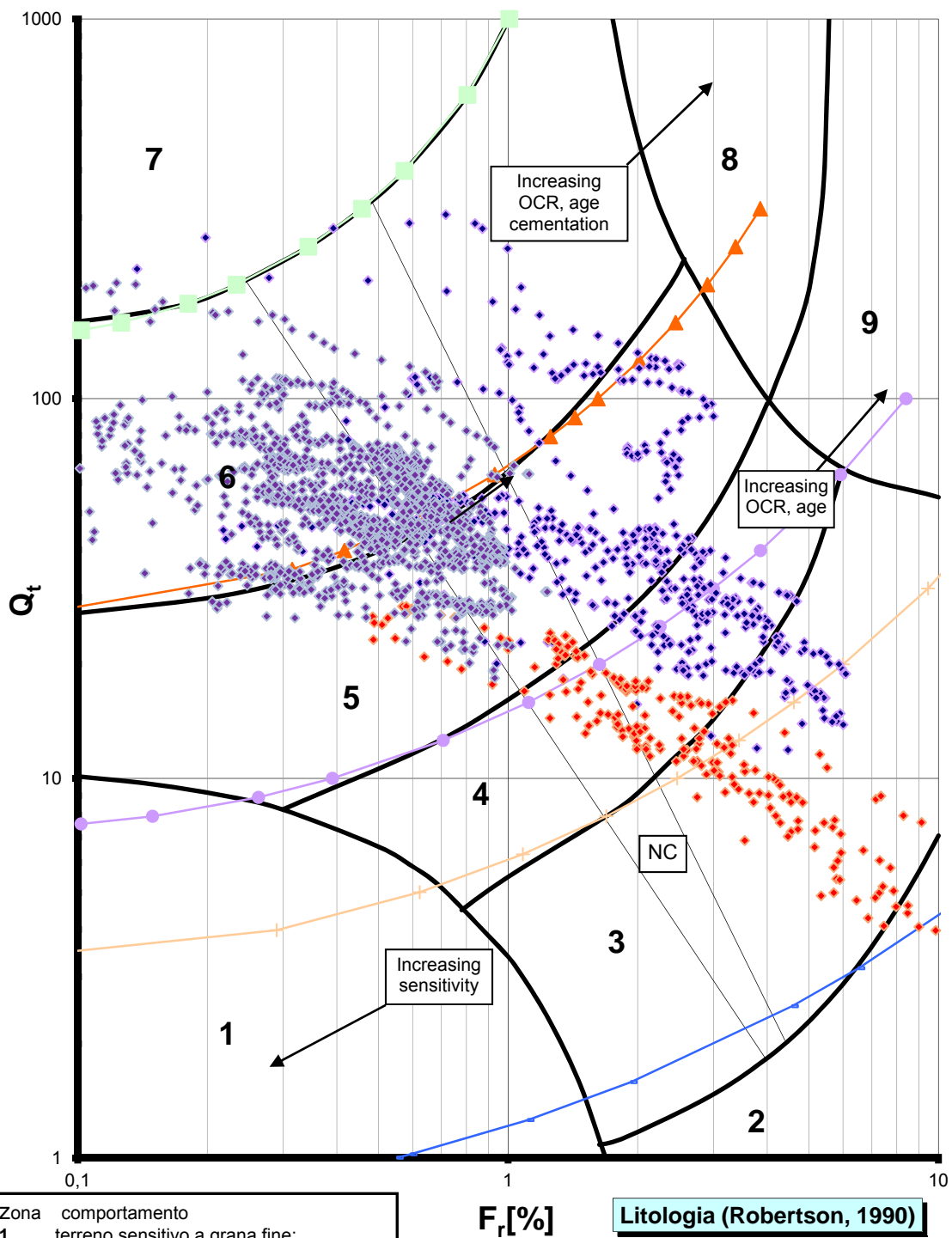


Figura 34: U151BN, Litologia Robertson (1990)



Per quanto riguarda la CPTU 151BN secondo la classifica Robertson si possono distinguere:

- da 0 a 5 m: strati alternati di sabbie limose, limi argillosi e argille limose;
- da 5 m a 7 m: limi argillosi e argille limose;
- da 7 m a 20 m: sabbie e sabbie limose.

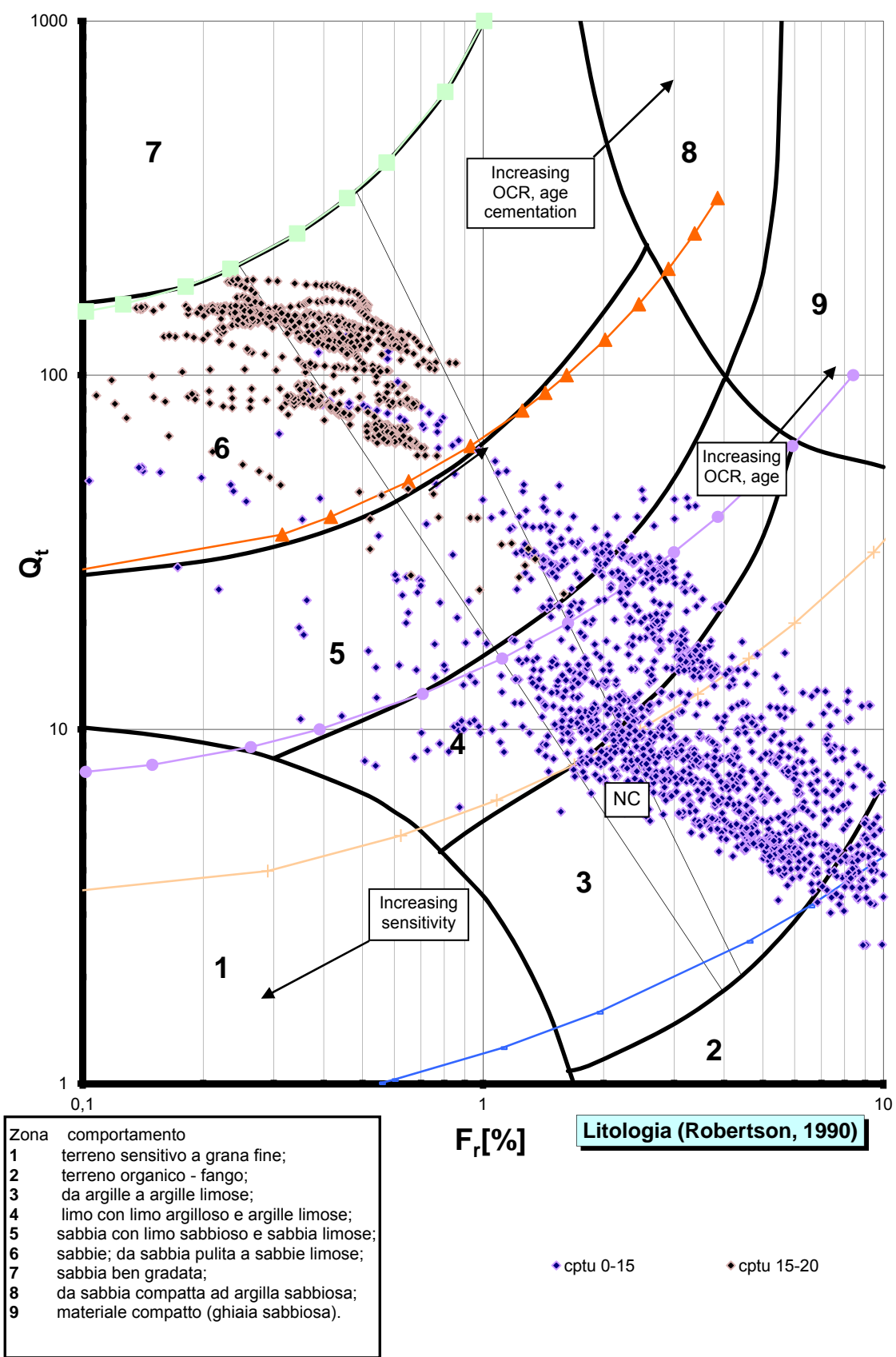


Figura 35: U152BN, Litologia Robertson (1990)

La CPTU 152BN secondo tale classifica colloca i terreni nel seguente modo:

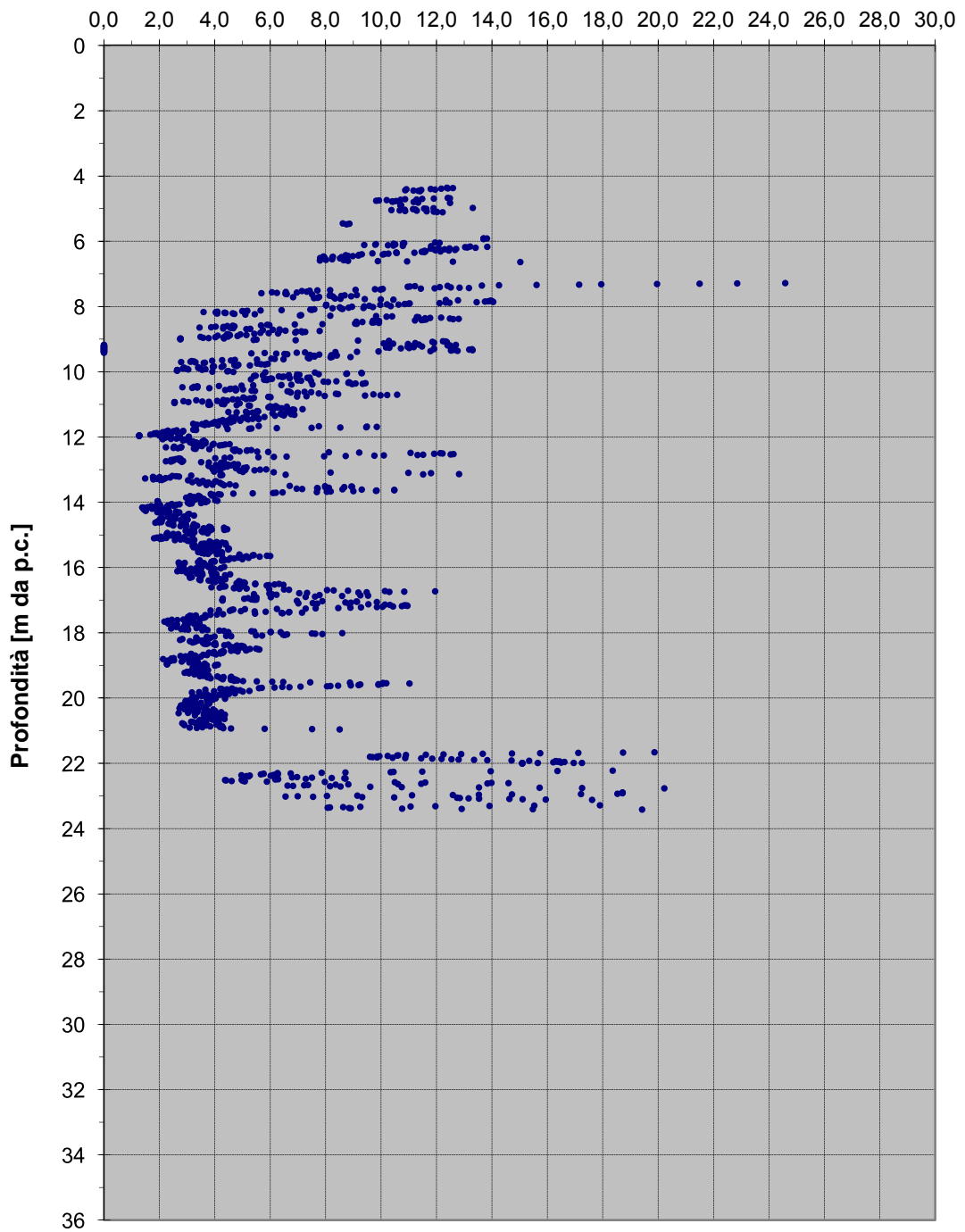
- da 0 a 15 m: sabbia limosa, limi argillosi e argille limose con tratti di terreni organici;
- da 15 m a 20 m: sabbie pulite e sabbie limose.

Si sono elaborati i dati attraverso correlazioni prese dalla letteratura e si sono trovate le seguenti grandezze:

- $c' = 0,024 \cdot \sigma'_p$  con  $OCR = [(q_c - \sigma'_{v0}) / \sigma'_{v0}]^{0,37}$  (Powell)
- $C_u = (q_c - \sigma'_{v0}) / N_k$  con  $N_k = 15 \div 20$  (Mayne e Kemper)
- $\varphi = 9,8 + 4,96 \ln(q_c / \sigma'_{v0})$  (Caquot)
- $D_r = 66 \log(q_c / (\sigma'_{v0})^{0,5}) - 98$

Si riportano di seguito i grafici riassuntivi dell'elaborazione sulla CPTU U150BN; in allegato n. 4 si riportano le elaborazioni di tutte le prove.

**Terreni coesivi - Coesione in condizioni drenate, c' [kPa]**



**Figura 36: U150BN, Coesione in condizioni drenate c'[kPa]**

**Terreni coesivi - Coesione in condizioni non drenate,  $c_u$  [kPa]**

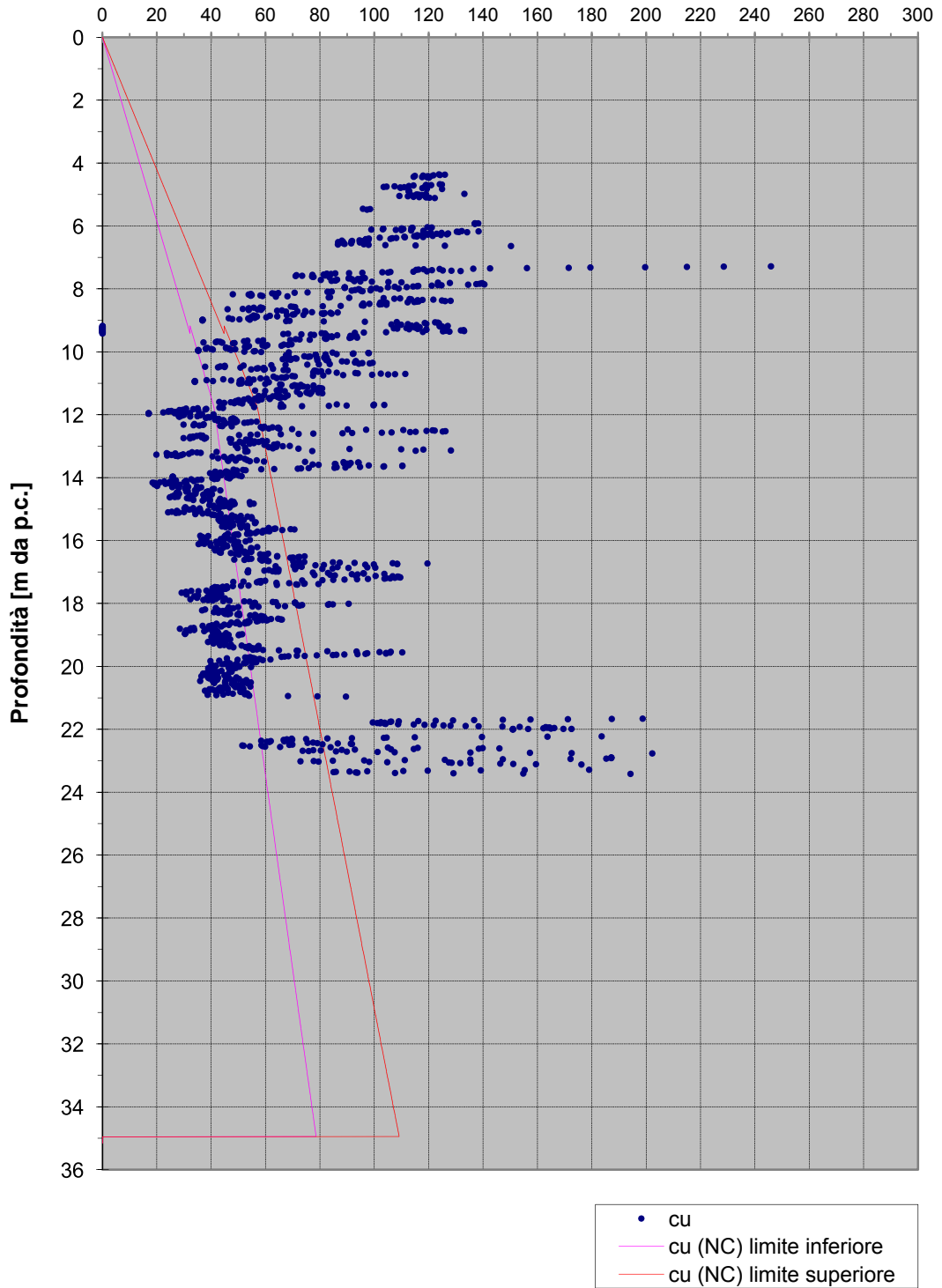


Figura 37: U150BN, Coesione in condizioni non drenate  $c_u$ [kPa]

Terreni incoerenti - Angolo di resistenza al taglio di picco in condizioni drenate,  $\varphi_p'$  [°]

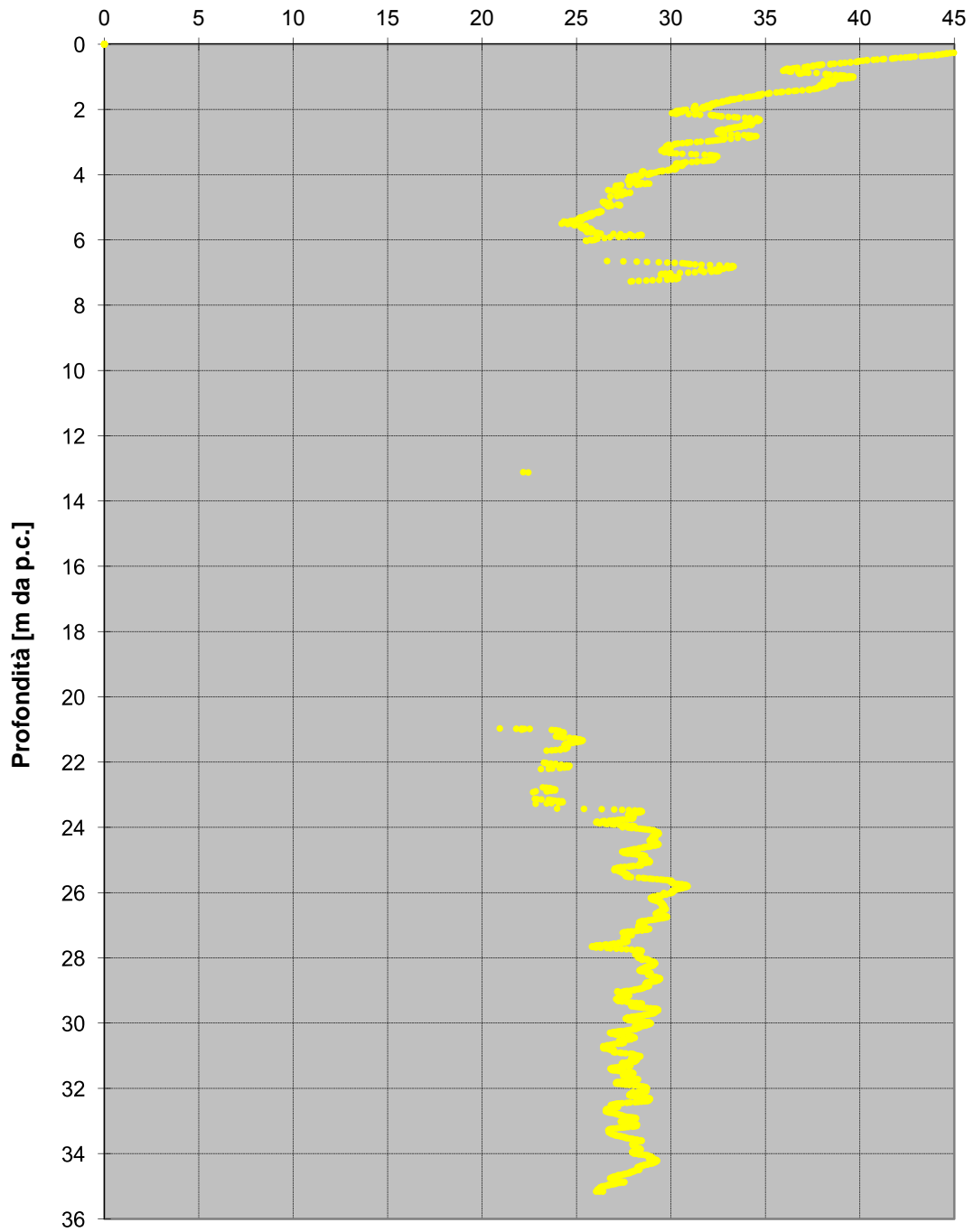


Figura 38: U150BN, Angolo di resistenza al taglio di picco in condizioni drenate  $\varphi_p'$  [°]

**Terreni incoerenti - Densità relativa, Dr [%]**

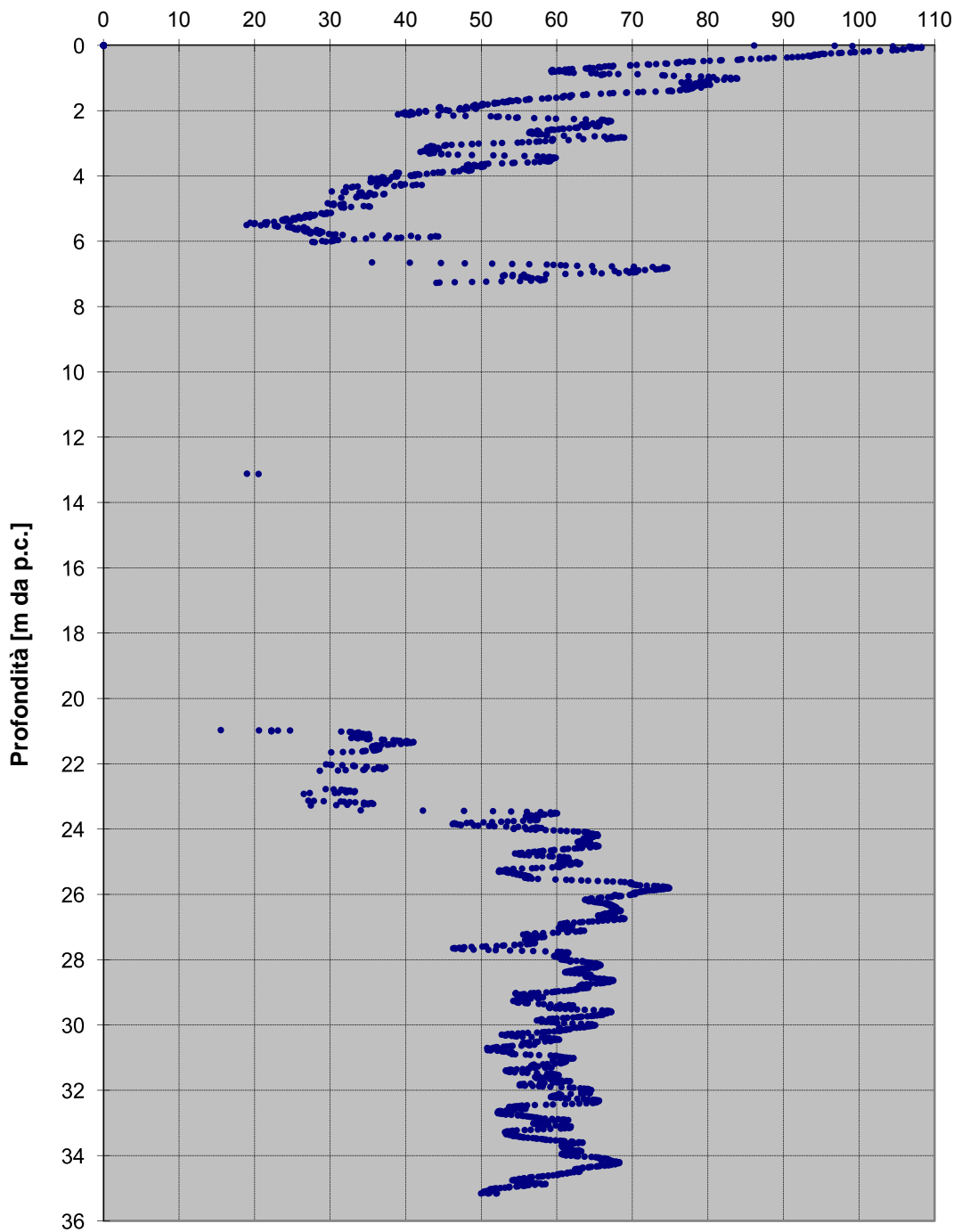


Figura 39: U150BN, Densità relativa  $D_r$  [%]

Attraverso i dati delle precedenti elaborazioni si sono ricavati i parametri geotecnici delle varie unità geotecniche presenti nel modello geotecnico.

Si riportano di seguito i grafici riguardanti i parametri geotecnici che servono a caratterizzare il materiale del modello su cui si effettueranno le verifiche di stabilità.



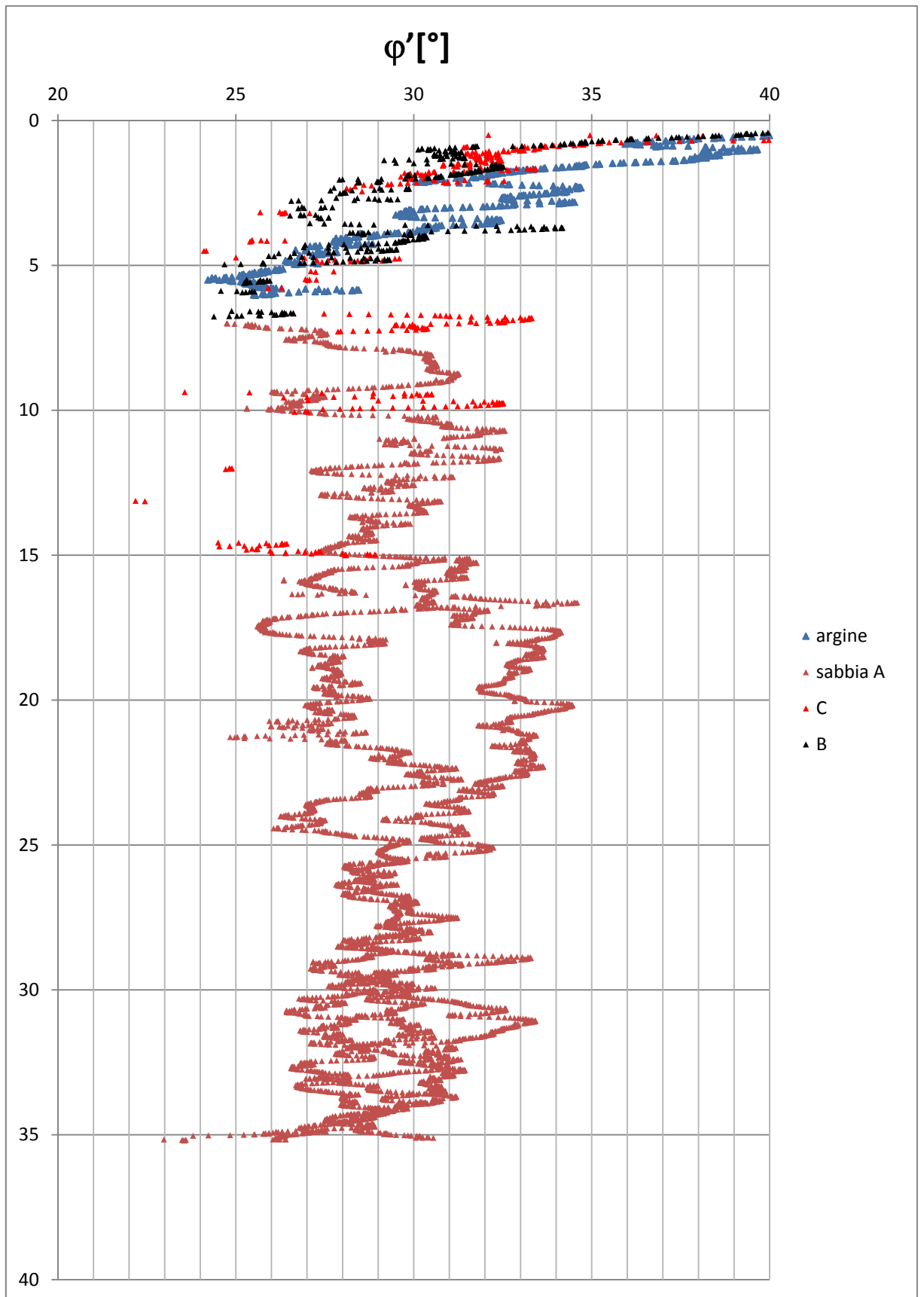


Figura 40: Elaborazione dati, parametro  $\phi'$  nelle unità geotecniche

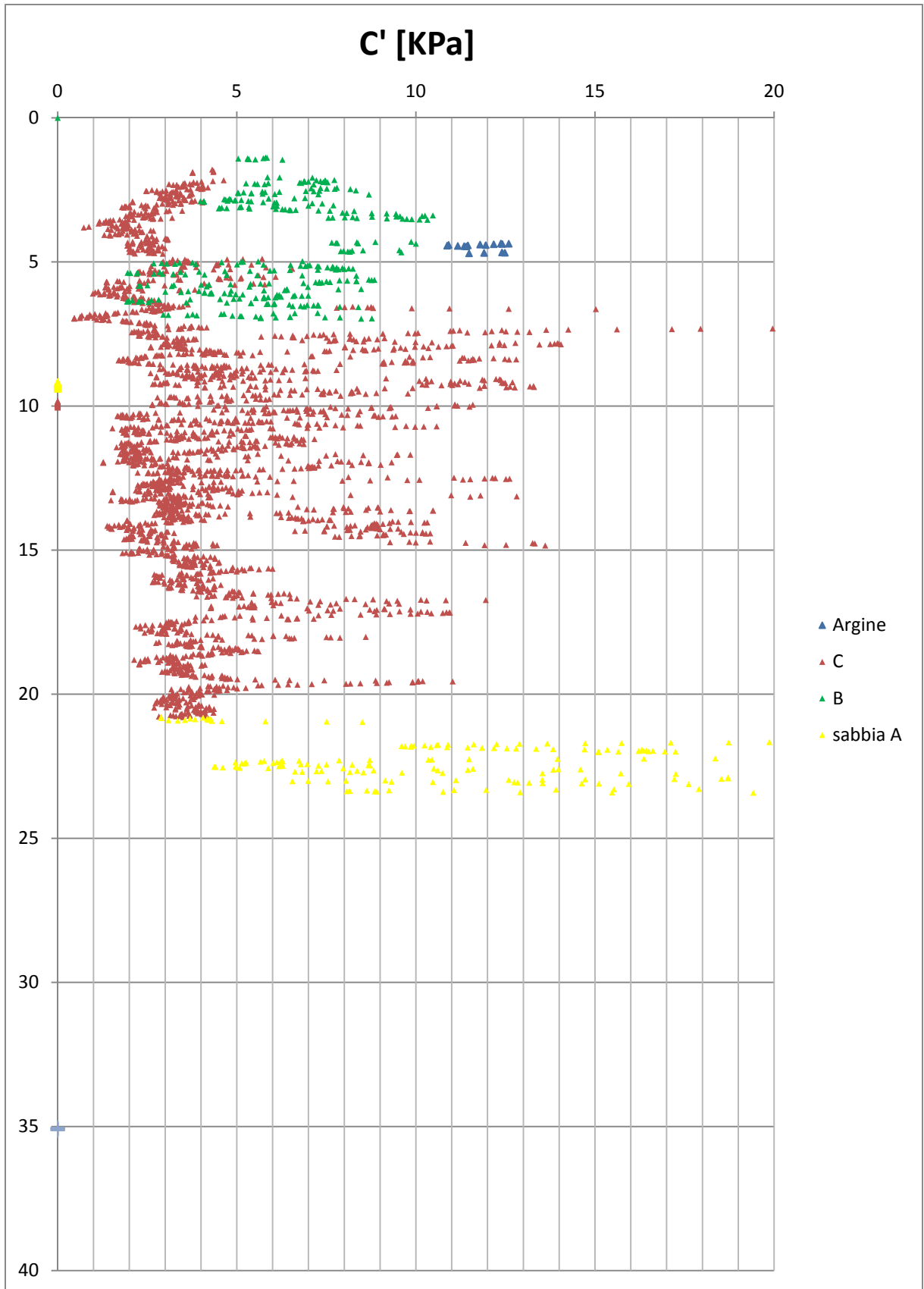


Figura 41: Elaborazione dati, parametro  $C'$  [KPa] nelle unità geotecniche

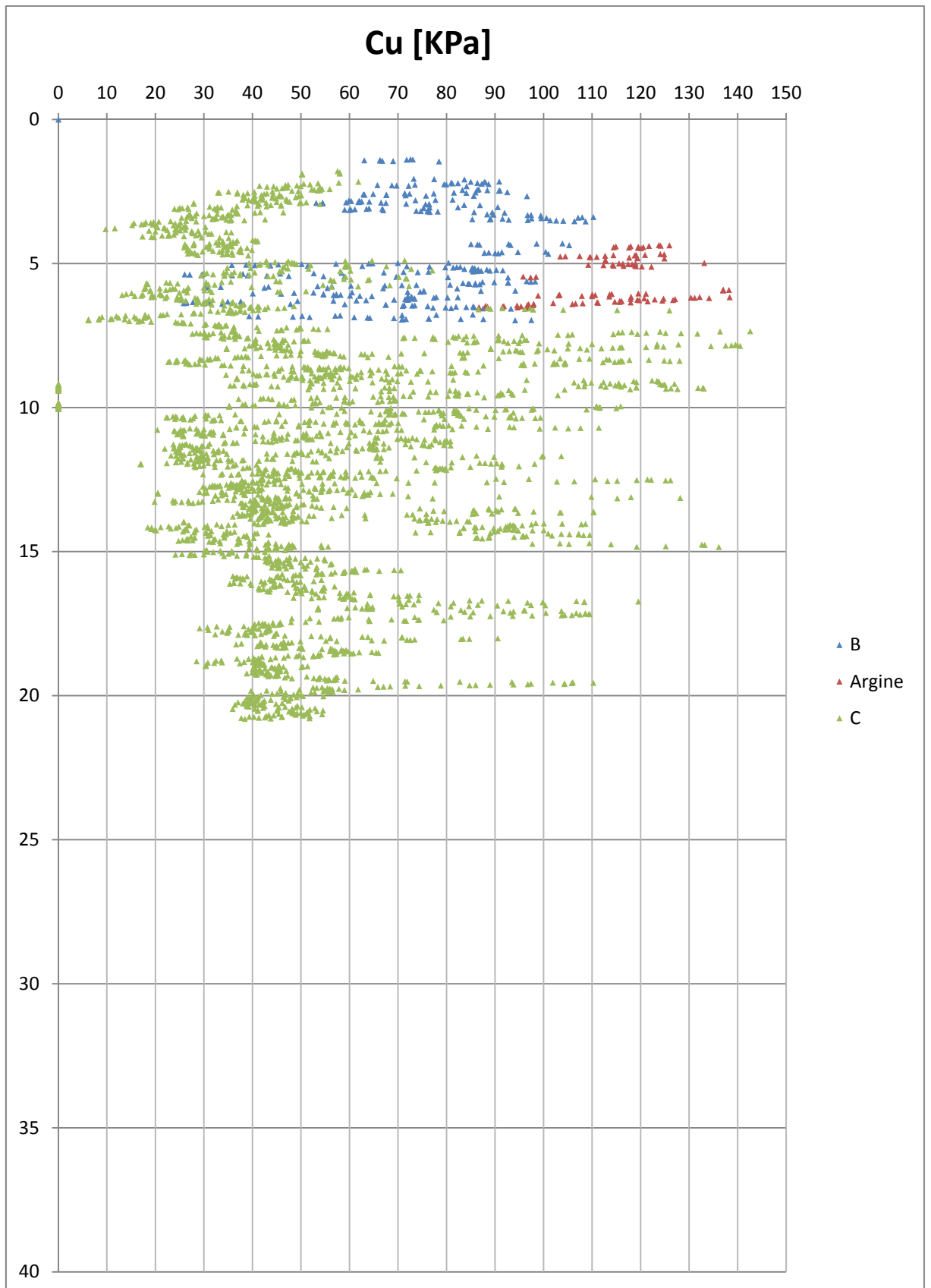


Figura 42: Elaborazione dati, parametro  $C_u$  [KPa] nelle unità geotecniche

Da questi grafici si possono ricavare i seguenti parametri geotecnici.

Unità	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	C' (KPa)	Cu(KPa)
B	19	25÷34	2÷10	30÷100
ARGINE	19	25÷36	11÷13	90÷130
C	18,5÷19	24÷34	0÷14	20÷110
A	19,5	26÷33	4÷15	

**Tabella 5: Parametri geotecnici derivanti dalle analisi delle CPTU**

Si sono inoltre ricavati gli stessi parametri dall'analisi visiva delle cassette del sondaggio e dall'esperienza, arrivando a definirli nel seguente modo.

Unità	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	C' (KPa)	Cu(KPa)
B	19	28÷30	0	60
ARGINE	19	28÷30	0÷5	80
C	18,5÷19	26	0÷5	60
A	19,5	33÷35	0	

**Tabella 6: Parametri geotecnici derivanti dall'esperienza e dall'analisi del sondaggio**

I parametri geotecnici ricavati dall'elaborazione delle prove non sono molto differenti da quelli desunti attraverso l'esperienza e l'analisi visiva delle cassette.

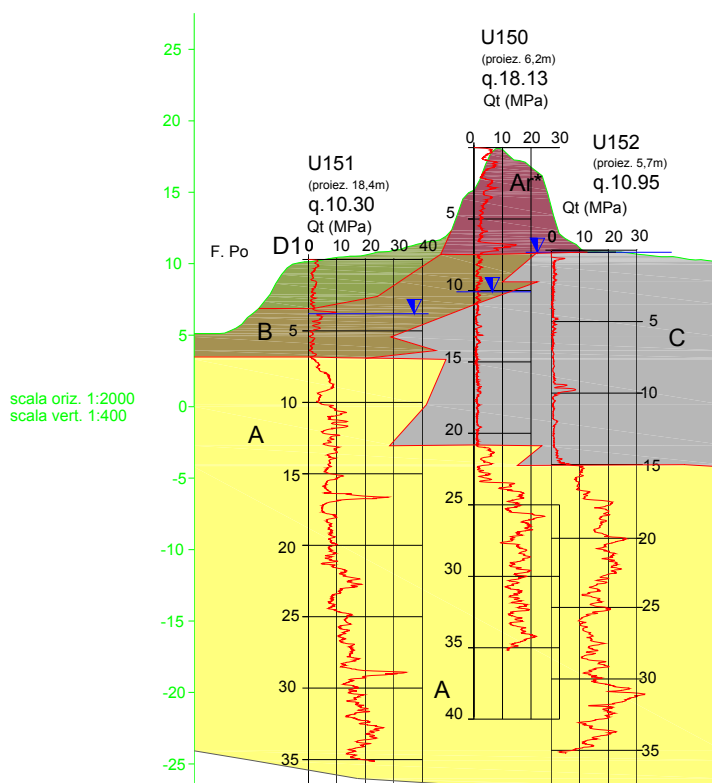
Per la modellazione del problema si è scelto di utilizzare i seguenti parametri geotecnici:

Unità	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	C' (KPa)	Cu(KPa)
B	19	28	2	60
ARGINE	19	29	4	80
C	18,5÷19	25	3	50
A	19,5	33	-	

**Tabella 7: Parametri geotecnici utilizzati per la modellazione del problema**

Le indagini analizzate finora erano già state montate per formare la sezione in questione. Si riporta di seguito uno stralcio della sezione geologica (prodotta dal Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna) utilizzata e rimodellata per ottenere il profilo geotecnico.

Si riporta in allegato n. 5 l'intera sezione geologica utilizzata.



**Figura 43: Stralcio della sezione Geologica**

Nella sezione geologica si sono distinti 5 unità stratigrafiche:

- Ar\* - Corpo arginale (sabbie, sabbie limose, limi sabbiosi e limi argillosi con possibile presenza di ciottoli e laterizi)
- A - Depositi di canale fluviale. Sabbie da fini a molto fini a grossolane, talora ghiaia e sabbia limosa.
- B – Depositi di argine e rotta fluviale. Alternanze di limi sabbiosi e sabbie limose in proporzioni variabili. Presenti anche livelli da centimetrici a decimetrici francamente sabbiosi e argillosi.

- C – Depositi di piana inondabile. Argille e limi, limi argillosi e argille limose. Talora presente sostanza organica e torba. Locali intercalazioni di limo sabbioso.
- D1 – Depositi golenali prevalentemente costituiti da limi, limi argillosi.

Nel modello geotecnico si è deciso di non considerare l'unità B, poiché non si notavano differenze nei valori delle prove CPTU tali da giustificare la modellazione di un'unità diversa da C.

Si riporta di seguito lo stralcio della sezione geotecnica ipotizzata.

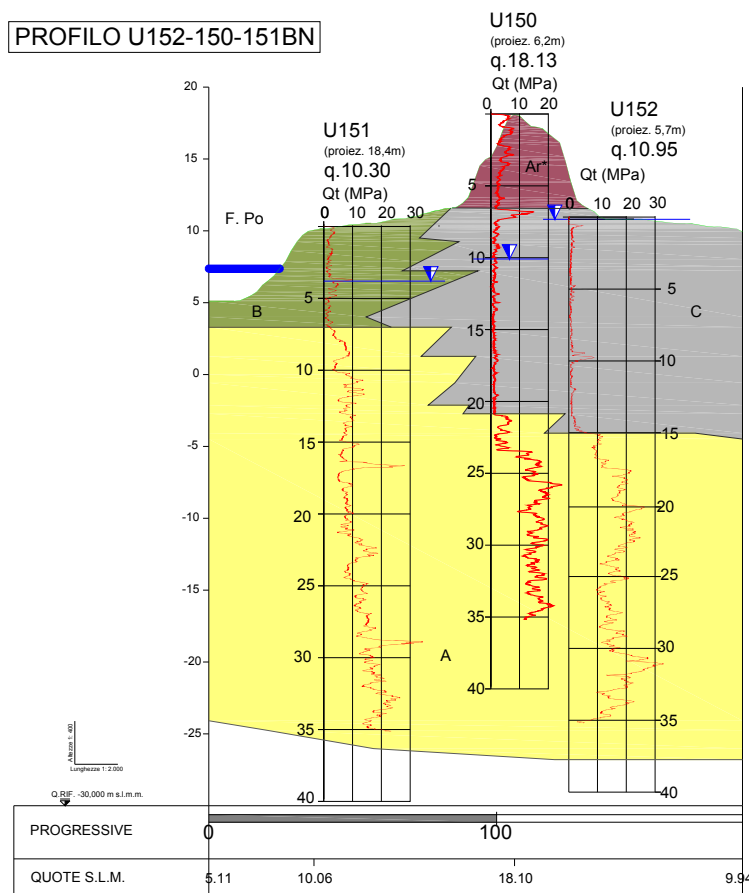


Figura 44: S54BO, Stralcio della sezione Geotecnica

## Capitolo 9 Analisi di stabilità

Le verifiche di stabilità delle sezioni elaborate si sono svolte attraverso l'uso del codice di calcolo SLOPE/W prodotto dalla GEO-SLOPE© International Ltd. (Calgary, Alberta, Canada); tale software valuta la stabilità dei pendii basandosi sulla teoria dell'equilibrio limite.

Il software SLOPE/W offre una serie di metodi all'equilibrio limite per calcolare la stabilità del pendio. Tra i tanti proposti si è deciso di scegliere quello di Morgenstern & Price (1965) poiché soddisfa tutte le condizioni di equilibrio.

Le verifiche di stabilità statiche, come da normativa precedentemente riportata nel capitolo 2.2 Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento, DM 24 Marzo 1982, sono condotte in tre condizioni di carico: a termine costruzione, a serbatoio pieno con livello al massimo invaso e in condizione a seguito di rapido svuotamento del serbatoio dal livello massimo al livello di minimo invaso.

Le analisi di seguito riportate studiano la stabilità dell'opera in queste tre condizioni di carico applicate a diversi modelli geotecnici.

L'argine, avendo due versanti che lo formano (lato golena/fiume e lato campagna), necessita di due verifiche di stabilità, una interna ed una esterna.

Si è deciso di condurre l'analisi delle condizioni di carico attraverso un'analisi parametrica, si sono quindi elaborati diversi modelli nei quali si è cambiato solo un parametro alla volta per poter risalire all'influenza che lo stesso ha sull'analisi.

Nei seguenti paragrafi si riportano tutte le analisi effettuate, gli stralci dei modelli e le considerazioni effettuate. Per una visione completa di tutti i risultati grafici dei modelli si rimanda all'allegato n.5.

## 9.1 modellazione del problema

Il problema della stabilità delle scarpate degli argini è stato modellato nel modulo SLOPE/W nel seguente modo (Figura 45).

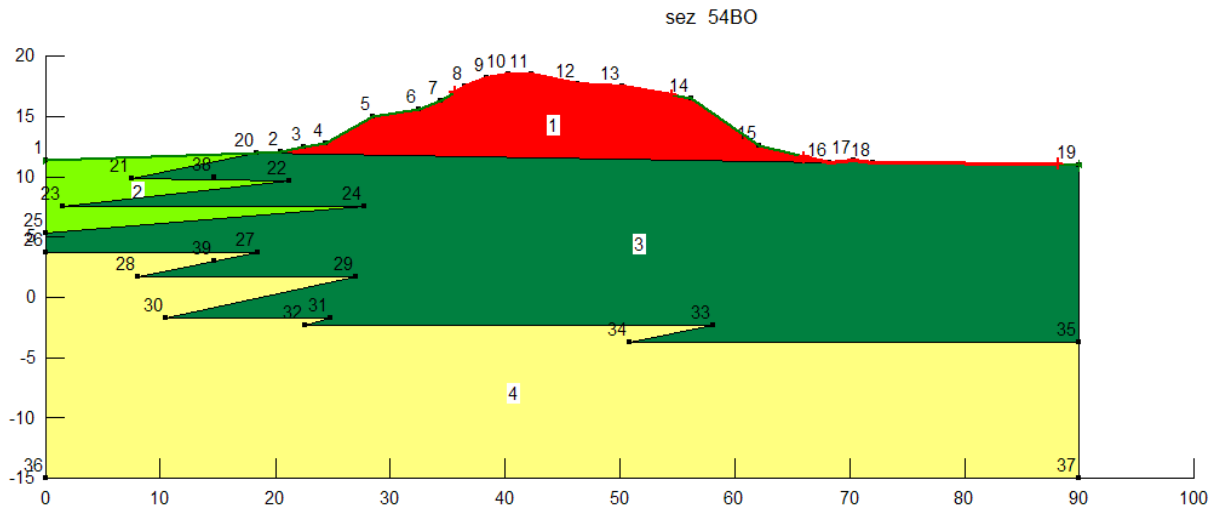


Figura 45: Modellazione del problema

Si è deciso di modellare il terreno attraverso il modello di Mohr-Coulomb poiché è uno dei modelli implementati nel programma e perché i parametri richiesti sono quelli che si possono ricavare dalle comuni prove di laboratorio e dalle elaborazioni dei dati provenienti da prove in sito.

I parametri richiesti dal programma ed utilizzati per definire il modello Mohr-Coulomb sono i seguenti:

- Peso del terreno  $\gamma$  (KN/m<sup>3</sup>)
- Angolo di Resistenza al taglio  $\varphi$  (°)
- Coesione (KPa)

Il programma svolge l'analisi all'equilibrio limite andando a definire, per varie superfici di scorrimento, il coefficiente di sicurezza. Tale programma individua tra le infinite superfici, quella critica, cioè quella con il fattore di sicurezza minore.

All'interno del programma sono implementati molti modi per definire le superficie di scorrimento.



Nelle analisi svolte si è utilizzato il metodo chiamato “Entry and Exit” che consiste nel definire graficamente due intervalli, uno di entrata e uno di uscita, all'interno dei quali il programma deve rispettivamente fare entrare ed uscire le superfici di scorrimento curvilinee.

Alcune analisi sono invece state condotte attraverso la definizione prestabilita della superficie di scorrimento attraverso l'uso della modalità chiamata “Fully specified”, nella quale si possono definire una o più linee rappresentanti le superfici di scorrimento.

Il problema è stato affrontato partendo dal caso in cui il livello del fiume si trovava in condizioni di secca e la falda nell'intorno (lato golena e lato campagna), è stata desunta dalle indagini geognostiche effettuate in sito.

L'analisi della sezione con livello del fiume in piena è stata condotta in due diversi modi, uno con livello della falda dal livello di piena con inclinazione ad 1/5 come prescritto da indicazioni normative, e l'altro con un'analisi più accurata e realistica.

Il secondo tipo di analisi ha comportato l'utilizzo del modulo SEEP/W della GEO-SLOPE© International Ltd. (Calgary, Alberta, Canada), in cui si è studiata la filtrazione in regime stazionario per ricavare l'andamento della linea di falda all'interno dell'arginatura e per tener conto in maniera più accurata delle forze di filtrazione.

Si sono condotte anche delle analisi di stabilità in condizione di svaso rapido, cioè in condizioni di rapido svuotamento del serbatoio (sovrappressioni interstiziali non dissipate) dal livello di massima piena ad un livello d'acqua prossimo alla secca.

In tutti i modelli utilizzati si è condotta l'analisi attraverso un'analisi parametrica di vari fattori che possono influenzare la stabilità dell'opera.

Si riporta di seguito la Tabella 8 che riassume i valori dei parametri inseriti nel modello nelle varie analisi.

Unità	$\gamma$	$\varphi$ [°]			$C_u$ [kPa]			K <sub>h</sub>	K <sub>v</sub>
		75%	100%	125%	75%	100%	125%		
B	19	21	28	35	45	60	75	1,5E-08	7,5E-09
ARGINE	19	21,75	29	36,25	60	80	100	5,0E-07	5,0E-07
C	18,5	18,75	25	31,25	37,5	50	62,5	7,0E-07	3,5E-07
A	19,5	24,75	33	41,25	-	-	-	4,3E-06	4,3E-06

Tabella 8: Valori dei parametri utilizzati nelle analisi di stabilità

## 9.2 Modello fiume in secca

Come prima analisi di stabilità si è deciso di modellare il problema in condizioni di fiume in secca, questa situazione rappresenta la condizione richiesta dalla normativa di fine costruzione dell'opera.

L'andamento della falda è stato desunto dalle indagini geognostiche effettuate in sito, più precisamente analizzando la profondità di chiusura del foro.

Il problema è stato modellato come riportato in Figura 46.

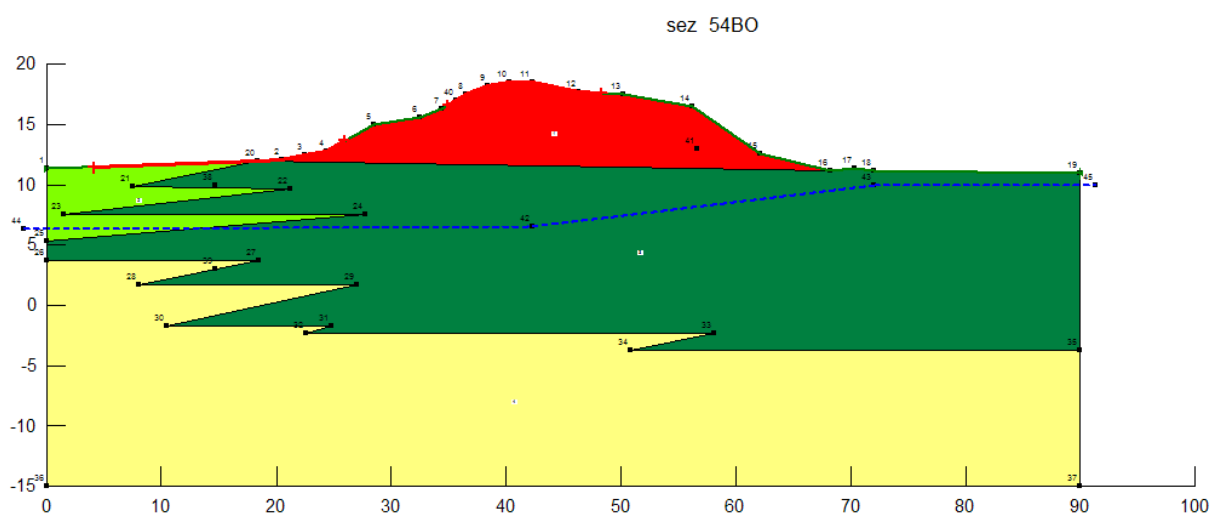


Figura 46: Modello dell'argine in condizione di fiume in secca

Il livello di falda è stato raccordato tra le tre informazioni derivanti dalle CPTU nelle quali l'altezza della falda era rispettivamente, dal piano di posa della prova, di 4 metri, 12 metri e 1 metro procedendo dalla golena al lato campagna.

Quello che ne deriva è l'andamento rappresentato in Figura 46 (linea color blu).

Su questo modello è stata condotta un'analisi parametrica che prende in considerazione cambiamenti singoli dei parametri dei materiali di fondazione e del rilevato arginale, modificando i parametri secondo un aumento o una diminuzione del 25% del valore derivante dalla caratterizzazione geotecnica.

Si riporta in Tabella 9 un riassunto delle analisi eseguite, dei parametri utilizzati e dei rispettivi fattori di sicurezza trovati.

Obiettivo	Prop. Meccaniche Argine	Prop. Meccaniche Terr. Fondazione	Presenza Strada	Falda Esterna	Altezza argine	FS interno	FS esterno
Car. meccaniche	100%	100%	NO	1m da p.c.	100%	2,093	1,674
	75%	75%	NO	1m da p.c.	100%	1,524	1,218
	125%	125%	NO	1m da p.c.	100%	2,724	2,183
Car. meccaniche terr. fondazione	100%	75%	NO	1m da p.c.	100%	1,713	1,454
	100%	125%	NO	1m da p.c.	100%	2,178	1,755
Car. meccaniche corpo	75%	100%	NO	1m da p.c.	100%	1,581	1,273
	125%	100%	NO	1m da p.c.	100%	2,308	1,95
Presenza della strada	100%	100%	SI	1m da p.c.	100%	2,093	1,674
	100%	75%	SI	1m da p.c.	100%	1,713	1,432
	75%	100%	SI	1m da p.c.	100%	1,581	1,273

Tabella 9: Parametri utilizzati nell'analisi con falda in secca e relativi fattori di sicurezza

Si riportano di seguito i grafici che rappresentano l'andamento del coefficiente di sicurezza al variare dei parametri per ogni proprietà modificata. Tutto questo per capire meglio quali cambiamenti influenzano maggiormente la stabilità dell'opera.

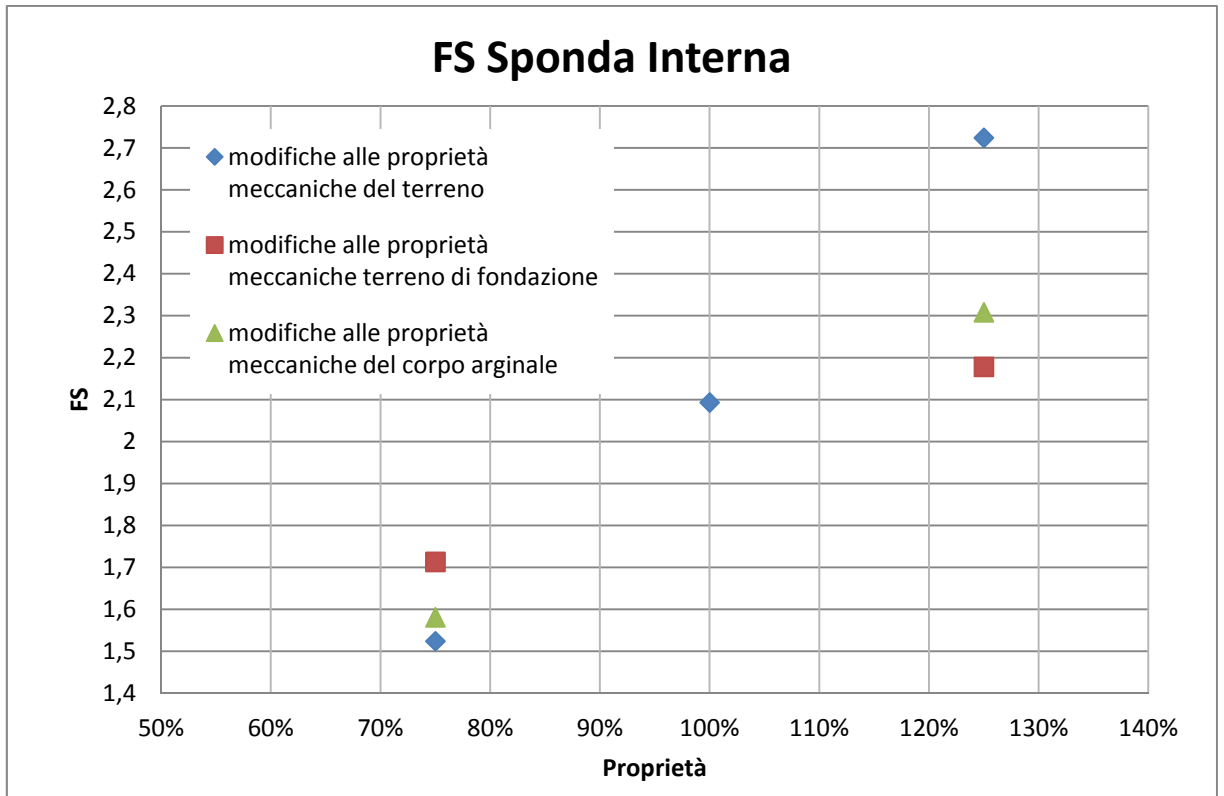


Figura 47: Andamento del FS della sponda interna in funzione delle proprietà analizzate

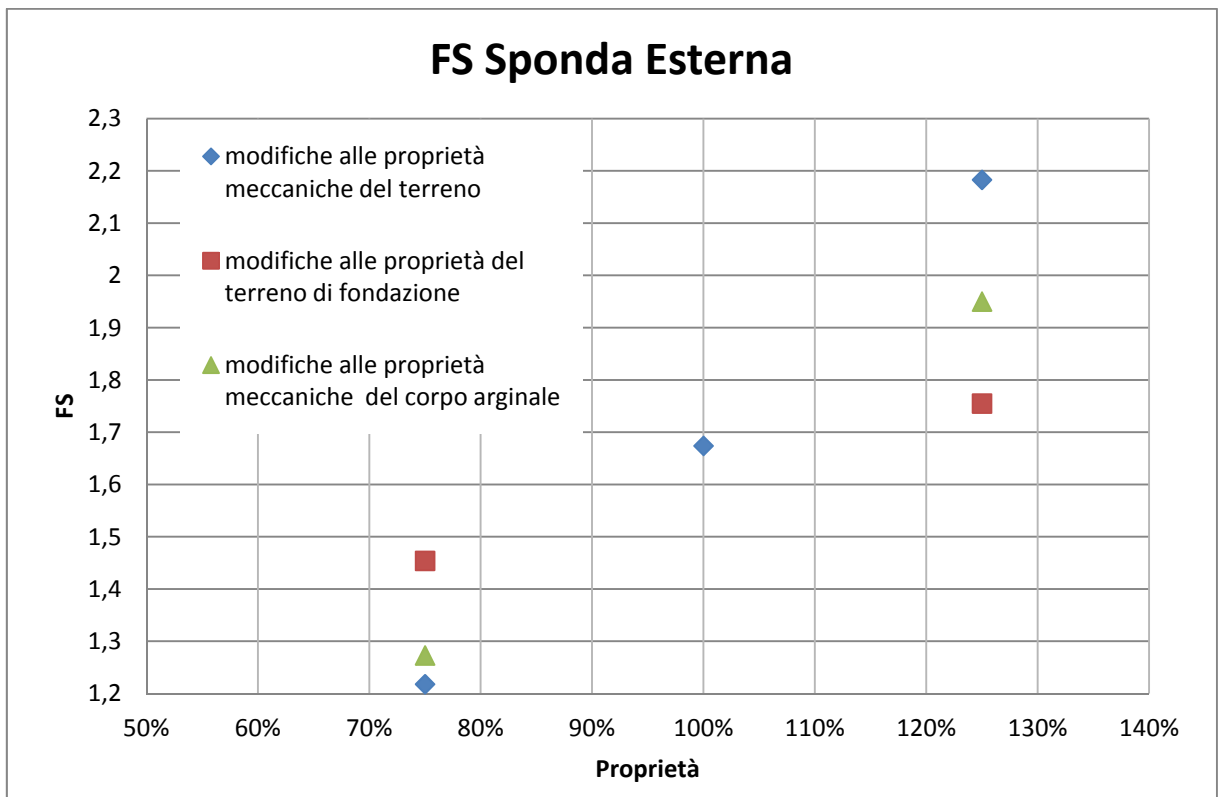


Figura 48: Andamento del FS della sponda esterna in funzione delle proprietà analizzate

Dalla Figura 47 e dalla Figura 48 si nota che:

- Modificando le caratteristiche meccaniche del terreno (sia quello formante l'argine che quello di fondazione), il risultato ci mostra che ad un aumento del 25% corrisponde un aumento del 30% del coefficiente di sicurezza mentre ad un decremento del 25% corrisponde una diminuzione di circa il 27%.
- Le caratteristiche meccaniche che influenzano maggiormente la stabilità dell'opera sono i parametri meccanici dell'argine, questo si può capire dal grafico perché il coefficiente di sicurezza aumenta e diminuisce maggiormente modificando i parametri dell'argine rispetto a quelli della fondazione. Questo poteva intuirsi guardando la superficie di scorrimento nel modello infatti questa interessa maggiormente il rilevato arginale rispetto al terreno di fondazione.
- In tutte le analisi effettuate, si nota che il coefficiente di sicurezza è sempre maggiore di quello imposto da normativa per questa condizione di carico (FS=1,2)

In questa condizione di carico si è voluto inoltre simulare la presenza della strada; questa si è modellata come sovraccarico di 20 KPa. Questo valore è derivato da un veloce calcolo, considerando il peso dei componenti della strada mediamente di 18-20 KN/m<sup>3</sup>, moltiplicato per uno spessore medio di 1 metro.

Si riporta di seguito il modello utilizzato (Figura 49) e l'andamento dei coefficienti di sicurezza (Tabella 10) al variare delle proprietà meccaniche dell'argine e del terreno di fondazione.

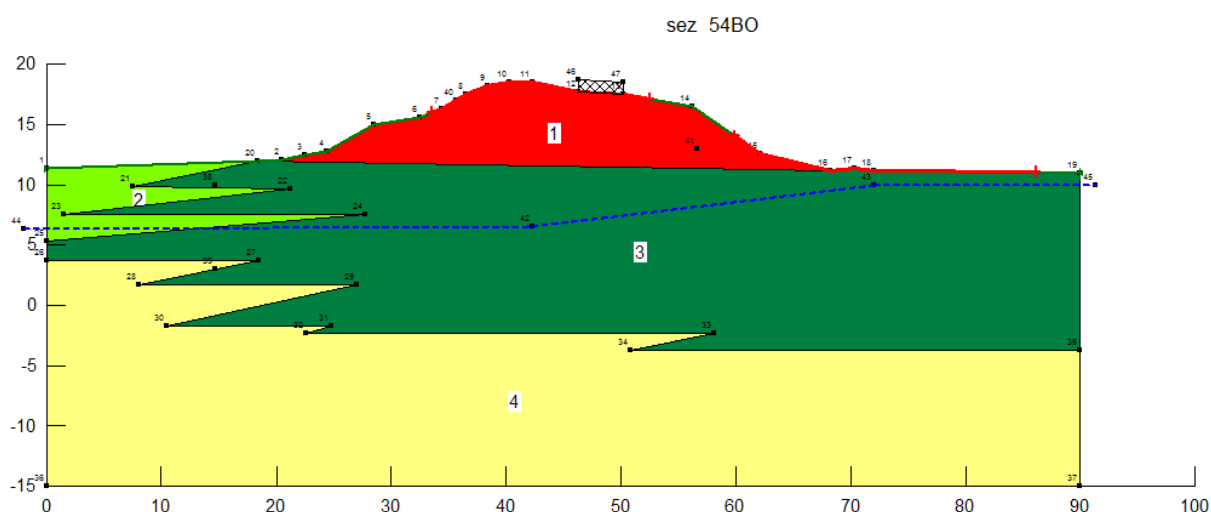


Figura 49: Modello dell'argine con presenza del sovraccarico che simula l'esistenza della strada

Obiettivo	Prop. Meccaniche Argine	Prop. Meccaniche Terr. Fondazione	Presenza Strada	Falda Esterna	Altezza argine	FS interno	FS esterno
Presenza della strada	100%	100%	SI	1m da p.c.	100%	2,093	1,674
	100%	75%	SI	1m da p.c.	100%	1,713	1,432
	75%	100%	SI	1m da p.c.	100%	1,581	1,273

Tabella 10: Parametri utilizzati nell'analisi con falda in secca e presenza della strada e relativi fattori di sicurezza

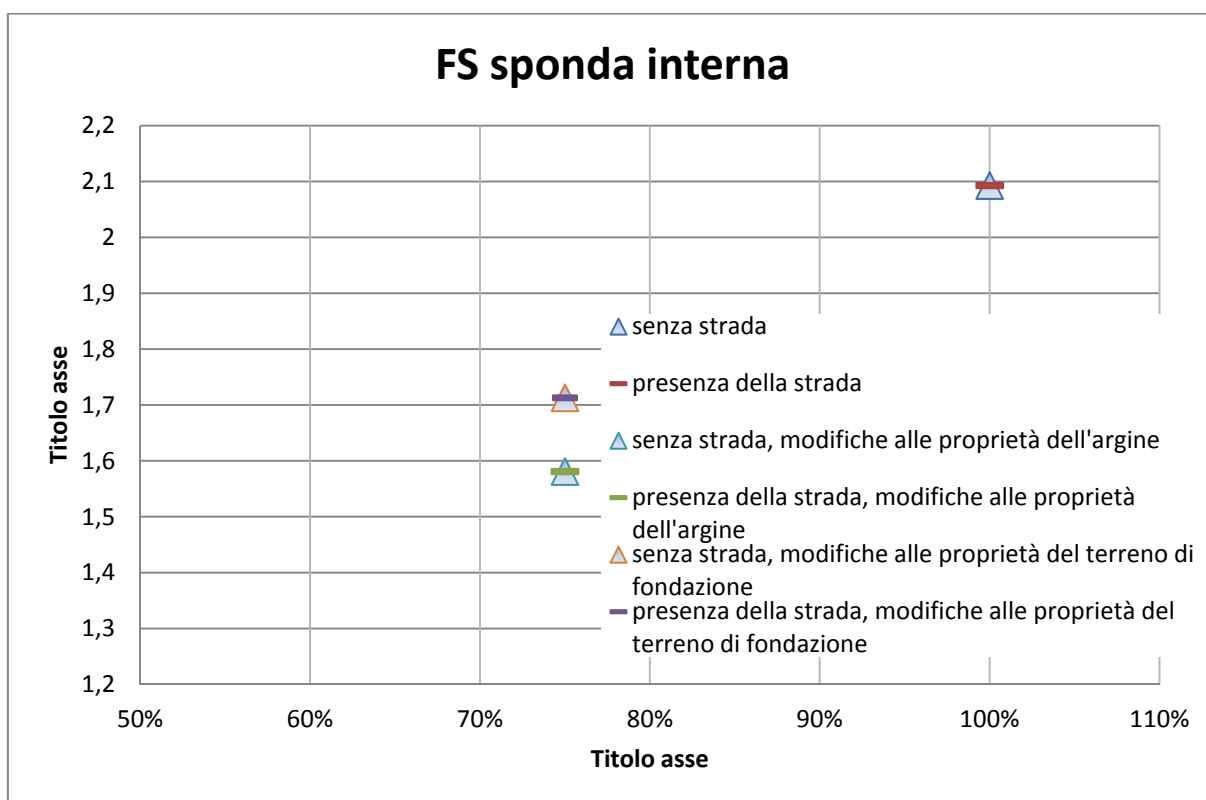
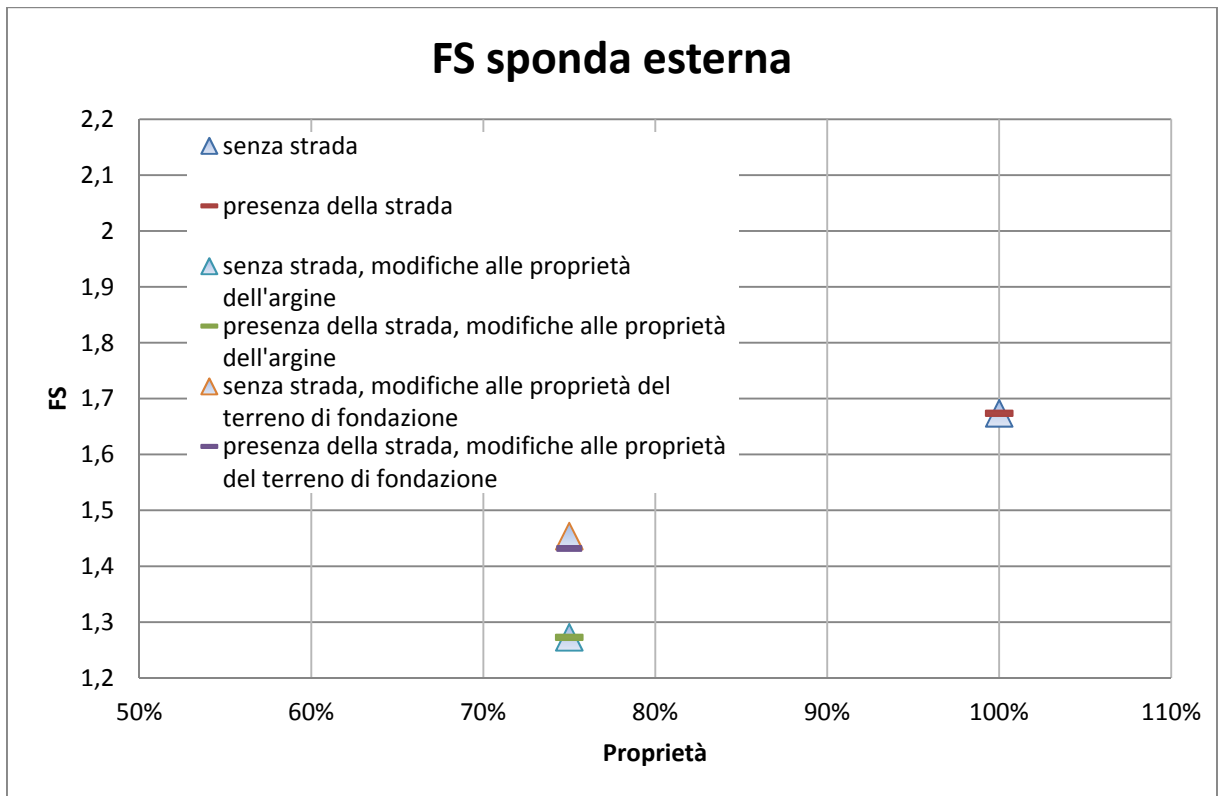


Figura 50: Andamento del FS della sponda interna in funzione della presenza della strada e delle proprietà analizzate



**Figura 51: Andamento del FS della sponda esterna in funzione della presenza della strada e delle proprietà analizzate**

Come si può osservare dalla Figura 50 e dalla Figura 51, l'esistenza del sovraccarico dovuto alla presenza della strada non influisce minimamente nella stabilità del rilevato; infatti, confrontando i FS dei casi analizzati, questi non subiscono cambiamenti né di geometria della superficie di scorrimento né di valore del coefficiente di sicurezza.

Si riportano di seguito alcuni output grafici relativamente alle analisi svolte e descritte precedentemente in questo capitolo. Per una visione completa delle analisi svolte si rimanda all'allegato n.5.



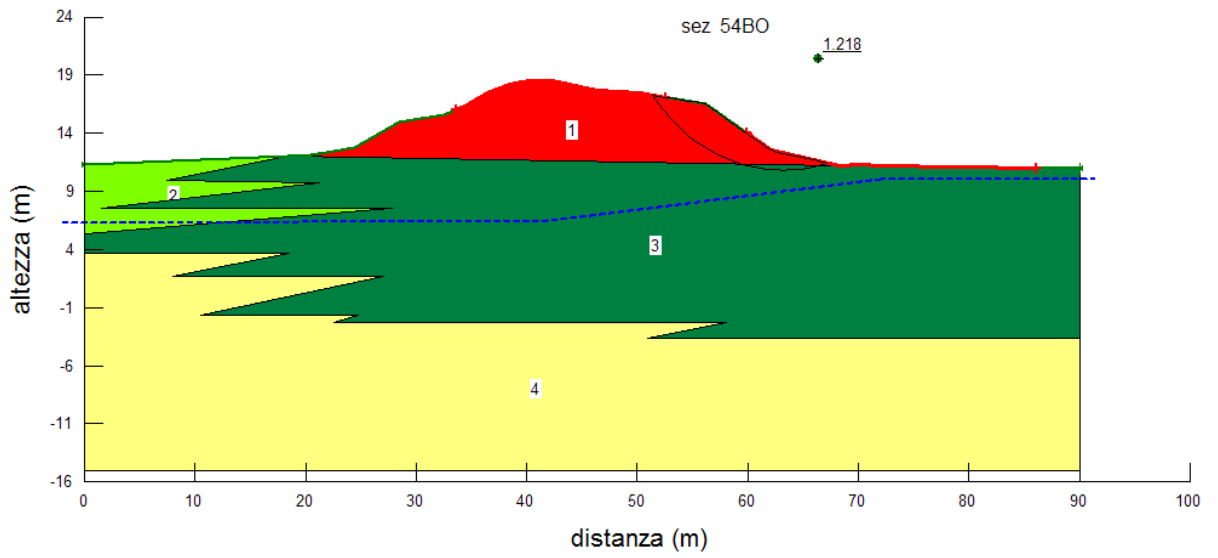


Figura 52: Risultato grafico dell'analisi di stabilità, parametri dei materiali ridotti del 75%, FS=1,218

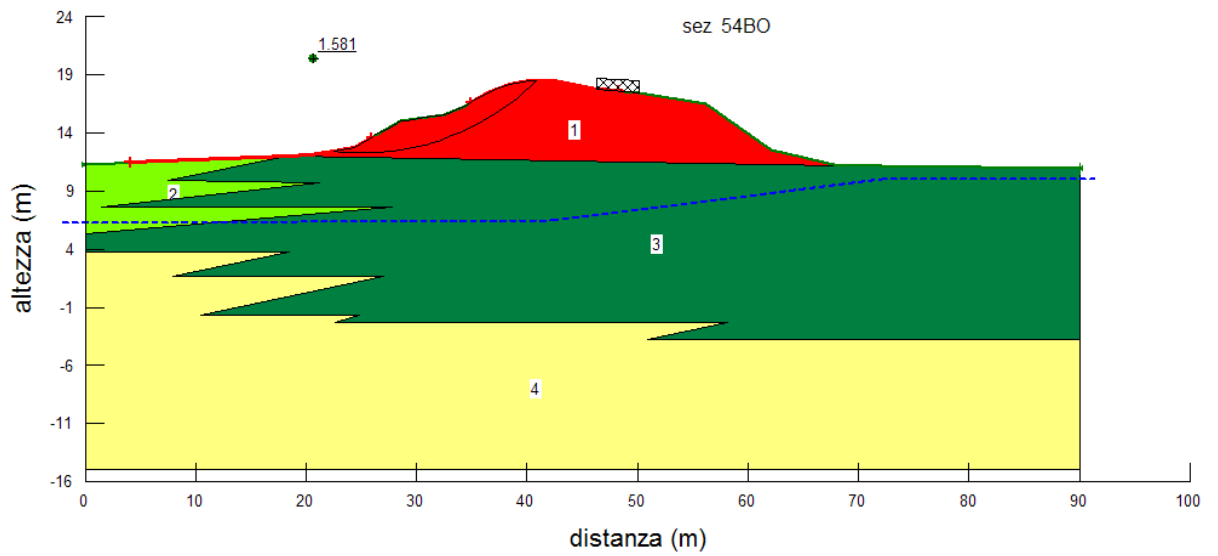


Figura 53: Risultato grafico dell'analisi di stabilità, parametro dell'argine ridotto del 75% e presenza della strada, FS=1,581

### 9.3 Modello con fiume in Piena

Si procede ora con la verifica di stabilità dell'argine in condizione di massima piena del livello del fiume.

Questa situazione rappresenta proprio la verifica data da normativa riferita alla condizione di massimo invaso per cui il coefficiente di sicurezza deve essere maggiore di 1,4.

Questa analisi è stata affrontata in due diversi modi, differenti tra loro per la posizione della linea della falda che si instaura all'interno del corpo arginale.

Nel primo caso, si è preso il livello di falda inclinato di 1/5 ÷ 1/6 come prescrive la normativa riguardante questa materia.

Nel secondo caso, invece, si è utilizzato il modulo SEEP/W della GEO-SLOPE© International Ltd. (Calgary, Alberta, Canada), per trovare l'andamento della linea piezometrica all'interno dell'arginatura e per tenere conto nell'analisi di stabilità di forze di filtrazione più accurate.

Il livello di piena utilizzato per le analisi è stato preso dai modelli provenienti dal catasto dell'Autorità di Bacino del Fiume Po, nello specifico quello della sezione 60 A (riportata in Figura 54).

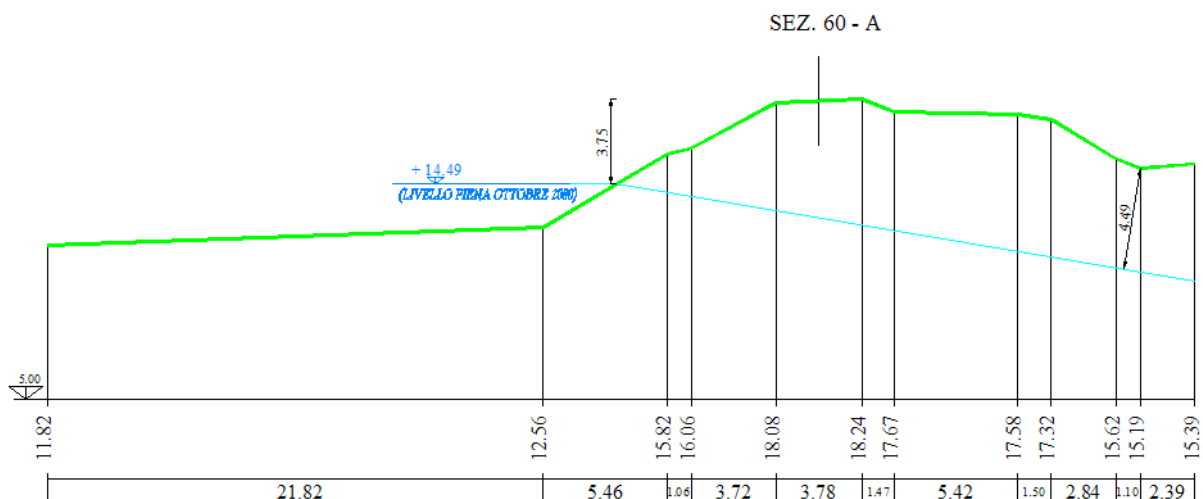


Figura 54: Sezione 60 A proveniente dal catasto dell'Autorità di Bacino del Fiume Po

In questo database vi sono indicazioni sulle quote del livello di massima piena del fiume.

In Figura 54 si riporta il livello del fiume durante la piena dell'ottobre 2000 in cui è arrivato a 14.49 m sul livello medio del mare (s.l.m.).

Vengono inoltre fornite indicazioni sulle quote del livello di piena per le verifiche delle arginature.

- Piena  $Tr=200$  anni : 16.95 m
- Piena SIMPO 82 : 16.75 m

Si è presa in considerazione la sezione storica 60 A poiché è la più vicina alla sezione S\_54 BO, si può vedere in Figura 55 la vicinanza delle due sezioni.

Per l'analisi di stabilità è stata presa l'altezza di piena maggiore tra le due fornite, questo per verificare la sezione nella condizione più gravosa.

Si riporta di seguito la trattazione completa dei due metodi, sempre comunque attraverso un approccio parametrico.

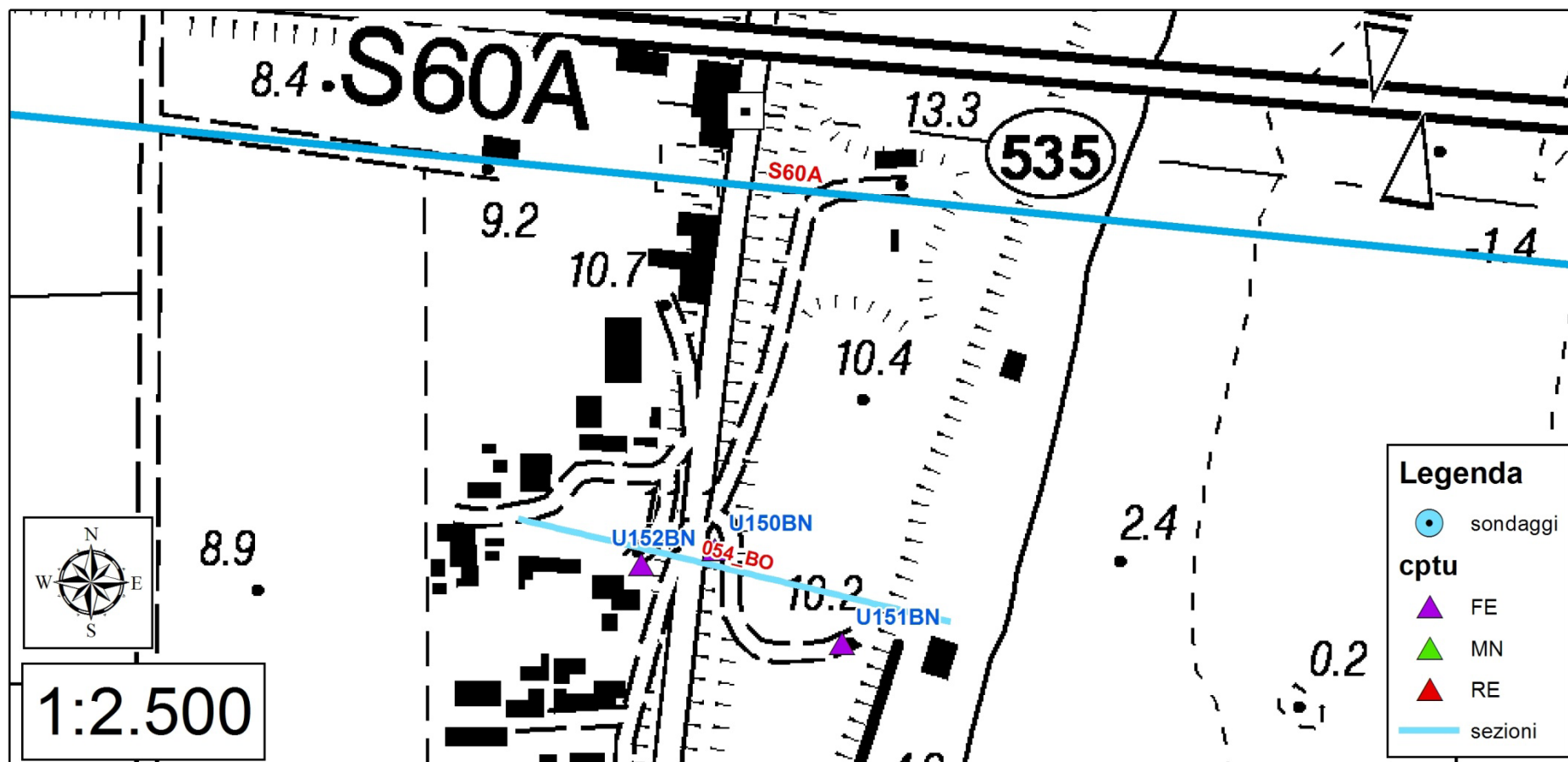


Figura 55: Inquadramento della sezione storica 60A e della sezione 54BO su CTR 1:2500

### 9.3.1 Falda con inclinazione prestabilita

In questa analisi si è seguita l'indicazione data da normativa secondo la quale bisogna considerare, all'interno dell'arginatura, l'inclinazione della linea di falda a  $1/5 \div 1/6$  dal livello di massima piena.

Si riportano in Tabella 11 le analisi svolte.

Obiettivo	Prop. Meccaniche Argine	Prop. Meccaniche Terr. Fondazione	Presenza Strada	Falda Esterna	Cadente	FS interno	FS esterno
Car. meccaniche	100%	100%	NO	1m da p.c.	1 su 5	2,107	1,388
	75%	75%	NO	1m da p.c.	1 su 5	1,551	1,013
	125%	125%	NO	1m da p.c.	1 su 5	2,76	1,802
Car. meccaniche terr. fondazione	100%	75%	NO	1m da p.c.	1 su 5	1,771	1,101
	100%	125%	NO	1m da p.c.	1 su 5	2,312	1,619
Car. meccaniche corpo arginale	75%	100%	NO	1m da p.c.	1 su 5	1,69	1,194
	125%	100%	NO	1m da p.c.	1 su 5	2,377	1,487
Presenza della strada	100%	100%	SI	1m da p.c.	1 su 5	2,126	1,385
	100%	75%	SI	1m da p.c.	1 su 5	1,771	1,101
	75%	100%	SI	1m da p.c.	1 su 5	1,69	1,194
quota falda esterna	100%	100%	NO	a p.c.	1 su 5	2,216	1,34
quota falda esterna	100%	75%	NO	a p.c.	1 su 5	1,771	1,065
cadente	100%	100%	NO	a p.c.	1 su 6	2,099	1,218
	100%	75%	NO	a p.c.	1 su 6	1,763	0,966

Tabella 11: Parametri utilizzati nell'analisi con falda in piena e relativi fattori di sicurezza

Come nelle analisi effettuate in precedenza, sono stati analizzati i coefficienti di sicurezza derivanti dalle modifiche ai valori dei parametri dei materiali e dal sovraccarico dovuto alla presenza dell'asse stradale.

Si è voluto inoltre analizzare le conseguenze sul fattore di sicurezza dell'innalzamento della quota di falda esterna all'argine (lato campagna) e del cambiamento di inclinazione del livello di falda.

Di seguito si riportano i grafici che descrivono l'andamento dei fattori di sicurezza in queste situazioni.

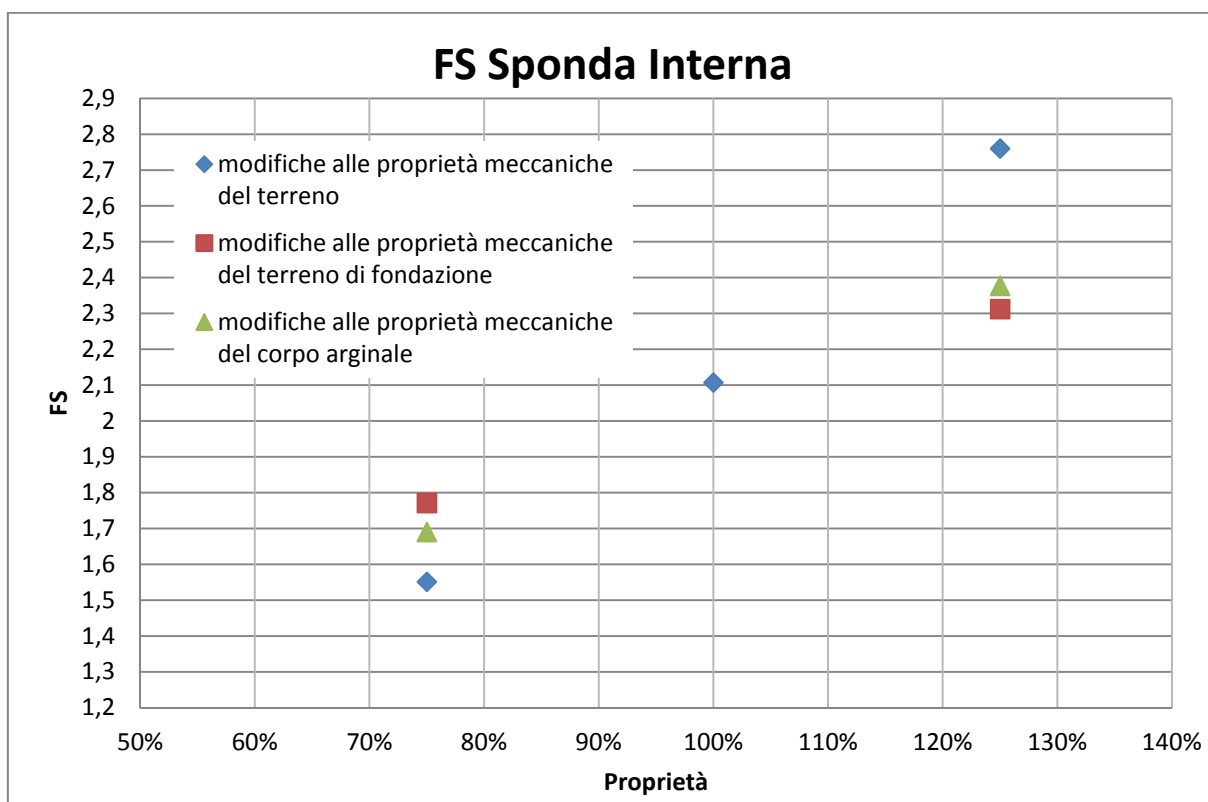


Figura 56: Andamento del FS della sponda interna con massimo invaso in funzione delle proprietà analizzate

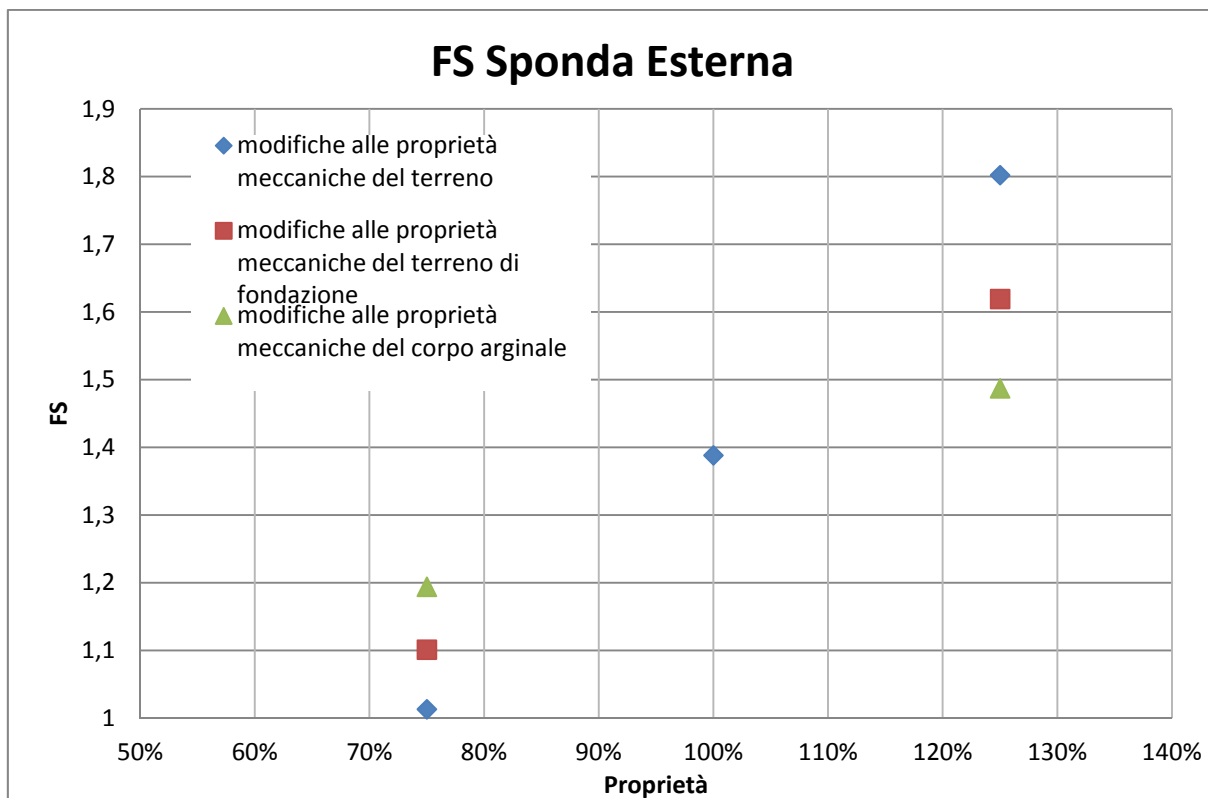


Figura 57: Andamento del FS della sponda esterna con massimo invaso in funzione delle proprietà analizzate

Osservando la Figura 56 e la Figura 57 si può dire che:

- Le condizioni più critiche sono sempre nella sponda esterna (lato campagna) e la presenza della falda influisce poco sulla stabilità del rilevato. La presenza della falda aumenta del 1% il FS nella sponda interna rispetto al caso senza falda, mentre diminuisce di circa il 20% nella parte esterna. L'aumento del FS è determinato dalla presenza dell'acqua che ha un'azione stabilizzante poiché aumenta il termine delle forze stabilizzanti nell'analisi dell'equilibrio.

Nella sponda lato campagna, invece, il coefficiente cala poiché il peso delle forze stabilizzanti diminuisce a causa della presenza dell'acqua nel terreno. In Figura 58 ed in Figura 59 si possono vedere le superfici di scorrimento di questi due casi.
- Aumentando del 25% le proprietà del terreno, si ha un aumento del 30% del fattore di sicurezza; diminuendole del 25%, si ha invece un abbassamento del 28% del fattore di sicurezza. Come nel caso precedente, i parametri che influenzano maggiormente il coefficiente di sicurezza sono quelli relativi alle proprietà meccaniche dell'argine.

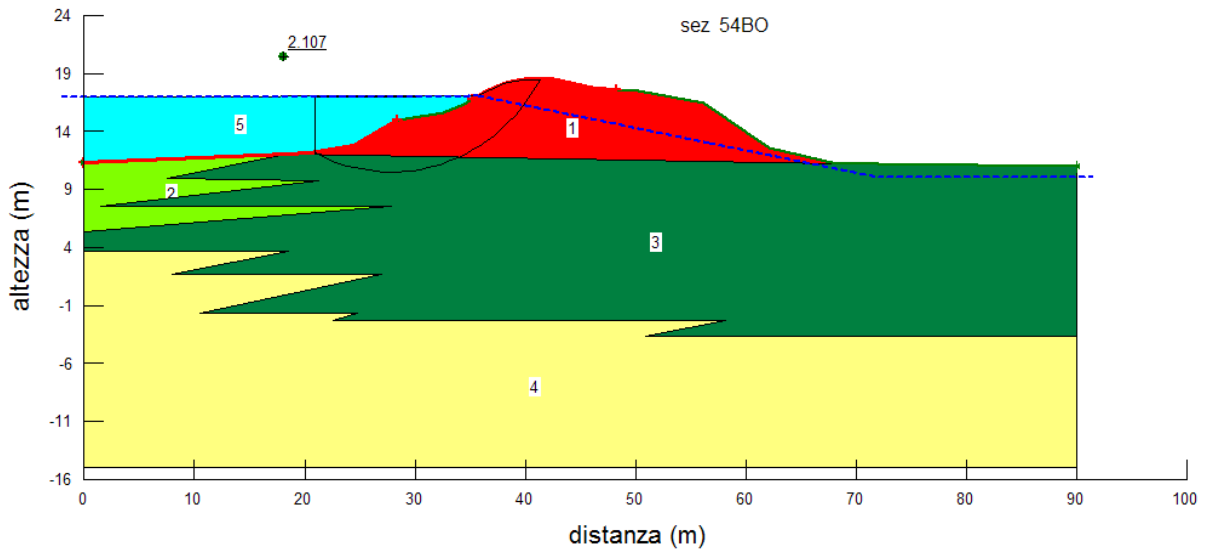


Figura 58: Risultato grafico dell'analisi di stabilità, FS=2,107

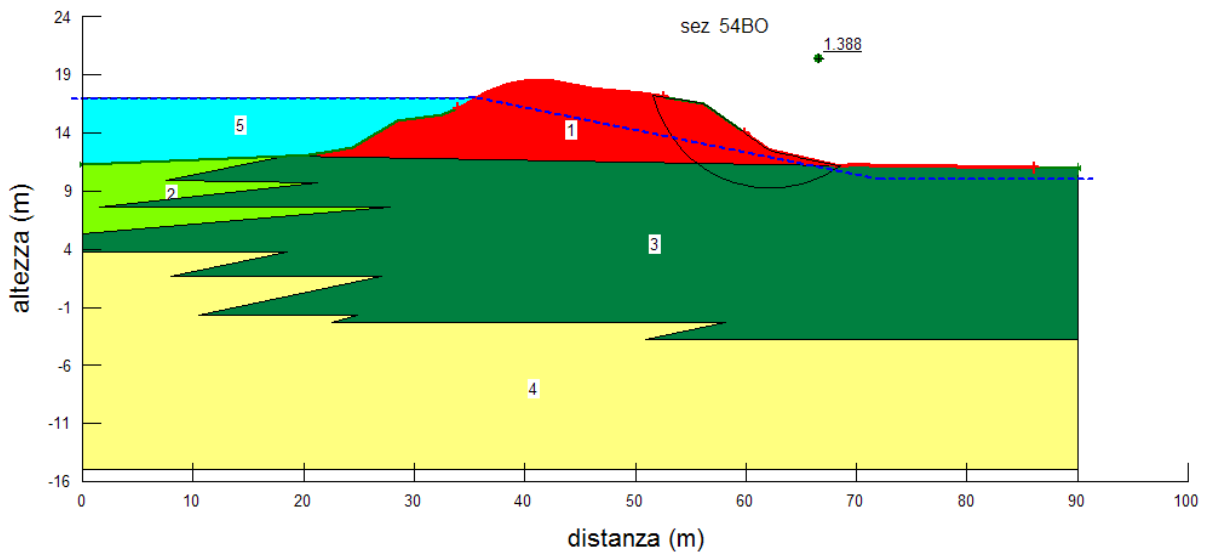


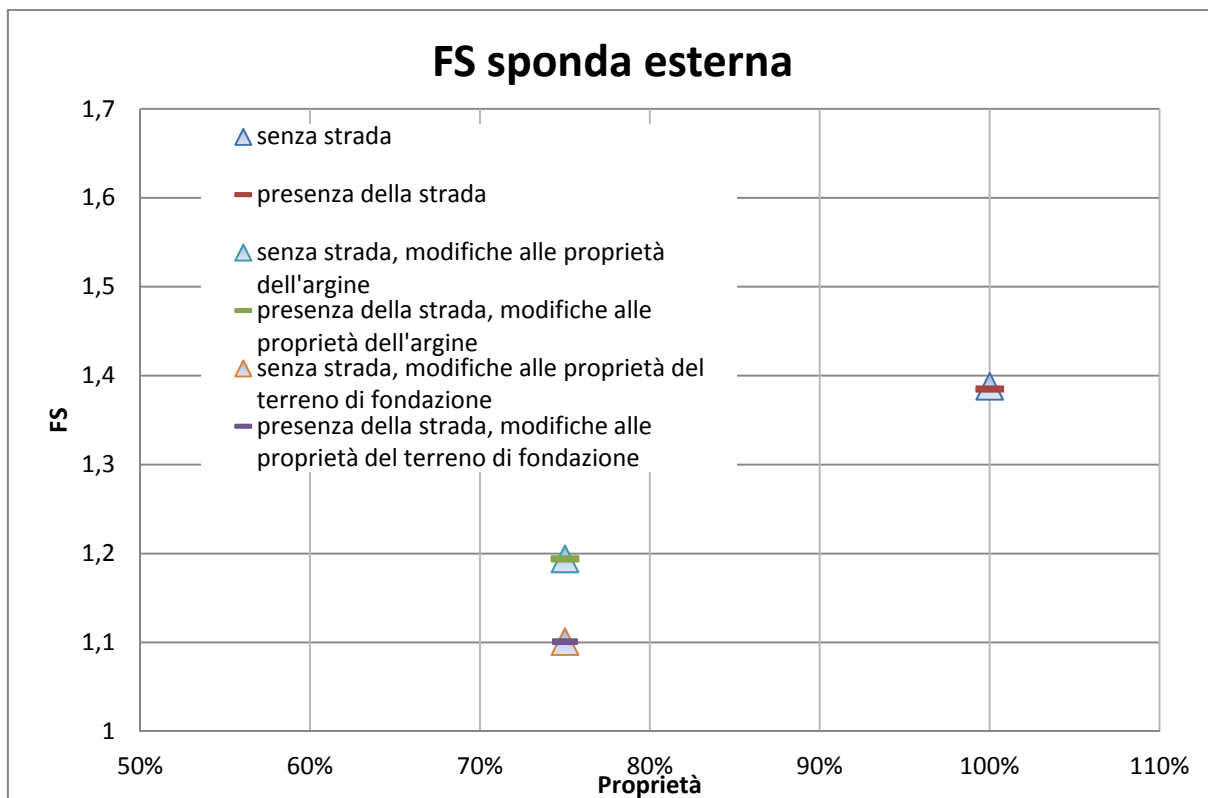
Figura 59: Risultato grafico dell'analisi di stabilità, FS=1,388

Si è voluto analizzare anche il caso con il sovraccarico che rappresenta la strada; si sono ottenuti dati in linea con le analisi fatte per il precedente modello.

Si è giunti quindi alla conclusione che la presenza della strada con il proprio carico di 20 KPa non influenza la stabilità dell'opera.

Si riporta in Figura 60 il grafico che dimostra la validità dell'affermazione precedente.





**Figura 60: Andamento del FS della sponda esterna in funzione della presenza della strada e delle proprietà analizzate**

Ulteriori analisi si sono svolte prendendo in considerazione la falda; più precisamente, si sono analizzati due parametri: l'inclinazione della falda e l'altezza della falda nel lato campagna.

In Tabella 12 si riportano le analisi effettuate ed i relativi fattori di sicurezza.

Obiettivo	Prop. Meccaniche Argine	Prop. Meccaniche Terr. Fondazione	Falda Esterna	Cadente	FS interno	FS esterno
quota falda esterna	100%	100%	a p.c.	1 su 5	2,216	1,34
quota falda esterna	100%	75%	a p.c.	1 su 5	1,771	1,065
cadente	100%	100%	a p.c.	1 su 6	2,099	1,218
	100%	75%	a p.c.	1 su 6	1,763	0,966

Tabella 12: Parametri utilizzati nell'analisi parametrica sulla falda e relativi fattori di sicurezza

Si riportano di seguito i grafici dell'andamento del coefficiente di sicurezza in funzione dell'altezza della falda esterna, rispettivamente ad 1 metro dal piano campagna e a piano campagna.

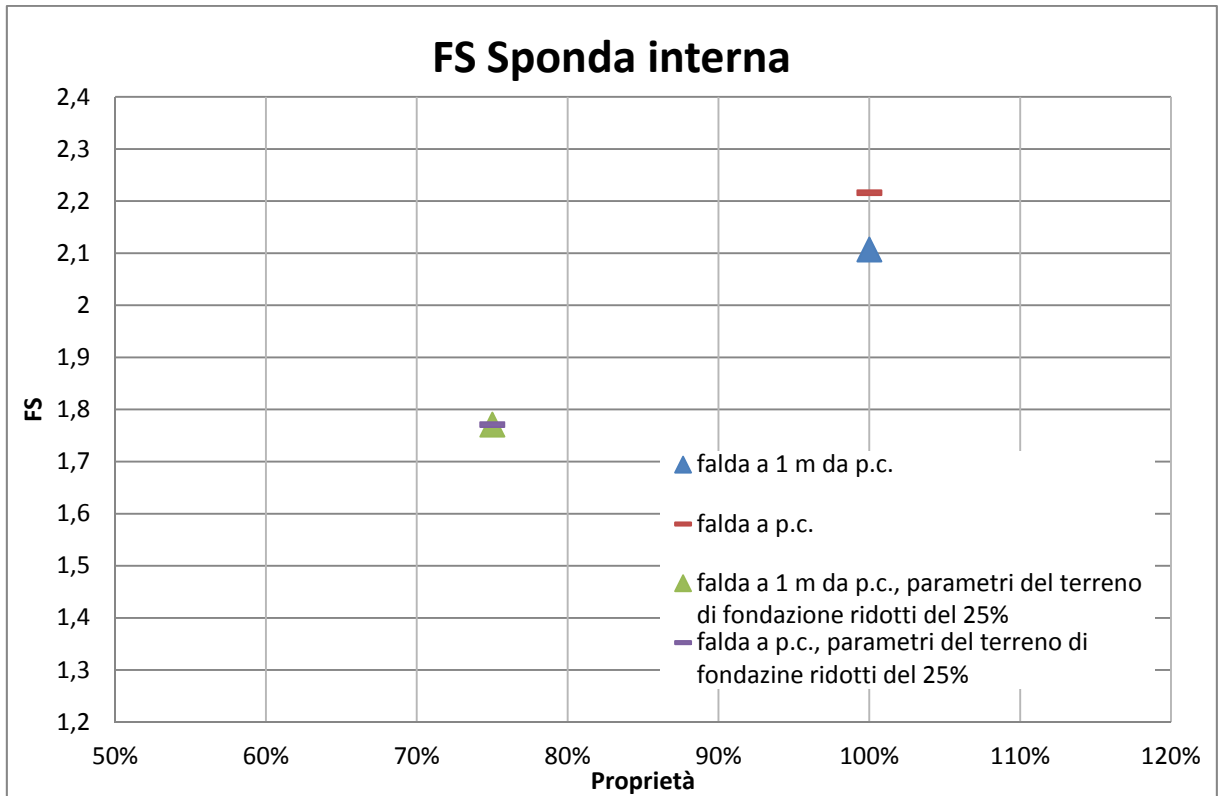


Figura 61: Andamento del FS della sponda interna in funzione della altezza della falda a lato campagna e delle proprietà analizzate

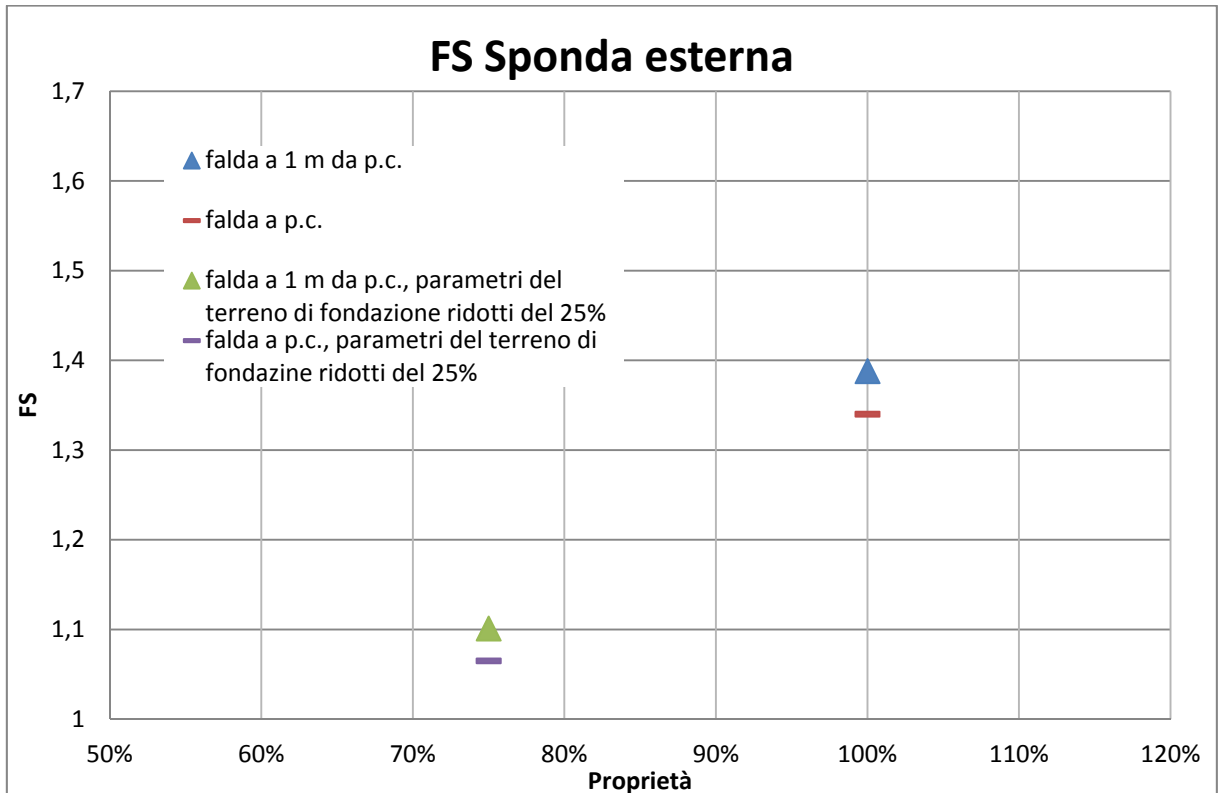
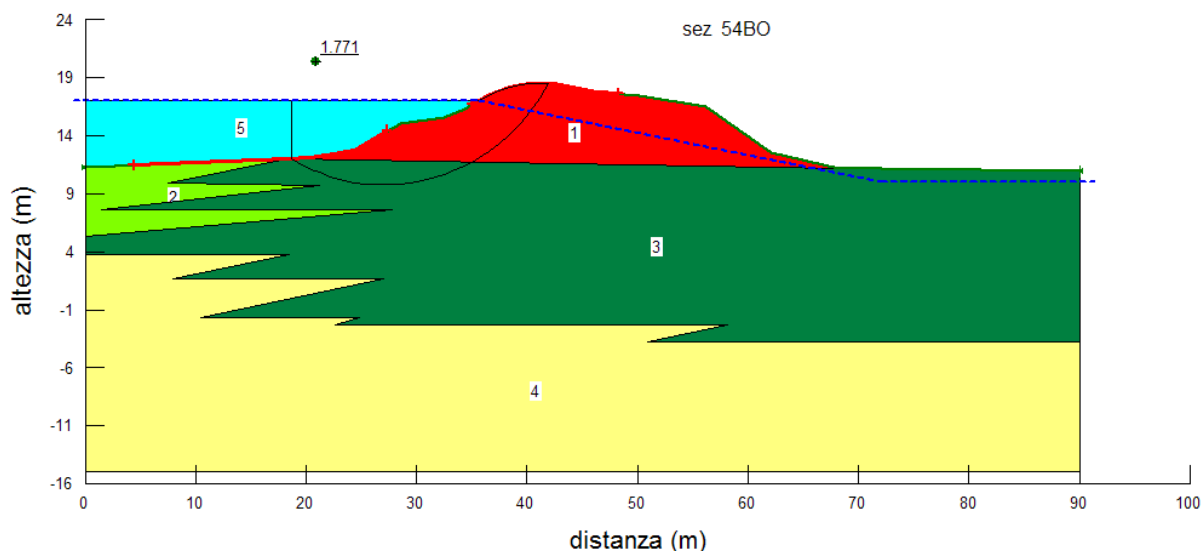


Figura 62: Andamento del FS della sponda esterna in funzione della altezza della falda a lato campagna e delle proprietà analizzate

A livello di sponda interna, non vi sono cambiamenti importanti nel coefficiente di sicurezza ( $\leq 5\%$ ) in tutti i casi riportati nelle precedenti figure.

Il coefficiente di sicurezza è sempre maggiore di 1,4 (coefficiente dato da normativa) e perciò la verifica è soddisfatta; si riporta di seguito uno dei modelli analizzati.



**Figura 63: Risultato grafico dell'analisi di stabilità, falda a 1 m da p.c., parametri dei terreni di fondazione ridotti del 25%, FS=1,771**

Analizzando l'andamento dei fattori di sicurezza della sponda esterna, si osserva la stessa insensibilità al cambiamento del livello di falda a lato campagna. Si può affermare che il modello è poco sensibile al cambiamento di questo parametro.

Presumibilmente si avrebbero cambiamenti maggiori se la falda si abbassasse, provocando di conseguenza un aumento del coefficiente di sicurezza.

L'altra analisi svolta riguardante la falda è il cambiamento di pendenza della stessa.

Si è passati da un'inclinazione a 1/5 del livello di falda all'interno dell'argine ad una inclinazione di 1/6, comportando quindi una maggiore presenza di acqua e, quindi, una probabile diminuzione del coefficiente di sicurezza.

Di seguito sono riportati i grafici riguardanti questa analisi.

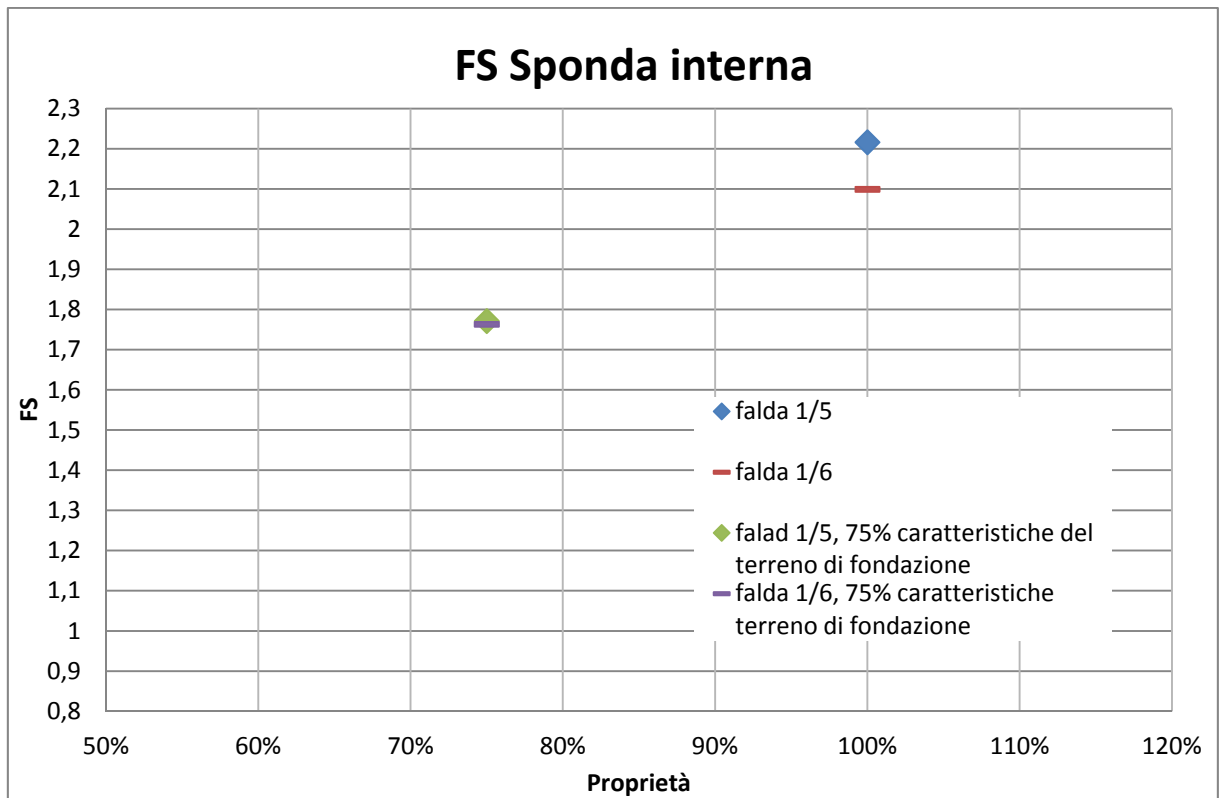


Figura 64: Andamento del FS della sponda interna in funzione della pendenza della falda e delle proprietà analizzate

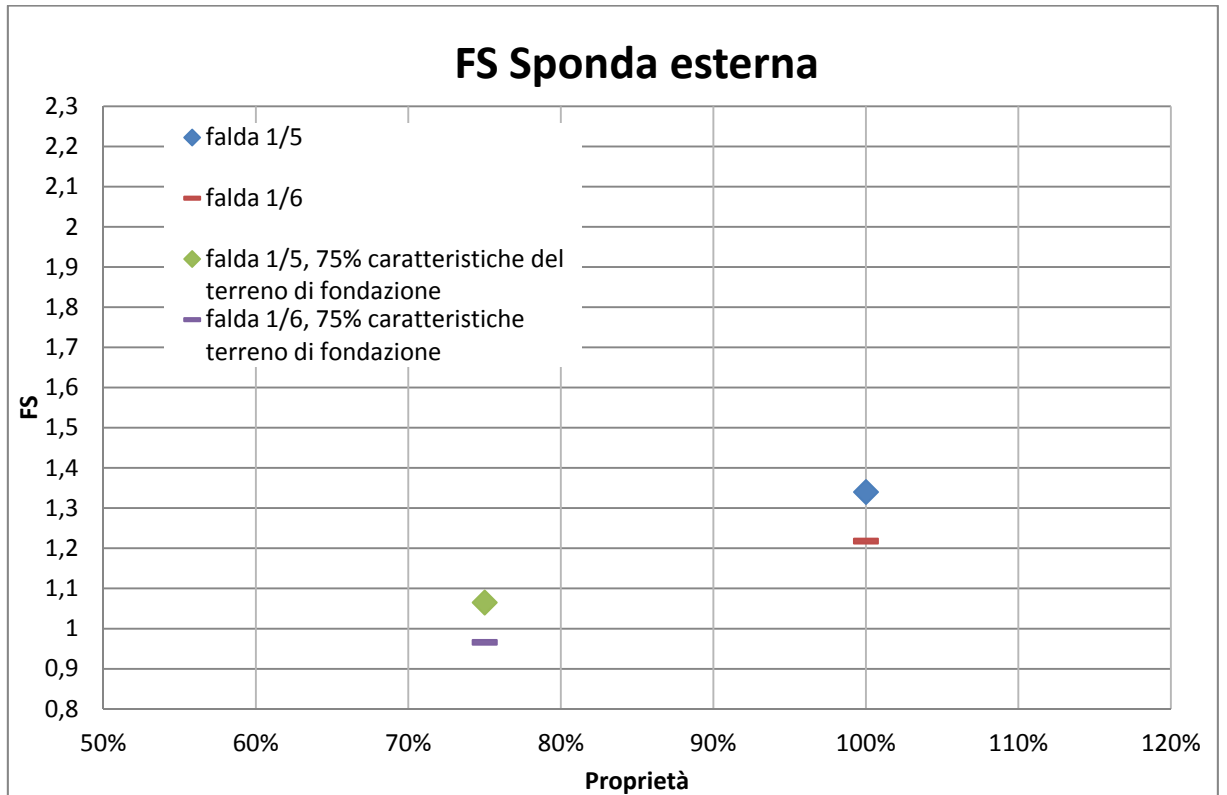
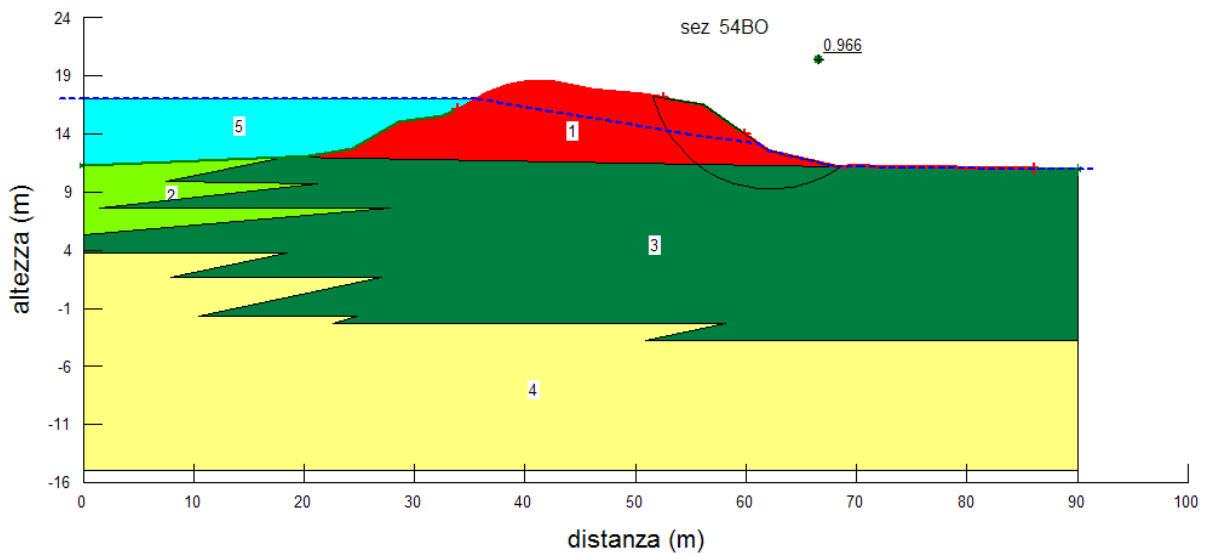


Figura 65: Andamento del FS della sponda esterna in funzione della pendenza della falda e delle proprietà analizzate

Osservando la Figura 64, si può affermare che il modello nella sponda interna non subisce variazioni significative diminuendo l'inclinazione della falda; in queste condizioni questo comportamento era prevedibile, vista la bassa influenza del livello della falda, poiché la presenza del peso dell'acqua invasata rende il fattore di sicurezza alto ed invariabile ai cambiamenti del livello falda nel corpo arginale.

Discorso analogo per la sponda esterna; in questa situazione però si segnala che il coefficiente di sicurezza è basso e addirittura va sotto l'unità nell'analisi con i parametri del terreno di fondazione diminuiti del 25% (FS=0,966).

Di seguito si riporta il modello rappresentante questa condizione di carico (Figura 66).



**Figura 66: Risultato grafico dell'analisi di stabilità, falda inclinata ad 1/6, parametri dei terreni di fondazione ridotti del 25%, FS=0,966**

Il fattore di sicurezza minore dell'unità indica che il pendio nelle condizioni analizzate non sarebbe in equilibrio, questo perché le forze stabilizzanti sono inferiori a quelle destabilizzanti.

### 9.3.2 Modello con falda ricavata da analisi di filtrazione

Si è voluto analizzare il problema della filtrazione nel corpo arginale in maniera più realistica utilizzando lo specifico modulo SEEP/W della GEOSLOPE, che permette di calcolare il moto di filtrazione (in condizioni stazionarie o in regime transitorio) dell'acqua in un generico modello, impostando a seconda del caso le condizioni al contorno e definendo alcuni particolari parametri dei materiali.

L'analisi effettuata si pone come obiettivo di simulare al meglio il reale comportamento della filtrazione nell'argine, tenendo presente questo: se si utilizzasse un'analisi in regime transitorio, i vantaggi derivanti dall'analisi stessa andrebbero a scontrarsi con l'indeterminatezza dei parametri richiesti. È quindi di difficile valutazione il vantaggio che comporterebbe un'analisi del genere, avendo poca sensibilità nei confronti dei parametri necessari all'analisi.

Per queste motivazioni, si è scelto quindi di analizzare il problema in regime stazionario, più semplice e con ipotesi maggiori ma più gestibile.

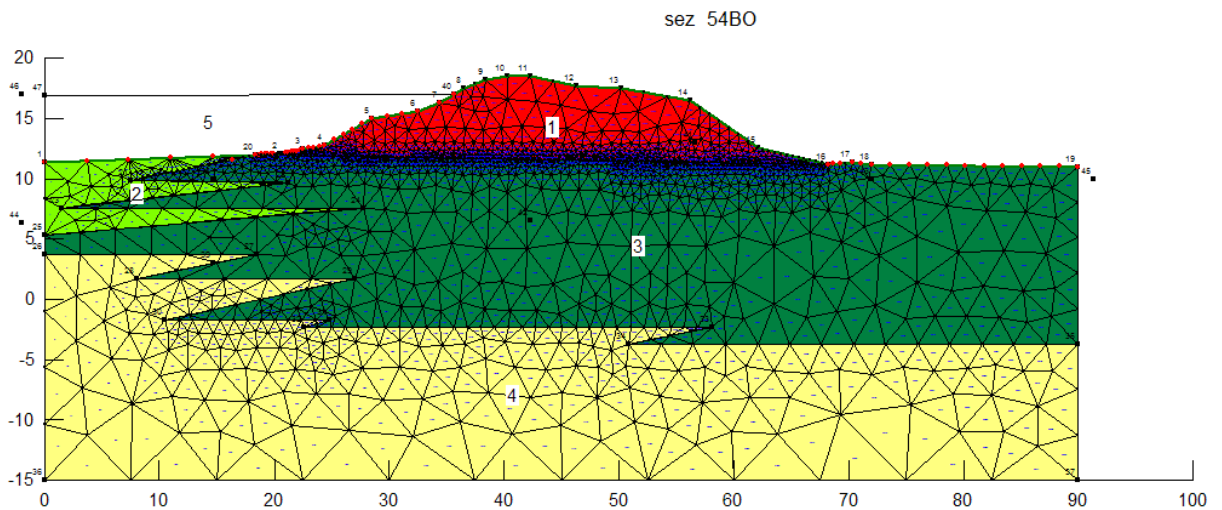
Per modellare il problema in regime stazionario c'è bisogno di definire la permeabilità dei materiali modellati; nella

Tabella 8 sono riportati i valori utilizzati.

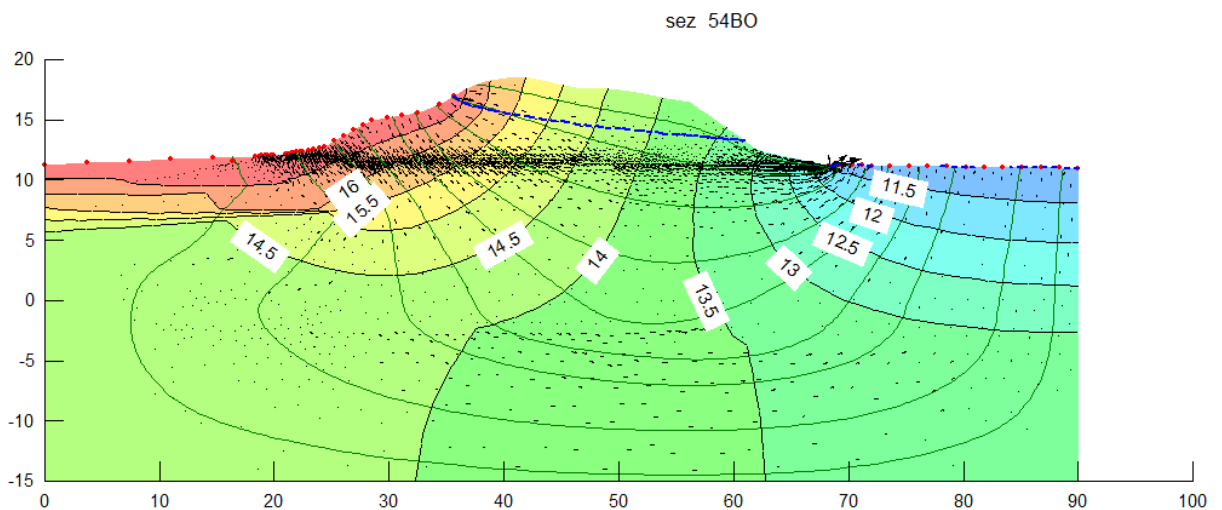
I valori utilizzati sono stati desunti confrontando i dati di letteratura e il database del programma. Il valore del coefficiente di permeabilità verticale ( $K_v$ ) è stato definito come  $K_v=0,5 \cdot K_h$ .

Il programma per poter svolgere l'analisi necessita anche delle condizioni al contorno di natura idraulica; in questo caso sono stati assunti il livello di invaso del fiume (lato golena) pari al livello di massima piena 16,95 m s.l.m. mentre, a lato campagna, si è assunto il livello di falda a piano campagna.

Si riporta di seguito la modellazione del problema (Figura 67) e la soluzione in termini di reticolo di filtrazione (Figura 68).



**Figura 67: Modello utilizzato per l'analisi della filtrazione**



**Figura 68: Risultato grafico dell'analisi di filtrazione**

In questo programma è possibile utilizzare i risultati di un'analisi di un modulo e utilizzarli come input nell'analisi con un altro modulo; si è così utilizzato il precedente risultato (Figura 68) dell'analisi di filtrazione (da SEEP/W) come input per l'analisi di stabilità (con SLOPE/W).

Il risultato è riportato in Figura 69 ed in Figura 70 e mostra la superficie di scorrimento più critica rispettivamente in sponda interna ed in sponda esterna.



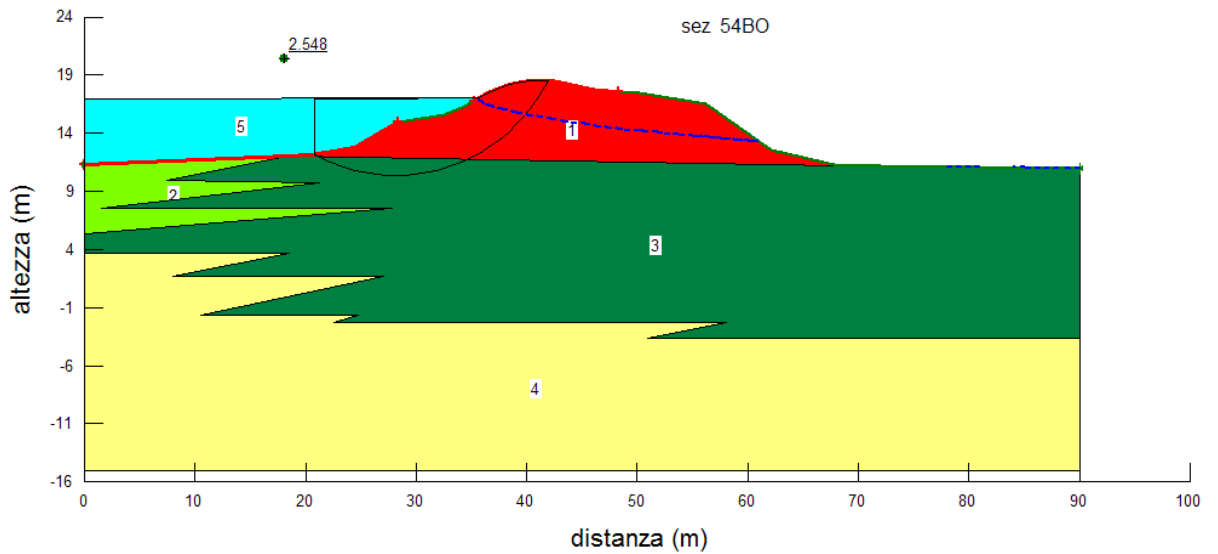


Figura 69: Risultato grafico dell'analisi di stabilità, falda nell'arginatura derivante dall'analisi di filtrazione, FS=2,548

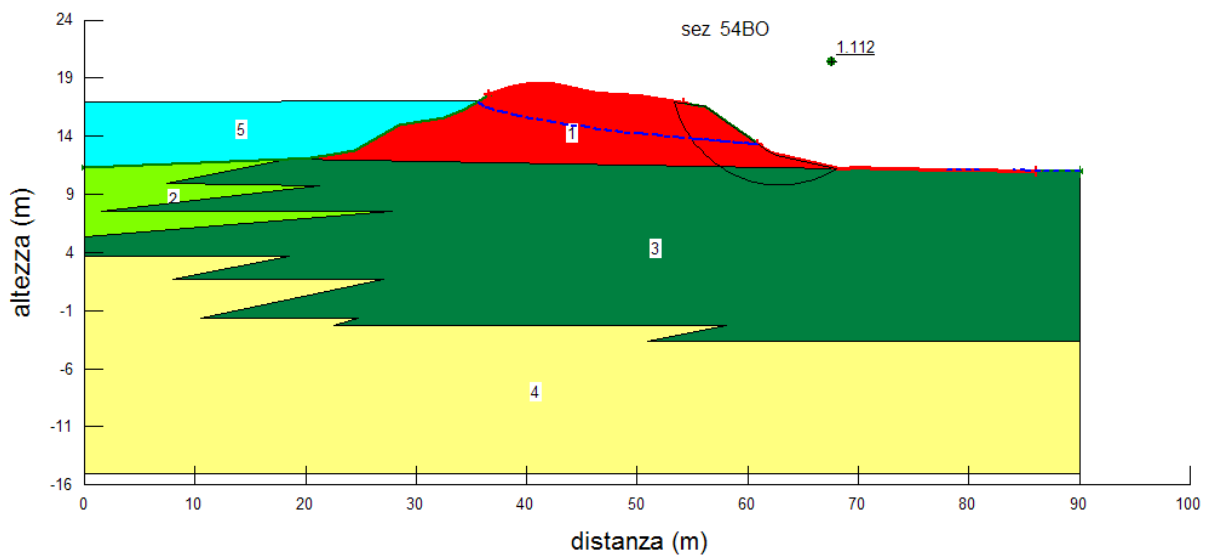


Figura 70: Risultato grafico dell'analisi di stabilità, falda nell'arginatura derivante dall'analisi di filtrazione, FS=1,112

Per poter confrontare questi risultati con un modello utilizzato in precedenza per vedere l'effetto dell'uso del reticolo di filtrazione, si è dovuta fare un'analisi in cui si è scelta arbitrariamente la superficie di scorrimento e si è analizzato su di essa il coefficiente di sicurezza. Il programma permette di fare ciò utilizzando il metodo di definizione della superficie di scivolamento chiamato "Fully Specified".

Si riporta di seguito la Tabella 13 che riassume i parametri utilizzati.

Obiettivo	Prop. Meccaniche Argine	Prop. Meccaniche Terr. Fondazione	Presenza Strada	Falda Esterna	Altezza argine	Falda in sabbia	Cadente	FS interno	FS esterno
falda da seep	100%	100%	NO	a p.c.	100%	da seep	da seep	2,548	1,112
superficie di scorrimento	100%	100%	NO	a p.c.	100%	da freatica	1 su 5	2,262	1,693
superficie di scorrimento	100%	100%	NO	a p.c.	100%	da seep	da seep	2,712	1,439

Tabella 13: Parametri utilizzati nell'analisi parametrica sull'influenza del reticolo di filtrazione e relativi fattori di sicurezza

Si è riportato nella Figura 71 e nella Figura 72 l'andamento del coefficiente di sicurezza al variare della definizione del livello di falda nel corpo arginale.

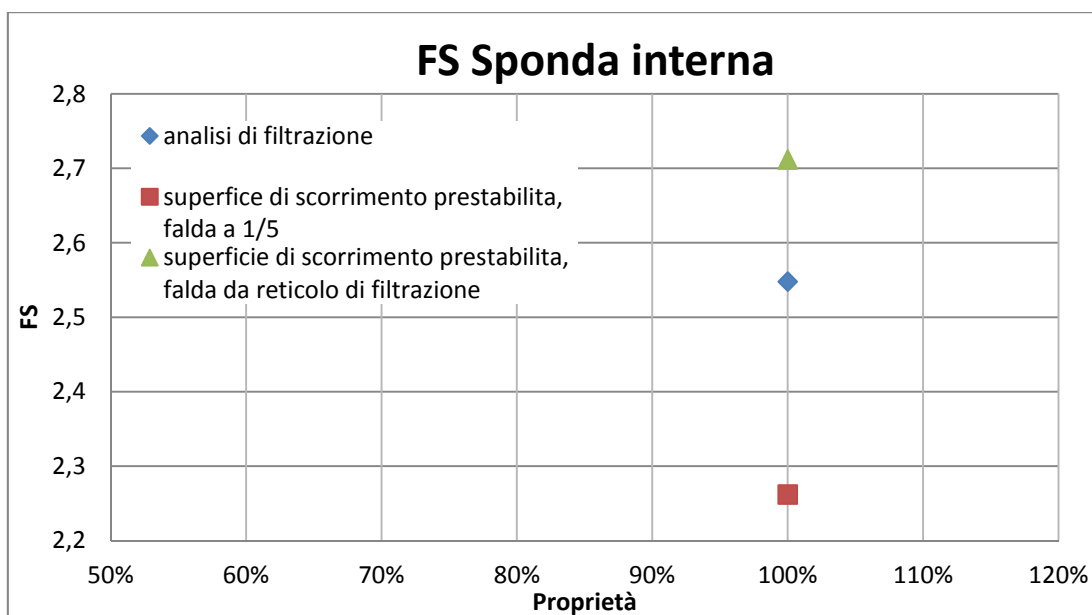


Figura 71: Andamento del FS della sponda interna

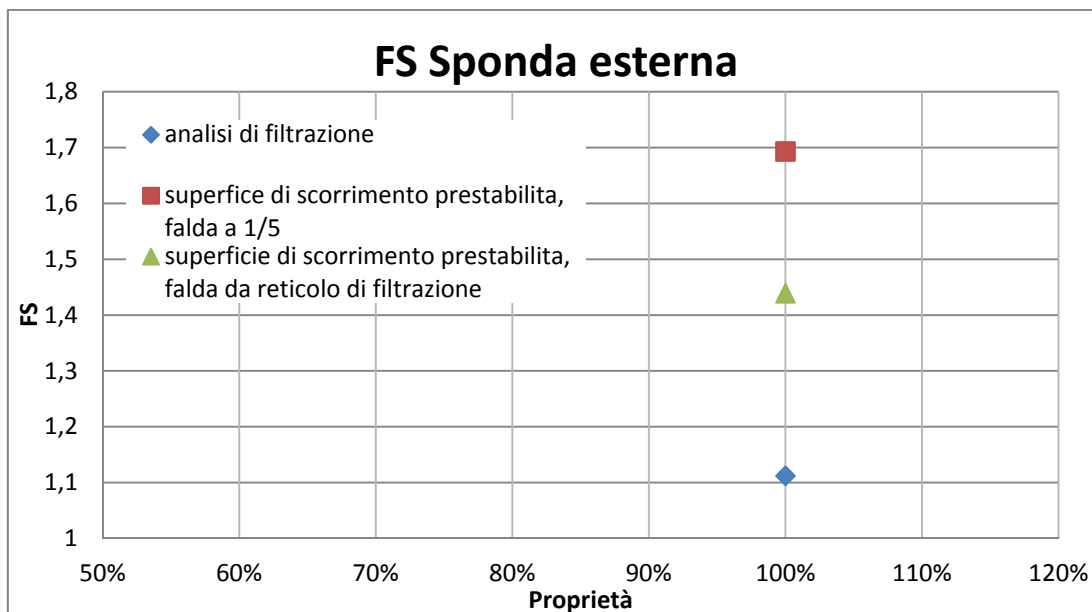


Figura 72: Andamento del FS della sponda esterna

Dai grafici precedenti si osserva che con l'utilizzo del reticolo di filtrazione si ha un aumento del FS nella scarpata interna ed un abbassamento del FS su quella esterna.

Questo è in accordo con il ragionamento sul reticolo di filtrazione, nel quale la forza di filtrazione, vista la sua direzione, provoca un incremento nelle forze stabilizzanti della sponda interna, mentre provoca un aumento nelle forze destabilizzanti della sponda esterna.

Procedendo da una modellazione più grezza ad una più realistica, si è modellata la presenza del diaframma plastico realmente esistente nella sezione S54BO.

Un diaframma plastico è un diaframma con spiccate caratteristiche di deformabilità in relazione alle sollecitazioni a cui è soggetto. È realizzato con miscele a base di cemento e bentonite; la principale funzione di questo diaframma è quella di limitare o ridurre il flusso idrico.

Il diaframma plastico in sito ha una sezione rettangolare di dimensioni 0,6 m × 15 metri con un'estensione di circa 1,3 km.

Il problema è stato modellato come riportato in Figura 73.

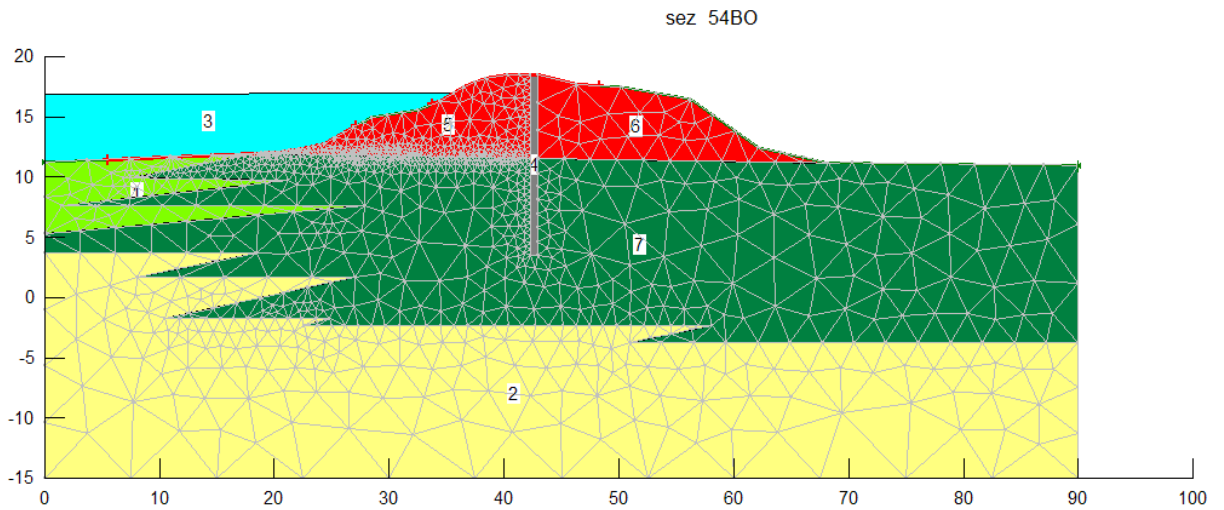


Figura 73: Modello utilizzato per l'analisi della filtrazione con la presenza del diaframma plastico

In questo modello si è chiaramente utilizzato il modulo SEEP/W per risalire al reticolo di filtrazione.

Per modellare il diaframma plastico si sono utilizzati i seguenti parametri:

Unità	$\gamma$	$\varphi$ [°]	$C_u$ [kPa]
DIAFRAMMA	20	45	100

Tabella 14: Parametri utilizzati per modellare il diaframma plastico

Si riporta in Figura 74 il modello che rappresenta il reticolo di filtrazione.

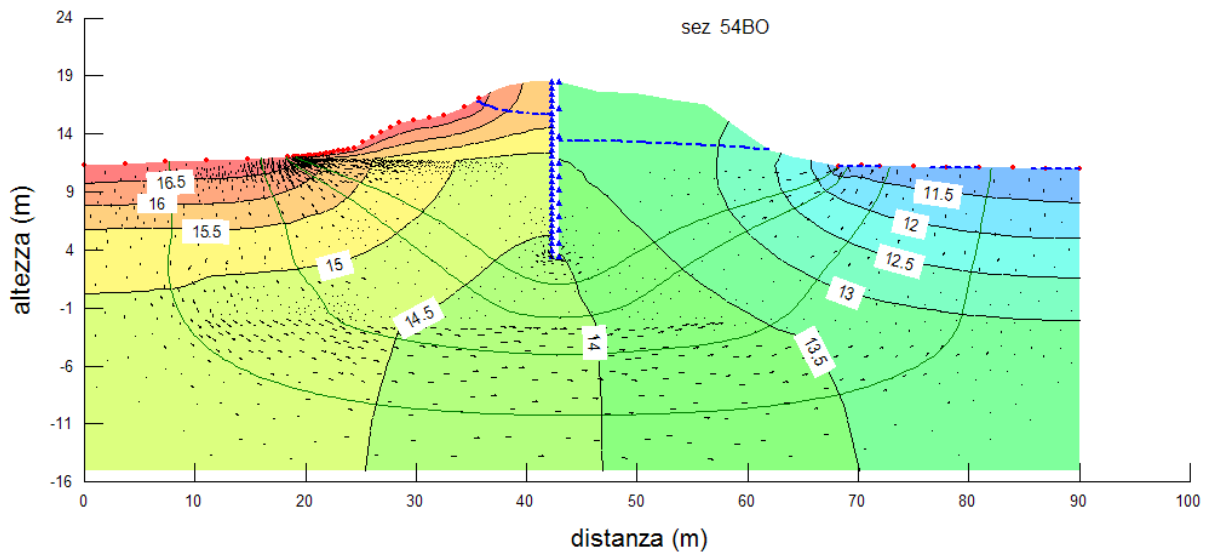


Figura 74: Risultato grafico dell'analisi di filtrazione

Utilizzando come input per l'analisi di stabilità il risultati dell'analisi di filtrazione derivante dal SEEP/W, si sono eseguiti i seguenti modelli (Tabella 15).

Obiettivo	Prop. Meccaniche Argine	Prop. Meccaniche Terr. Fondazione	Presenza diaframma plastico	FS interno	FS esterno
presenza diaframma plastico	100%	100%	SI	2,825	1,303
	75%	75%	SI	2,058	0,951
	125%	125%	SI	3,675	1,689
superficie di scorrimento prestabilita	100%	100%	NO	2,618	1,116
superficie di scorrimento prestabilita	100%	100%	SI	2,898	1,24

Tabella 15: Parametri utilizzati nell'analisi parametrica sull'influenza della presenza del diaframma e relativi fattori di sicurezza

Si è eseguita un'analisi parametrica sulle caratteristiche meccaniche del terreno del corpo arginale e del terreno di fondazione; un'analisi più significativa è però quella in cui, a parità di superficie di scorrimento, si verifica l'effetto della presenza del diaframma sulla stabilità dell'opera.

In linea teorica la presenza del diaframma plastico, anche se non armato e non con funzione di rinforzo, dovrebbe aumentare il coefficiente di sicurezza nei confronti della rottura per scivolamento.

Si riportano nelle figure sottostanti i risultati delle analisi svolte.

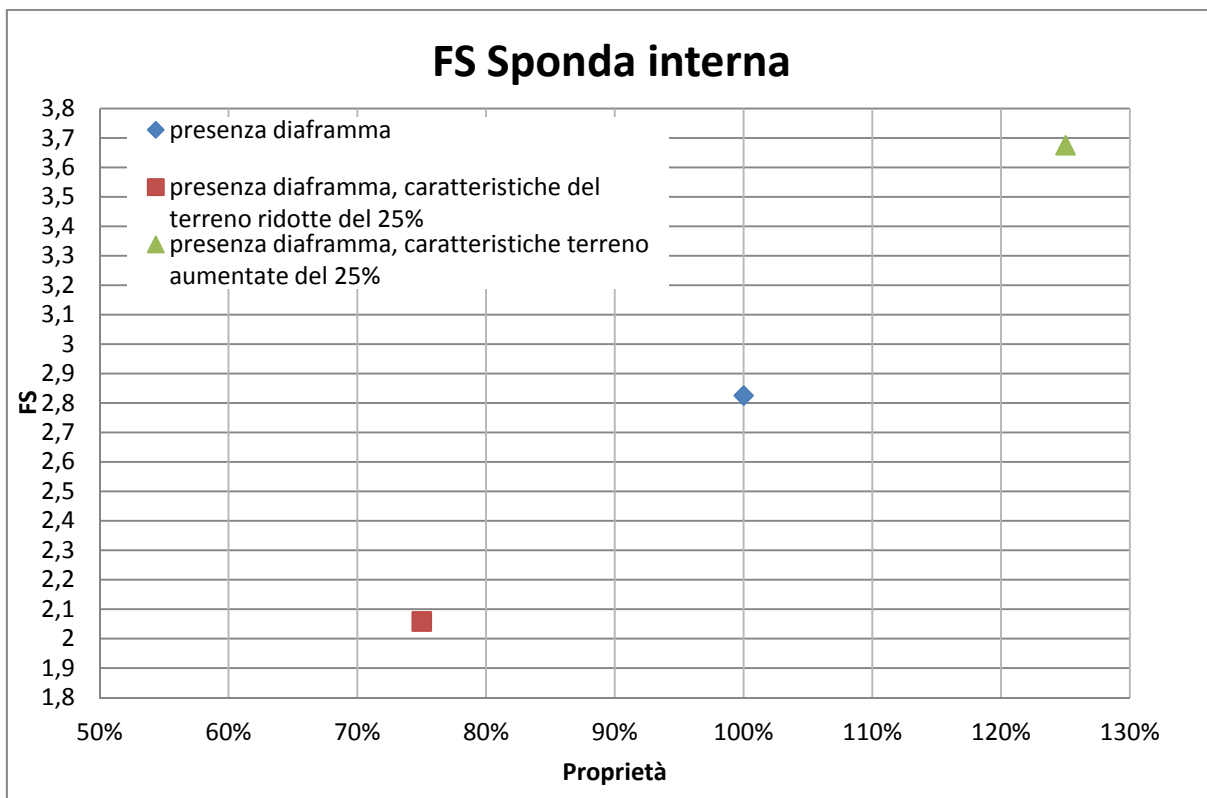


Figura 75: Andamento del FS della sponda interna in funzione della presenza del diaframma e delle proprietà analizzate

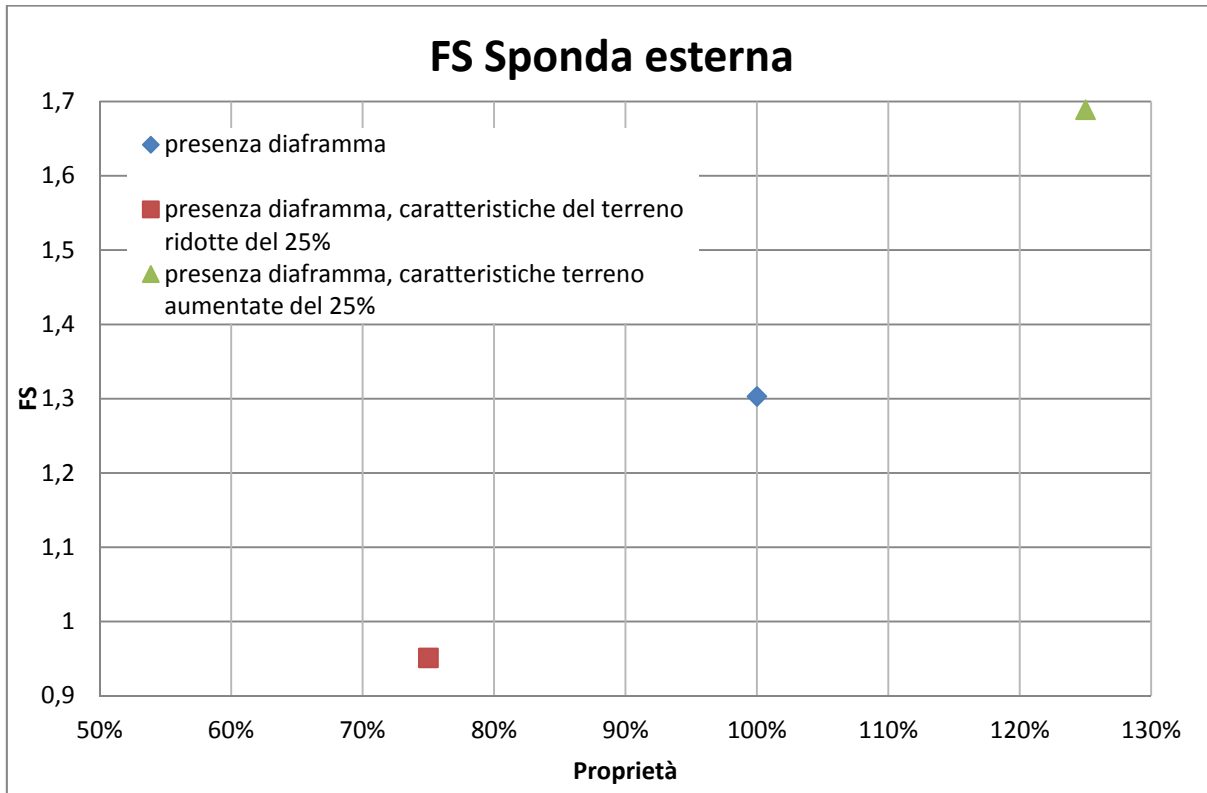
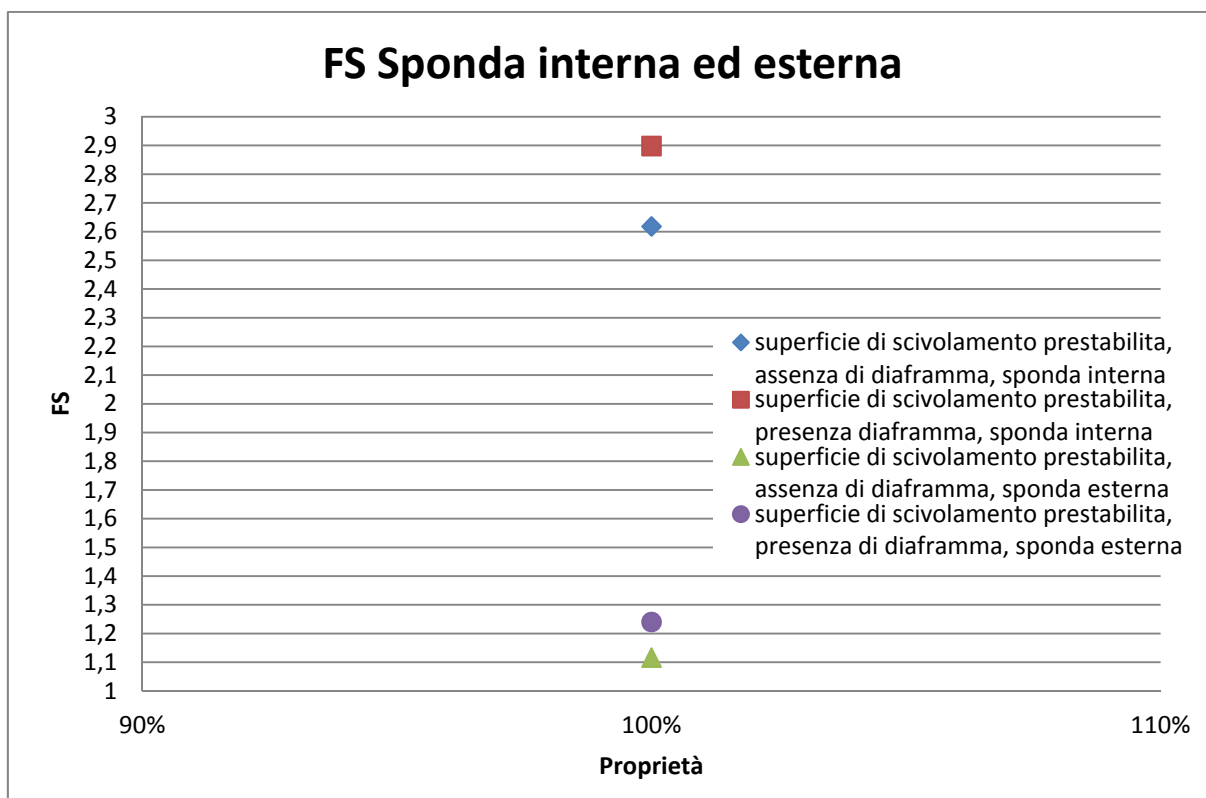


Figura 76: Andamento del FS della sponda esterna in funzione della presenza del diaframma e delle proprietà analizzate



**Figura 77: Andamento del FS della sponda interna e di quella esterna in funzione della presenza o meno del diaframma**

Osservando i grafici precedenti (Figura 75 e Figura 76), si nota che ad un aumento o ad una diminuzione delle caratteristiche meccaniche del terreno si ha rispettivamente un incremento e un decremento di circa il 30% del fattore di sicurezza.

Andando a confrontare questo risultato con l'analisi parametrica condotta nella prima parte di questo capitolo nella quale modifiche nelle proprietà del terreno portavano lo stesso rapporto, si potrebbe pensare che la presenza del diaframma non comporti alcun cambiamento nel fattore di sicurezza. Questo è sbagliato perché il programma ricerca le superfici critiche specifiche per ogni analisi; così facendo varia anche la superficie di scorrimento.

Si è ovviato a questo problema andando a definire una superficie di scorrimento prestabilita e nella Figura 77 si è rappresentato il risultato di questa analisi.

La superficie di scorrimento prestabilita è stata scelta osservando le superfici critiche delle analisi precedenti e mediando la posizione dell'arco di cerchio che rappresenta la superficie critica.

Si osserva che la presenza del diaframma plastico comporta un aumento del fattore di sicurezza di circa il 10% sia in sponda interna che in sponda esterna.

Si ritiene logico supporre che questa percentuale tenderà ad aumentare quando le superfici di scorrimento inizieranno a tagliare il diaframma (situazione con  $FS \gg 1$ ).



## 9.4 Condizione di Rapid Drawdown

L'ultima analisi effettuata riguarda la verifica di stabilità in condizioni di "Rapid Drawdown" o rapido svaso.

Questa condizione si verifica a seguito del veloce svuotamento del volume di acqua invasato, che significa un abbassamento rapido del livello del fiume.

L'aggettivo "rapido" è riferito in termini relativi alla velocità di dissipazione delle sovrappressioni neutre nel terreno.

In questa condizione il terreno che forma il rilevato arginale presenta delle sovrappressioni neutre che non si dissipano nello stesso tempo in cui cala il livello del fiume; questo nella verifica di stabilità causa un decremento delle forze stabilizzanti (assenza del peso del volume d'acqua) ed un aumento delle stabilizzanti a causa del moto di filtrazione.

Di seguito si riporta l'analisi effettuata per questa condizione di carico.

Obiettivo	Prop. Meccaniche Argine	Prop. Meccaniche Terr. Fondazione	Falda Esterna	Altezza argine	Cadente	Presenza diaframma plastico	FS interno	FS esterno
rapido svaso	100%	100%	1m da p.c.	100%	1 su 5	NO	1,133	1,388

Figura 78: Parametri utilizzati nell'analisi in condizione di rapido svaso

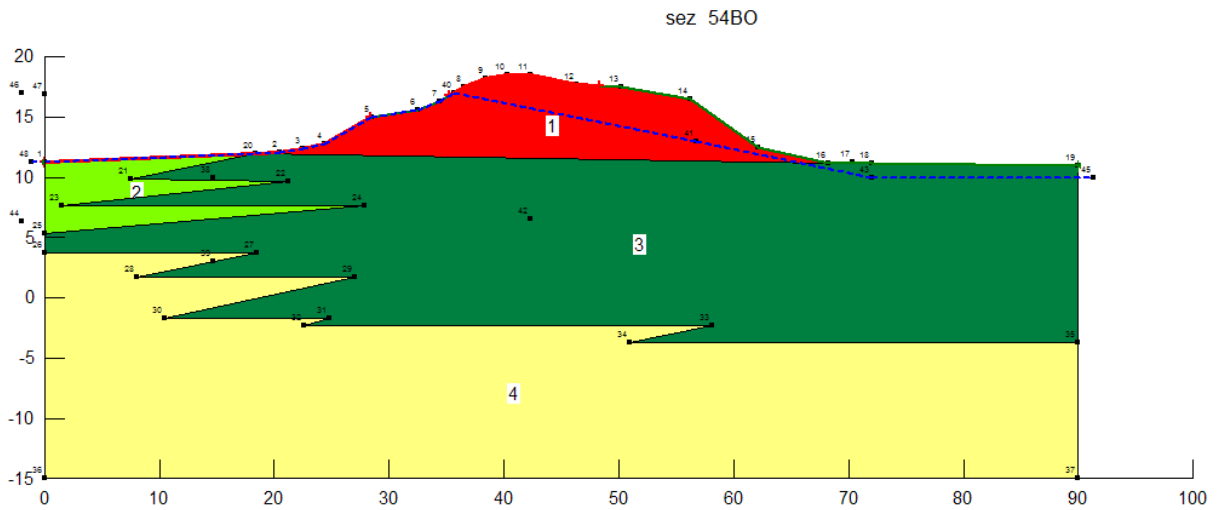


Figura 79: Modello utilizzato per l'analisi della filtrazione

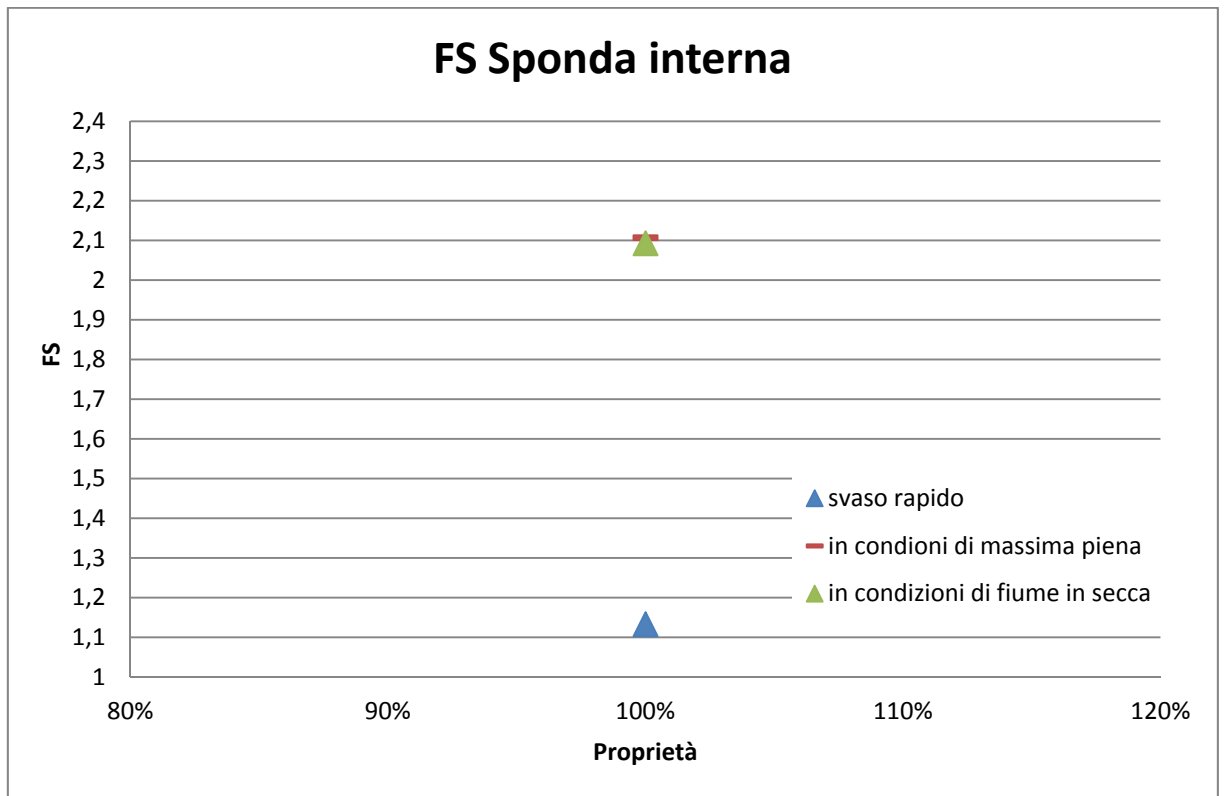


Figura 80: Andamento del FS della sponda interna in funzione della condizione di carico

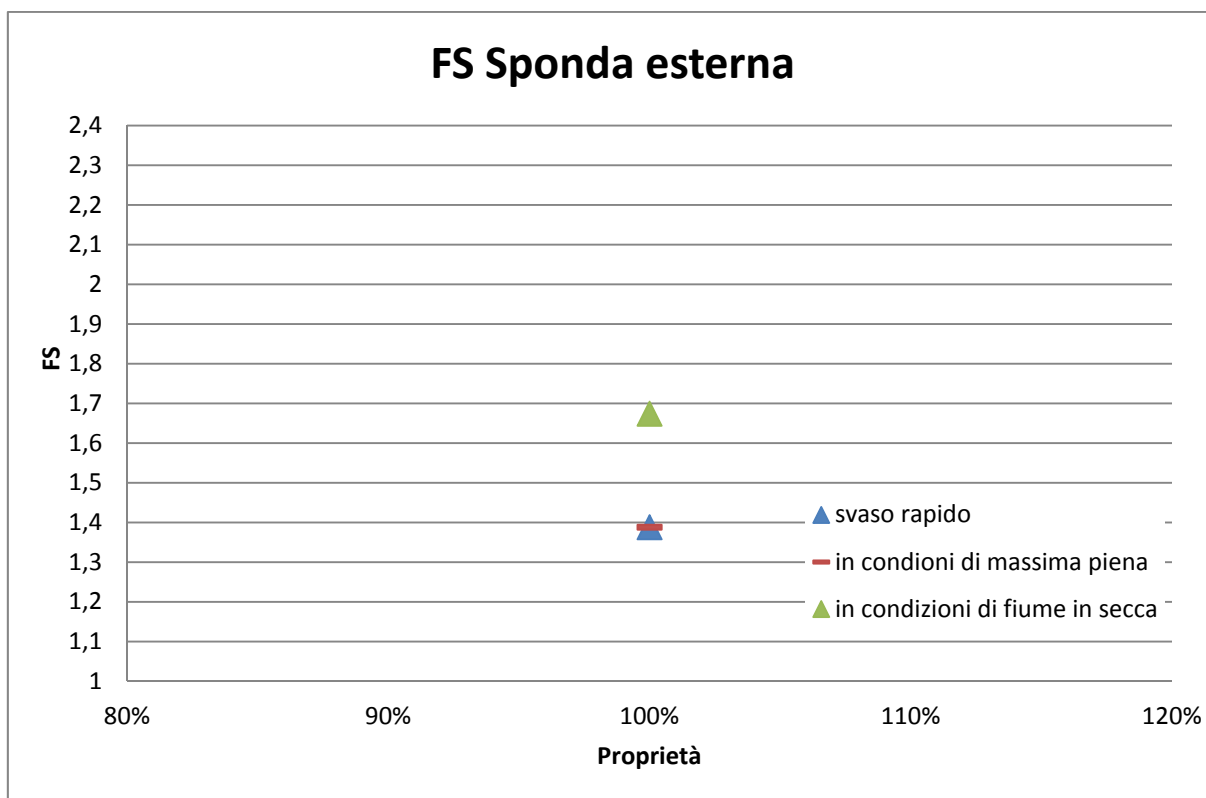


Figura 81: Andamento del FS della sponda esterna in funzione della condizione di carico

È possibile osservare dalla Figura 80 come questa condizione di rapido svasso sia la più considerevole in quanto il fattore di sicurezza è 1,133.

Considerando i coefficienti di sicurezza delle altre condizioni di carico, a parità di proprietà del terreno, il FS è calato drasticamente di circa il 50%.

Come preventivato, la condizione più critica è quella a rapido svasso, chiaramente nella sola scarpata interna.

Nella sponda esterna, invece, il fattore di sicurezza non cambia dalla condizione di massima piena a rapido svasso; questo è dovuto al fatto che, anche in condizioni di massima piena, il peso del volume di acqua nel calcolo del fattore di sicurezza non rientrava in modo determinante.

In questa condizione di carico si sono svolte anche delle verifiche di stabilità partendo dalla costruzione del reticolo di filtrazione attraverso l'uso del modulo SEEP/W, ma non sono state riportate in quanto l'analisi in queste condizioni non dava risultati realistici, non riuscendo a trovare un equilibrio attraverso il metodo di Morgenstern & Price e dando valori pari a  $FS=0,5$  utilizzando i metodi di Jambu o Bishop.

Questi risultati possono essere frutto di una sbagliata modellazione del problema oppure del sbagliato approccio al problema.

La versione utilizzata è quella del 2004 e non implementa tanti modi per modellare il problema in questione; l'ultima versione, quella del 2007, implementa invece vari modi per modellare il rapido svasso. In questo ambito è stato interrotto a questo livello lo studio di questa condizione ma per un'analisi più approfondita e una modellazione più realistica del problema si rimanda al manuale dello SLOPE/W e del SEEP/W versioni del 2007 nel quale sono spiegati i vari modi per modellare il "Rapid Drawdown".

Di seguito si riporta il risultato grafico dell'analisi in condizione di rapido svasso (Figura 82).

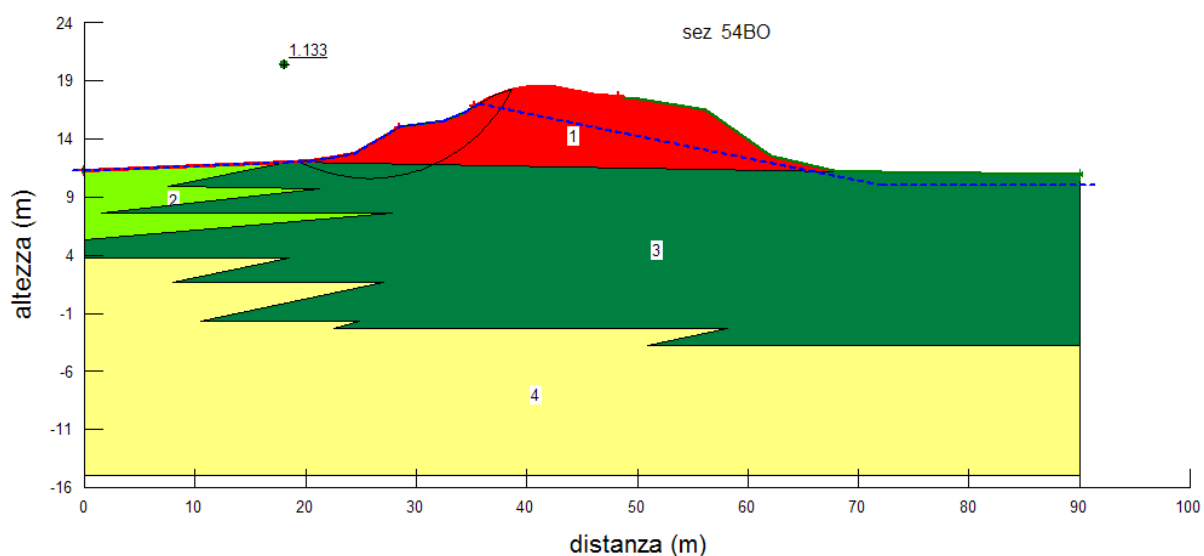


Figura 82: Risultato grafico dell'analisi di stabilità, condizione di Rapid Drawdown, FS=1,133

## Capitolo 10 Conclusioni

L'obiettivo della presente tesi era quello di utilizzare delle indagini sperimentali per creare un modello geotecnico sul quale effettuare delle analisi di stabilità riguardanti una sezione della sponda destra del fiume Po.

L'elaborazione del modello geotecnico è stata effettuata sviluppando i risultati delle indagini geognostiche e attraverso l'analisi visiva delle cassette di sondaggio presenti in sito.

L'elaborazione è stata condotta attraverso l'utilizzo di correlazioni prese da letteratura e di diffuso utilizzo nella pratica professionale.

Attraverso tali correlazioni, si è giunti a definire le caratteristiche geotecniche delle unità stratigrafiche quali l'angolo di attrito interno, il valore di coesione drenata e non drenata ecc.

Tali parametri sono stati utilizzati per creare un modello così da poter effettuare delle verifiche di stabilità.

Tali verifiche sono state fatte in condizioni di carico differenti.

Le condizioni di carico utilizzate per le verifiche sono quelle prescritte da normativa: a termine della costruzione, in condizione di massimo invaso e a seguito di un rapido svaso.

Partendo dalla prima condizione di carico, cioè quella a fine costruzione, si è modellato il problema considerando il fiume in secca.

In questo modello, si sono analizzate la stabilità della sponda interna e di quella esterna. Il coefficiente di sicurezza della sponda interna dell'argine risulta essere di 2,093. La sponda esterna, invece, ha un fattore di sicurezza pari a 1,674; questo risultato è dovuto al fatto che la pendenza della riva esterna è maggiore di quella interna.

In questa condizione di carico, si è condotta un'analisi parametrica su diversi fattori che dovrebbero influenzare le analisi di stabilità.

I parametri modificati sono le caratteristiche meccaniche dei materiali formanti l'argine ed il terreno di fondazione e l'influenza della presenza dell'asse stradale.

In tutte queste analisi il fattore di sicurezza minimo trovato non è mai sceso sotto la soglia imposta dalla vigente normativa, anche quando le caratteristiche meccaniche si sono ridotte del 25%.

Successivamente si è analizzata la condizione di carico con il livello di massima piena.

Il coefficiente di sicurezza imposto da normativa è di 1,4.

In questa condizione di carico sono state effettuate varie analisi parametriche.

Le prime analisi parametriche sono state effettuate su un modello in cui la falda era impostata come da normativa, cioè ad inclinazione di  $1/5 \div 1/6$  dal livello di massimo invaso. I risultati dell'analisi dimostrano che in questa condizione nella sponda interna la normativa è soddisfatta, mentre sulla sponda esterna non è sempre verificata.

Altre analisi parametriche sono state sviluppate su un modello in cui la falda è stata desunta dall'utilizzo di un modulo del programma che sfrutta gli elementi finiti.

In questo modo si modella in maniera più realistica il problema della filtrazione, ricavando inoltre un andamento più attinente alla realtà della linea di falda.

I risultati ottenuti da questa analisi hanno un buon riscontro in quanto vengono modificati i coefficienti di sicurezza in maniera realistica: aumentando il fattore di sicurezza all'interno e diminuendolo all'esterno. È comunque soddisfatta la verifica della sponda interna mentre quella della sponda esterna è in equilibrio ma non risulta soddisfatta.

Facendo un confronto tra l'ultima analisi e quella senza l'utilizzo degli elementi finiti, si nota un cambiamento del fattore di sicurezza dell'ordine del 10%.

Altre analisi sono state condotte modificando i seguenti parametri: altezza falda del piano campagna, inclinazione della cadente nel corpo arginale, presenza di un diaframma plastico nella sezione.

Dei parametri analizzati, quello con una maggiore influenza è la presenza del diaframma poiché comporta un cambiamento del 10% nel fattore di sicurezza.

L'ultima condizione di carico analizzata è quella corrispondente al rapido svasso.

La normativa in questa condizione impone che il coefficiente di sicurezza sia maggiore di 1,2.

Questa situazione si modella con un'analisi in termini di condizioni drenate, come tutte le precedenti analisi.

Questa condizione è la più critica; questo si spiega con il fatto che le sovrappressioni interstiziali all'interno dell'argine non si sono dissipate mentre il livello dell'invaso si è rapidamente abbassato.

Questo stato è modellato partendo dalla situazione di massima piena, lasciando inalterata la superficie piezometrica all'interno dell'arginatura, togliendo il volume dell'acqua e abbassando a livello del terreno superficiale la falda nella sponda interna.

Questa modifica comporta un drastico calo del coefficiente di sicurezza nella verifica del fianco interno. Per avere un ordine di grandezza il fattore di sicurezza si dimezza rispetto al caso di massima piena.

Fortemente diminuito, il coefficiente di sicurezza risulta di poco inferiore ad 1,2, non riuscendo così a soddisfare il valore imposto dalla normativa.

Questo valore però è frutto di un'analisi non molto realistica avendo inserito parametri riferiti al lungo termine in un'analisi nel quale la falda all'interno dell'argine rimane alta. Nella realtà, infatti, il livello della falda si dovrebbe riequilibrare con il livello del fiume, perciò un'analisi così impostata tende ad essere molto severa e quasi irrealistica.

Il fattore di sicurezza della sponda esterna non risente del cambiamento delle condizioni al contorno e non differisce dal valore ottenuto in condizione di massima piena.

In conclusione, attraverso l'elaborazione di prove geognostiche e la modellazione di un modello geotecnico si è analizzata la condizione di stabilità di un'arginatura.

Il pericolo di una eventuale rottura dell'argine è scongiurata per qualsiasi condizione di carico (eccezion fatta per il rapido svaso nel quale però la condizione è prossima al soddisfacimento) grazie al fatto che i fattori di sicurezza sono molto maggiori del rapporto critico dell'unità.



## Bibliografia

DA DEPPO, L., DATEI, C., SALANDIN, P., 2004. Sistemazione dei corsi d'acqua. 5° ed. (s.l.): Cortina.

Sito internet Autorità di bacino del fiume Po.

Ministero dei Lavori Pubblici, 1982. Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento, DM 24 Marzo 1982.

Ministero delle infrastrutture, 2008. Norme tecniche per le costruzioni, DM 14 Gennaio 2008.

TANZINI, M., 2001. Fenomeni franosi e opere di stabilizzazione. 1° ed. Palermo: Dario Flaccovio.

COLLESELLI, F.(a cura di), 1994. Problemi geotecnici relativi alle arginature ed alle sponde di fiumi e di canali. CISM. Udine.

MAIONE, U., BRATH, A., 1996. La difesa idraulica del territorio: atti del Corso di aggiornamento programma di istruzione permanente. BIOS. Cosenza.

COLOMBO, P., COLLESELLI, F. 2004. Elementi di geotecnica. 3° ed., Bologna. Zanichelli.

KRAHN, J., 2004. Seepage modelling with SEEP/W. GeoSlope International Ltd., Calgary, Alberta, Canada.

KRAHN, J., 2004. Stability modeling with SLOPE/W. GeoSlope International Ltd., Calgary, Alberta, Canada.

BIAVATI, G. et al., 2009. Il Cavo Napoleonico: una sfida per la sicurezza idraulica del basso Bacino del Fiume Reno (Emilia-Romagna, Italia), EngHydroEnv Geology 2009, 11, pp.31-43.

COVELLI, C., Sulla formazione di brecce nei rilevati arginali: implicazioni relative alla protezione idraulica del territorio. Prova finale in Ingegneria delle Reti Civili e dei Sistemi Territoriali Indirizzo Ingegneria Idraulica, Università di Napoli.

MORREALE, L., Analisi numerica del comportamento idraulico e geotecnico di un argine sperimentale del Fiume Po. Prova finale in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio, Università di Pavia.

ASTORINO, G., Studio geologico-tecnico di corpi arginali del Fiume Reno e dei suoi affluenti. Prova finale in Geologia Applicata, Università di Bologna.

LUNNE, T., ROBERTSON, P.K., POWELL; J.J.M., 1997. Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice, 3°ed., Blackie Academic/Chapman & Hall, E&FN Spon.

ROBERTSON, P.K., CABAL (ROBERTSON), K.L. 2010. Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, 3°ed., Gregg Drilling & Testing Inc.

ROBERTSON, P.K., 1990, Soil classification using CPT. Canadian Geotechnical Journal. 27(1). pp.151-158.

LANCELLOTTA, R., 1993. Geotecnica, 2°ed., Bologna. Zanichelli.

SABATINI, P.J., et al., 2002, GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 5 Evaluation of Soil and Rock Properties. Technical Report Documentation Page, 04/2002. pp.123-168.

COMPAGNONI, M., et al., 2010, Verifiche sismiche di stabilità degli argini di alcune casse di espansione del fiume Po. Gruppo Nazionale di Geofisica della Terra Solida, sessione 2.2.

AUTORITÀ DI BACINO DEL FIUME PO, 2005, Progetto strategico per il miglioramento delle condizioni di sicurezza idraulica dei territori di pianura lungo l'asta medio – inferiore del fiume Po. Relazione tecnica di sintesi delle attività. Seduta del 28/09/2005.

AUTORITÀ DI BACINO DEL FIUME PO, 2007, Il Po tra passato e futuro quale assetto idraulico. Relazione de "Giornata di studio, Parma 18/01/2007"



## Indice delle figure

Figura 1: Rialzo di un argine per ricoprire la linea di infiltrazione.....	4
Figura 2: Classifica delle terre secondo la normativa CNR UNI 10006 .....	5
Figura 3: “Glossario illustrato” in materia di argini tratto da una vecchia pubblicazione del Ministero dei lavori Pubblici.....	6
Figura 4: Sezioni tipo di arginature fluviali .....	7
Figura 5: Esempi di suddivisione della massa interessata dallo scivolamento in un numero conveniente di conci. (Tanzini 2001) .....	24
Figura 6: Forze agenti su un generico concio. (Tanzini 2001).....	24
Figura 7: Esempio di costruzione del reticolo di filtrazione .....	35
Figura 8: Esempi di reticoli idrodinamici (Colombo, 1993).....	39
Figura 9: Sezione delle arginature del fiume Po (Circolo Superiore di Ispezione del Po, 1952) .....	42
Figura 10: Rinforzo arginature (Magistrato per il Po, 1999).....	43
Figura 11: Difese a mare nel Delta del Po .....	44
Figura 12: Immagine da google earth, planimetria ubicazione indagini .....	49
Figura 13: CPTU10, Ubicazione del mezzo contenente la strumentazione di prova.....	50
Figura 14: Output dello stop in sabbia effettuato a circa 31 metri.....	51
Figura 15: Scarpate con crateri dovuti alla presenza di animali.....	52
Figura 16: Incavo provocato da un animale (presumibilmente una nutria), ubicazione prelievo campione n° 2 .....	52
Figura 17: Ubicazione della prova SCPT11 .....	54
Figura 18: Grafico del modulo di taglio .....	56
Figura 19: Strumentazione di prova, infissione del Piezocono .....	56
Figura 20: Elementi di battuta per gli impulsi di compressione e di taglio.....	57
Figura 21: Output grafico durante lo svolgimento della prova.....	57
Figura 22: Stralcio della Carta geologica della Regione Emilia Romagna e ubicazione delle prove U150, U151, U152.....	61
Figura 23: Immagine da google earth, planimetria ubicazione indagine S14GV .....	62
Figura 24: U150BN, Resistenza alla punta [MPa].....	63
Figura 25: U150BN, Sovrappressioni dell’acqua [MPa].....	64
Figura 26: U150BN, Rapporto di frizione .....	65
Figura 27: U151BN, Resistenza alla punta [MPa].....	66
Figura 28: U151BN, Sovrappressioni dell’acqua [MPa].....	67
Figura 29: U151BN, Rapporto di frizione .....	68
Figura 30: U152BN, Resistenza alla punta [MPa].....	69
Figura 31: U152BN, Sovrappressioni dell’acqua [MPa].....	70
Figura 32: U152, Rapporto di frizione .....	71
Figura 33: U150BN, Litologia Robertson (1990).....	74
Figura 34: U151BN, Litologia Robertson (1990).....	76
Figura 35: U152BN, Litologia Robertson (1990).....	78

Figura 36: U150BN, Coesione in condizioni drenate $c'$ [KPa].....	80
Figura 37: U150BN, Coesione in condizioni non drenate $C_u$ [KPa].....	81
Figura 38: U150BN, Angolo di resistenza al taglio di picco in condizioni drenate $\phi'p$ [°].....	82
Figura 39: U150BN, Densità relativa $D_r$ [%].....	83
Figura 40: Elaborazione dati, parametro $\phi'$ nelle unità geotecniche .....	85
Figura 41: Elaborazione dati, parametro $C'$ [KPa] nelle unità geotecniche.....	86
Figura 42: Elaborazione dati, parametro $C_u$ [KPa] nelle unità geotecniche.....	87
Figura 43: Stralcio della sezione Geologica.....	89
Figura 44: S54BO, Stralcio della sezione Geotecnica .....	90
Figura 45: Modellazione del problema .....	92
Figura 46: Modello dell'argine in condizione di fiume in secca .....	95
Figura 47: Andamento del FS della sponda interna in funzione delle proprietà analizzate .....	97
Figura 48: Andamento del FS della sponda esterna in funzione delle proprietà analizzate .....	97
Figura 49: Modello dell'argine con presenza del sovraccarico che simula l'esistenza della strada .....	98
Figura 50: Andamento del FS della sponda interna in funzione della presenza della strada e delle proprietà analizzate .....	99
Figura 51: Andamento del FS della sponda esterna in funzione della presenza della strada e delle proprietà analizzate .....	100
Figura 52: Risultato grafico dell'analisi di stabilità, parametri dei materiali ridotti del 75%, $FS=1,218$ .....	101
Figura 53: Risultato grafico dell'analisi di stabilità, parametro dell'argine ridotto del 75% e presenza della strada, $FS=1,581$ .....	101
Figura 54: Sezione 60 A proveniente dal catasto dell'Autorità di Bacino del Fiume Po.....	102
Figura 55: Inquadramento della sezione storica 60A e della sezione 54BO su CTR 1:2500 .....	104
Figura 56: Andamento del FS della sponda interna con massimo invaso in funzione delle proprietà analizzate .....	106
Figura 57: Andamento del FS della sponda esterna con massimo invaso in funzione delle proprietà analizzate .....	107
Figura 58: Risultato grafico dell'analisi di stabilità, $FS=2,107$ .....	108
Figura 59: Risultato grafico dell'analisi di stabilità, $FS=1,388$ .....	108
Figura 60: Andamento del FS della sponda esterna in funzione della presenza della strada e delle proprietà analizzate .....	109
Figura 61: Andamento del FS della sponda interna in funzione della altezza della falda a lato campagna e delle proprietà analizzate.....	111
Figura 62: Andamento del FS della sponda esterna in funzione della altezza della falda a lato campagna e delle proprietà analizzate.....	111
Figura 63: Risultato grafico dell'analisi di stabilità, falda a 1 m da p.c., parametri dei terreni di fondazione ridotti del 25%, $FS=1,771$ .....	112
Figura 64: Andamento del FS della sponda interna in funzione della pendenza della falda e delle proprietà analizzate .....	113

Figura 65: Andamento del FS della sponda esterna in funzione della pendenza della falda e delle proprietà analizzate .....	113
Figura 66: Risultato grafico dell'analisi di stabilità, falda inclinata ad 1/6, parametri dei terreni di fondazione ridotti del 25%, FS=0,966 .....	114
Figura 67: Modello utilizzato per l'analisi della filtrazione .....	116
Figura 68: Risultato grafico dell'analisi di filtrazione .....	116
Figura 69: Risultato grafico dell'analisi di stabilità, falda nell'arginatura derivante dall'analisi di filtrazione, FS=2,548.....	117
Figura 70: Risultato grafico dell'analisi di stabilità, falda nell'arginatura derivante dall'analisi di filtrazione, FS=1,112.....	117
Figura 71: Andamento del FS della sponda interna.....	118
Figura 72: Andamento del FS della sponda esterna.....	119
Figura 73: Modello utilizzato per l'analisi della filtrazione con la presenza del diaframma plastico .....	120
Figura 74: Risultato grafico dell'analisi di filtrazione .....	120
Figura 75: Andamento del FS della sponda interna in funzione della presenza del diaframma e delle proprietà analizzate .....	122
Figura 76: Andamento del FS della sponda esterna in funzione della presenza del diaframma e delle proprietà analizzate .....	122
Figura 77: Andamento del FS della sponda interna e di quella esterna in funzione della presenza o meno del diaframma .....	123
Figura 78: Parametri utilizzati nell'analisi in condizione di rapido svasso.....	125
Figura 79: Modello utilizzato per l'analisi della filtrazione .....	126
Figura 80: Andamento del FS della sponda interna in funzione della condizione di carico .....	126
Figura 81: Andamento del FS della sponda esterna in funzione della condizione di carico .....	127
Figura 82: Risultato grafico dell'analisi di stabilità, condizione di Rapid Drawdown, FS=1,133 .....	128