Tesi di Laurea Magistrale a.a. 2020/2021 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG) Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Geotecnica



ANALISI NUMERICHE DELLE CONDIZIONI DI STABILITA' DEL SISTEMA ARGINALE DI UNA CASSA DI ESPANSIONE. IL CASO DEL FIUME PANARO (MO)

Relatore: Prof.ssa Maria Rita Migliazza

Studente: Andrea Imperio

Correlatore: Prof. Daniele Costanzo, Renato Cosentini

Sessione ottobre 2021

Alle mie colonne portanti, Babbo e Mamma Alla mia sorellona, Fabiana

Io porto il tuo cuore in me

SOMMARIO

CAPITOLO 1 - INTRODUZIONE	10
CAPITOLO 2 - LE CASSE DI ESPANSIONE	12
2.1 La difese delle piene	12
2.2 Tipologie di casse d'espansione	14
2.2.1 Casse d'espansione in derivazione	15
2.2.2 Casse d'espansione in linea	16
2.2.3 Scelta della tipologia di cassa in relazione alle caratteristiche del territorio	17
2.3 Manufatti a servizio delle casse di espansione	21
2.3.1 Manufatti di regolazione in alveo	22
2.3.2 Manufatti di ingresso	24
Sfioratore laterale	24
2.3.3 Le opere di scarico	27
2.3.4 Arginature di contenimento	30
2.4 Il rischio idraulico	32
CAPITOLO 3 - LE ARGINATURE FLUVIALI	35
3.1 Caratteristiche e composizione delle arginature fluviali	35
3.2 Sezioni trasversali tipo	37
3.3 Meccanismi di collasso arginale	42
3.3.1 Erosione esterna	42
3.3.2 Erosione interna	44
3.3.3 Instabilità del sistema arginale	46
3.3.4 Rottura per sifonamento	48
CAPITOLO 4 – MOTI DI FILTRAZIONE NEI MEZZI POROSI	50
4.1 La legge di Darcy (1856)	50
4.2 Modello matematico dei moti di filtrazione	52
4.3 Moti di filtrazione in regime stazionario	54
4.3.1 La rete di flusso	55
4.4 Moti a superficie libera	58
4.4.1 Moto a superficie libera nello spazio piano (Casagrande, 1937)	60
4.5 Moti di filtrazione in regime transitorio	63
4.6 Il modello di Biot (1941)	66
CAPITOLO 5 - CASE HISTORY: LA CASSA DI ESPANSIONE SUL FIUME PANARO	67
5.1 Bacino idrografico del Fiume Panaro	67
5.2 Caratteristiche dell'opera	69

5.2.1 Il manufatto principale	70
5.2.2 La cassa sussidiaria	73
5.2.3 Il sistema arginale	74
5.3 Inquadramento geologico-geotecnico	76
5.3.1 Inquadramento geologico	76
5.3.2 Campagna di Indagini	77
5.4 Caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica delle sezioni arginali	80
5.4.1 Ricostruzione litostratigrafica delle sezioni arginali	80
5.4.2 Caratterizzazione geotecnica dei materiali costituenti il sistema arginale	85
5.4.3 Assegnazione dei parametri idraulici e meccanici	95
5.5 Il sistema di monitoraggio della cassa d'espansione sul fiume Panaro (MO)	96
5.5.1 Premessa	96
5.5.2 Ubicazione delle celle piezometriche	96
5.5.3 Cella piezometrica tipo Casagrande	
5.5.4 Installazione celle piezometriche	
5.5.5 Il sistema di trasmissione wireless	
5.6 Principali eventi di piena rilevati dal sistema di monitoraggio	
5.7 Analisi delle letture piezometriche e livello di invaso	
5.7.1 Risposta dei piezometri superficiali posti nel corpo arginale (piezometri A)	
5.7.2 Risposta dei piezometri profondi nel corpo arginale (B) e quelli superficiali al piede dei	corpi arginali
(C)	
5.7.3 Risposta dei piezometri profondi al piede dei corpi arginali (piezometri D)	
CAPITOLO 6 – MODELLAZIONE NUMERICA IN INGEGNERIA GEOTECNICA	115
6.1 Introduzione	
6.2 Il metodo agli elementi finiti (F.E.M.)	
6.2.1 Cenni storici	
6.2.2 I principi del modello numerico	
6.2.3 Applicazione del metodo FEM nei problemi bidimensionali	
6.3 Il software di calcolo: RS2	
6.3.1 Introduzione	
6.3.2 Descrizione del software RS2	
6.3.2.1 Impostazioni generali di progetto	
6.3.2.2 Definizione del dominio del modello	
6.3.2.3 Discretizzazione del modello	
6.3.2.4 Determinazione delle condizioni al contorno	
6.3.2.5 Determinazione dell'analisi di tipo Idraulico (Groundwater)	
6.3.2.6 Determinazione proprietà dei materiali	136

6.4 Validazione del modello numerico: Simulazione del moto di filtrazione attraverso un rilevato	
arginale in terra	143
6.4.1 Analisi in moto stazionario di un flusso non confinato: metodo della parabola di Casagrande (1	L937)
	143
6.4.2 Analisi in moto stazionario di un flusso non confinato: soluzione numerica mediante il softwar	e RS2
	146
CAPITOLO 7 – MODELLAZIONE NUMERICA DELLE SEZIONI	153
7.1 Geometria del modello	153
7.2 Impostazioni del modello	154
7.2.1 Tipologia di analisi	154
7.2.2 Condizioni al contorno e vincoli	155
7.2.3 Materiali	157
7.3 Fasi della simulazione	158
7.4 Sezione in argine sinistro "ASX_14"	160
7.4.1 Analisi sezione ASX_14 – Condizione INIZIALE	161
7.4.2 Analisi sezione ASX_14 – Condizione di INVASO	164
7.4.3 Analisi sezione ASX_14 – Condizione di SVASO	169
7.5 Sezione in argine destro "ADX_20"	172
7.5.1 Analisi sezione ADX_20 – Condizione INIZIALE	173
7.5.2 Analisi sezione ADX_20 – Condizione di INVASO	175
7.5.3 Analisi sezione ADX_20 – Condizione di SVASO	179
CAPITOLO 8 – CONCLUSIONI	183
ALLEGATI	185
BIBLIOGRAFIA	262

INDICE DELLE FIGURE

Figura 2.1 – Schema cassa d'espansione in derivazione16
Figura 2.2 – Schema cassa d'espansione in linea17
Figura 2.3 - Idrogrammi di piena a monte e valle di cassa d'espansione in linea ed in derivazione (M.
Leopardo, Studio teso alla mitigazione Rischio Idraulico nel territorio di Monteluco di Roio, DICEAA)
20
Figura 2.4 - Sezione prospettica di una bocca tarata23
Figura 2.5 - Foto illustrativa bocca tarata in gabbioni (foto di Ingegneria-Ambiente-Montagna)23
Figura 2.6 – Schematizzazione soglia a gradini24
Figura 2.7 - Profilo Creager-Scimemi [Da Deppo, 1977]24
Figura 2.8 – Schema dello sfioratore laterale a carico costante H nella condizione a) corrente lenta e26
Figura 2.9 - Paratoia a ventola automatica [Da Deppo 1997]27
Figura 2.10 – Sistema arginale fluviale (ridisegnato da una vecchia pubblicazione del Ministro dei Lavori
Pubblici)
Figura 3.1 – Sezione tipo rilevato arginale e sue componenti, CIRIA et al, 2013
Figura 3.2 – Sezioni trasversali tipo di un argine omogeneo, CIRIA et al 2013
Figura 3.3 – Sezioni trasversali tipo di un argine zonato, CIRIA et al 2013
Figura 3.4 – Ringrosso arginale del fiume Adige, Masi PD, Colleselli 1977
Figura 3.5 – Sezioni trasversali tipo di un argine composito con elementi strutturali in testa, CIRIA et al 2013
Figura 3.6 - Sezioni trasversali tipo di un argine composito con elementi strutturali su paramento laterale,
CIRIA et al 201341
Figura 3.7 - Sezioni trasversali tipo di un argine composito con barriera impermeabilizzante, CIRIA et al 2013
Figura 3.8 – Tipologie di erosione esterna (CIRIA et al., 2013)43
Figura 3.9 – Schema di erosione interna di contatto (CIRIA et al., 2013)44
Figura 3.10 – Schema di erosione interna per migrazione (CIRIA et al., 2013)
Figura 3.11 – Schema di erosione interna concentrata (CIRIA et al., 2013)45
Figura 3.12 – Schema di erosione interno retrogressiva (CIRIA et al., 2013)46
Figura 3.13 – Tipologie di erosione interna (CIRIA et al., 2013)46
Figura 3.14 – Esempi di instabilità del sistema arginale (CIRIA et al., 2013)47
Figura 3.15 – Schema evolutivo del fenomeno di sifonamento (P. Simonini: modellazione geotecnica per
l'analisi del comportamento di argini fluviali)49
Figura 4.1 – Schema illustrativo di una rete di flusso56
Figura 4.2 – Reticolo di flusso in uno scavo con diaframma57
Figura 4.3 – Filtrazione non confinata (Lancellotta, 2012)

Figura 4.4 – Superficie libera parabolica (Lancellotta, 2012)	60
Figura 4.5 – Parabole confocali (Lancellotta,2012)	61
Figura 4.6 – Diga con dreno orizzontale a valle (Lancellotta, 2012)	62
Figura 4.7 – Volume elementare di un mezzo poroso (A. Freeze, J. Cherry, 1979)	64
Figura 5.1 - Inquadramento bacino idrografico (ETATEC STUDIO PAOLETTI S.r.l SOCIETA' DI INGEGNE	ERIA-
AIPO)	68
Figura 5.2 - Schematizzazione bacino idrografico fiume Panaro (ETATEC STUDIO PAOLETTI S.r.l SOC	IETA'
DI INGEGNERIA-AIPO)	69
Figura 5.3 – Planimetria generale cassa di espansione sul fiume Panaro (MO)	70
Figura 5.4 - Cassa di espansione sul fiume Panaro (MO) – Manufatto di sbarramento vista lato monte	71
Figura 5.5 - Cassa di espansione sul fiume Panaro (MO) – Manufatto di sbarramento vista lato valle	71
Figura 5.6 - Sezione manufatto di sbarramento e vasca di dissipazione	72
Figura 5.7 - Vista planimetrica manufatto di sbarramento e vasca di dissipazione	72
Figura 5.8 – Planimetria CTR e ortofoto cassa sussidiaria	73
Figura 5.9 – Sezione tipo di progetto (GEOPLANNING s.r.l., 1989)	75
Figura 5.10 - Stratigrafia preliminare dei terreni di fondazione in corrispondenza del manufatto princ	ipale
(Studio Colleselli&PDoc. MO-E-421-M, AIPO)	77
Figura 5.11 - Vista planimetrica delle indagini	78
Figura 5.12 - Planimetria raffigurante la posizioni delle sezioni investigate, il codice del sondaggio e il r	num.
, dei relativi piezometri installati e campioni prelevati (Planimetria ottenuta dal doc. "TAV 1	CTR
planimetria 10000 (Rilievo UniPR)"	81
Figura 5.13 - Rappresentazione tecnica sezione esempio con log stratigrafici	82
Figura 5.14 - Ricostruzione litostratigrafica sezione esempio	84
Figura 5.15 - Curve granulometriche indagini geognostiche 2016	87
Figura 5.16 - Curve granulometriche indagini geognostiche 2020.	87
Figura 5.17 - Carta di plasticità di Casagrande	88
Figura 5.18 - Ubicazione delle celle piezometriche	98
Figura 5.19 - Vista planimetrica delle celle piezometriche in corrispondenza dell'opera di sbarramento.	98
Figura 5.20 - Cella piezometrica tipo Casagrande	99
Figura 5.21 - Inquadramento centralina di acquisizione nord ST1	.101
Figura 5.22 - Inquadramento centralina di acquisizione sud ST2	.101
Figura 5.23 - Centralina di acquisizione ST1 (a destra) e ST2 (a sinistra)	.102
Figura 5.24 - Curve del livello idrometrico registrato all'interno della cassa d'espansione	.104
Figura 5.25 - Altezza di pioggia cumulata misurata nella località di Castelfranco Emilia (MO)	.107
Figura 5.26 - Sezione arginale tipo con posizionamento piezometri	.108
Figura 5.27 - Schematizzazione posizione piezometri	.108
Figura 5.28 - Andamento del livello freatico misurato dal piezometro P13-ASX_S9m	110

Figura 5.29 - Andamento del livello freatico misurato nei piezometri P18-ADX_S7m e P19-ADX_S7m	111
Figura 5.30 - Andamento del livello freatico misurato nei piezometri P20-ADX_S8m e P21-AS_S6m	111
Figura 5.31 - Andamento del livello freatico misurato nei piezometri P13-ASX_S15m e P13-ASX_P10m	າ112
Figura 5.32 - Andamento del livello freatico misurato nei piezometri P17-ADX_S13m e P17-ADX_P5m	113
Figura 5.33 - Andamento del livello freatico misurato nei piezometri P17-ADX_P18m P14-ASX_P12m.	114
Figura 5.34 - Andamento del livello freatico misurato nei piezometri P20-ADX_P19m e P21-AS_P18m	114
Figura 6.1 - Dimensioni del modello in funzione della grandezza caratteristica dell'opera	119
Figura 6.2 – Tipologie di mesh: a) mesh a elementi triangolari, b) mesh a elementi quadrilaterali	120
Figura 6.3 – Spostamenti del nodo i-esimo nello spazio bidimensionale	121
Figura 6.4 – Elemento triangolare descritto in uno spazio bidimensionale	122
Figura 6.5 – Schema di vincoli e forze esterne applicate al contorno	125
Figura 6.6 – Schermata start del software RS2	127
Figura 6.7 – Schermata Project Settings	128
Figura 6.8 – Schermata di impostazione stage	128
Figura 6.9 – Schermata di impostazione del metodo di iterazione	129
Figura 6.10 – Schermata di impostazione dell'analisi idraulica	129
Figura 6.11 – Schermata del comando Strength Reduction Factor SRR	130
Figura 6.12 – Schermata del comando Strength Reduction Factor SRR	130
Figura 6.13 – Impostazione della Mesh e discretizzazione	131
Figura 6.14 – Schermata di impostazione delle condizioni al contorno	132
Figura 6.15 – Schermata di impostazione dei carichi esterni e della condizione di campo	133
Figura 6.16 – Schermata di impostazione dell'analisi idraulica	134
Figura 6.17 – Impostazione delle condizioni al contorno idrauliche (I)	134
Figura 6.18 – Impostazione delle condizioni al contorno idrauliche (II)	135
Figura 6.19 – Schermata di definizione delle proprietà dei materiali	137
Figura 6.20 – Finestra di impostazione proprietà dei materiali	137
Figura 6.21 – Impostazione delle condizioni iniziali di carico e idrauliche	138
Figura 6.22 – Impostazione del modulo di Young E e del coefficiente di Poisson v	138
Figura 6.23 – Impostazione criterio di rottura	139
Figura 6.24 – Definizione del criterio di rottura di un mezzo a comportamento elastico lineare	140
Figura 6.25 – Definizione de criterio di rottura di un mezzo a comportamento plastico	140
Figura 6.26 – Impostazione dei parametri idraulici del materiale	141
Figura 6.27 – Impostazione del modello idraulico	142
Figura 6.28 – Impostazione delle variazioni lineari con la profondità delle proprietà del materiale	143
Figura 6.29 – Schematizzazione del metodo di Casagrande (1937)	144
Figura 6.30 – Geometria del modello	145
Figura 6.31 – Soluzione analitica della superficie freatica	145

Figura 6.32 – Impostazioni generali di progetto (validazione del software)146	
Figura 6.33 – Impostazione analisi idraulica agli elementi finiti (validazione del software)146	
Figura 6.34 – Lista coordinate del modello147	
Figura 6.35 – Geometria e dimensioni del modello147	
Figura 6.36 – Impostazione della mesh147	
Figura 6.37 – Discretizzazione del modello148	
Figura 6.38 – Impostazione dei vincoli del modello148	
Figura 6.39 – Impostazione delle condizioni al contorno idrauliche149	
Figura 6.40 – Visualizzazione delle condizioni al contorno idrauliche149	
Figura 6.41 – Impostazione delle proprietà del materiale149	
Figura 6.42 – Impostazione delle proprietà idrauliche del materiale150	
Figura 6.43 – Finestra comandi Compute e Interpret150	
Figura 6.44 – Andamento delle pressioni interstiziale nel corpo della diga	
Figura 6.45 – Linee di flusso del moto di filtrazione nel corpo della diga151	
Figura 6.46 – Confronto tra soluzione analitica (Casagrande) e soluzione numerica (RS2)151	
Figura 6.47 – Andamento superficie freatica (Soluzione di Schaffernak – Van Iterson)152	
Figura 7.1 – Modello geometrico della sezione ASX_13 con mesh, vincoli e posizionamento dei	
piezometri154	
Figura 7.2 – Impostazioni generali del modello154	
Figura 7.3 – Impostazione del moto di filtrazione in regime stazionario e transitorio155	
Figura 7.4 – Impostazione dello stato di stress iniziale, dei coefficienti di spinta a riposo K ₀ 157	
Figura 7.5 – Comportamento dei materiali di tipo drenato/non drenato159	
Figura 7.6 - Modello geometrico della sezione ASX_14, con indicazione dei materiali e dei piezometri	
installati160	
Figura 7.7 – Condizioni al contorno idrauliche relative alla fase iniziale, sezione ASX_14161	
Figura 7.8 – Schema illustrativo di un argine con ubicazione dei piezometri installati162	
Figura 7.9 - Modello geometrico della sezione ADX_20, con indicazione dei materiali e dei piezometri	
installati172	
Figura 7.10 – Condizioni al contorno idrauliche relative alla fase iniziale, sezione ADX_20173	

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 2. 1 - Classificazione degli interventi di protezione delle aree inondabili [Da Deppo 1997]14
Tabella 4.1 - Ordini di grandezza del coefficiente di conducibilità idraulica (Lancellotta, 2012)52
Tabella 5.1 - Campioni prelevati e prove geotecniche di laboratorio effettuate: indagini 1988, 2008, 2016 e
2020
Tabella 5.2 - Classificazione dei campioni prelevati nelle indagini geognostiche 1988, 2008, 2016 e 2020. 88
Tabella 5.3 - Risultati delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati.
Tabella 5.4 - Valori ottenuti dalle correlazioni empiriche con la prova penetrometrica dinamica92
Tabella 5.5 - Risultati delle prove di permeabilità Lefranc indagini geognostiche 200693
Tabella 5.6 - Risultati delle prove di permeabilità Lefranc indagini geognostiche 202094
Tabella 5.7 - Classificazione dei materiali costituenti il sistema arginale e i terreni di fondazione95
Tabella 5.8 - Riepilogo piezometri installati97
Tabella 5.9 - Analisi delle curve di invaso-svaso dei quattro eventi considerati
Tabella 6.1 – Dati Geometrici di input144
Tabella 6.2 – Dati geometrici calcolati145
Tabella 6.3 – Valori di portata in uscita calcolati145
Tabella 6.4 – Confronto tra misure di altezza della sorgente Fl'152
Tabella 6.5 – Calcoli della portata con i metodi analitici e numerici152
Tabella 7.1 – Coefficiente di spinta a riposo KO dei materiali costituenti il modello156
Tabella 7.2 – Unità geotecniche costituenti il modello numerico158
Tabella 7.3 – Parametri fisici, meccanici ed idraulici dei materiali costituenti la sezione ASX_14160
Tabella 7.4 - Risultati delle analisi di stabilità della sezione ASX_14, confronto delle letture dei piezometri
con i risultati del modello162
Tabella 7.5 - Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della
sezione ASX_14 in condizioni INIZIALI163
Tabella 7.6 – Letture idrometro di monte durante la fase di invaso dell'evento di dicembre 2020
Tabella 7.7 - Diagrammi delle pressioni interstiziali e andamento del livello freatico in regime transitorio, in
condizioni di invaso per la sezione ASX_14166
Tabella 7.8 - Risultati delle analisi di stabilità della sezione ASX_14 in condizioni di invaso167
Tabella 7.9 - Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della
sezione ASX_14 in condizioni di INVASO (stazionario)168
Tabella 7.10 - Risultati delle analisi di stabilità della sezione ASX_14 in condizioni di svaso II
segnalibro non è definito.
Tabella 7.11 - Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della
sezione ASX_14 in condizioni di SVASO 24h (step unico da condizione iniziale a condizione finale)

Tabella 7.12 - Superfici di rottura nelle tre condizioni analizzate: Iniziale, invaso, svaso
Tabella 7.13 - Parametri fisici, meccanici ed idraulici dei materiali costituenti la sezione ADX_20172
Tabella 7.14 - Risultati delle analisi di stabilità della sezione ADX_20, confronto delle letture dei piezometri
con i risultati del modello173
Tabella 7.15 - Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della
sezione ADX_20 in condizioni INIZIALI174
Tabella 7.16 – Letture idrometro di monte durante la fase di invaso dell'evento di dicembre 2020175
Tabella 7.17 - Diagrammi delle pressioni interstiziali e andamento del livello freatico in regime transitorio,
in condizioni di invaso per la sezione ADX_20177
Tabella 7.18 - Risultati delle analisi di stabilità della sezione ASX_14 in condizioni di invaso178
Tabella 7.19 - Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della
sezione ADX_20 in condizioni di INVASO (stazionario)179
Tabella 7.20 - Risultati delle analisi di stabilità della sezione ADX_20 in condizioni di svaso180
Tabella 7.21 - Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della
sezione ADX_20 in condizioni di SVASO 24h (step unico da condizione iniziale a condizione finale)
Tabella 7.22 - Superfici di rottura nelle tre condizioni analizzate: Iniziale, invaso, svaso

CAPITOLO 1 - INTRODUZIONE

La presente tesi di Laurea in Ingegneria Civile indirizzo Geotecnica tratta della modellazione numerica agli elementi finiti del sistema arginale di una cassa d'espansione sul fiume Panaro, sito a San Cesareo sul Panaro (MO). Lo scopo di questa tesi è l'analisi delle condizioni del sistema arginale che delimita il bacino di espansione nel corso delle procedure di invaso e svaso effettuate durante l'evento di piena storica accaduto nel dicembre 2020. Tramite l'ausilio del software agli elementi finiti RS2 (Rocscience), sono state condotte delle analisi tenso-deformative in campo bidimensionale considerando condizioni accoppiate di comportamento meccanico e idraulico dei materiali costituenti i corpi arginali, sia in regime stazionario che transitorio, in modo da determinare il regime delle pressioni neutre all'interno dei corpi arginali e nei terreni di fondazione.

Per riuscire in questo obiettivo si è partiti dall'analisi dei dati raccolti nelle diverse campagne di indagini portate avanti negli anni, dalle letture piezometriche del sistema di monitoraggio in continuo, installato nel 2016, dai vari documenti messi a disposizione dall'Agenzia Interregionale per il Po (AIPO). Una volta definite le caratteristiche geometriche delle sezioni e la caratterizzazione meccanica e idraulica dei materiali costituenti gli argini, è stato possibile costruire il modello numerico su cui sono state eseguite le analisi delle condizioni di stabilità.

La tesi è suddivisa in 2 parti che comprendono 8 capitoli; la prima parte affronta l'aspetto teorico del tema studiato e si articola nei primi 4 capitoli; la seconda parte tratta del caso studio su cui si fonda l'argomento della tesi, suddivisa anch'essa in 4 capitoli nei quali viene esposto il mio contributo al progetto. Pertanto, il documento di tesi si sviluppa inizialmente introducendo al secondo capitolo le generalità riguardanti le casse di espansione e i relativi criteri di progettazione, affrontando il tema della difesa dalle piene e del rischio idraulico connesso; successivamente, nel terzo capitolo, vengono trattate le arginature fluviali, i loro metodi costruttivi e i criteri di progettazione e predimensionamento, per concludersi con i principali meccanismi di collasso caratteristici di queste opere. Il quarto capitolo affronta il tema della meccanica dei mezzi porosi, in particolare vengono trattate le principali formulazioni matematiche che descrivono i moti di filtrazioni all'interno dei mezzi porosi, partendo dalla legge di Darcy per arrivare alla

CAPITOLO 1 – INTRODUZIONE

trattazione della teoria accoppiata proposta da Biot. Nel quinto capitolo viene esposto il caso studio affrontato in questa tesi, ovvero la cassa di espansione sul fiume Panaro, dai manufatti che compongono l'opera all'inquadramento geologico, geotecnico e idraulico dell'area in cui è ubicata. Il sesto capitolo tratta, da un punto di vista teorico, il tema delle analisi numeriche agli elementi finiti (FEM); in particolare viene introdotto il codice di calcolo utilizzato in questa tesi per lo svolgimento delle analisi, il software *RS2* della suite *Rocscience*. Infine, il capitolo sette è dedicato alla modellazione numerica delle sezioni arginali costituenti la cassa, illustrando le modalità di costruzione del modello numerico, la simulazione delle analisi e i relativi; il capitolo otto rappresenta il capitolo conclusivo in cui vengono esposte le considerazioni finali riguardanti il percorso intrapreso in questo studio e i relativi risultati perseguiti.

CAPITOLO 2 - LE CASSE DI ESPANSIONE

La cassa di espansione, o bacino di laminazione, è un'opera idraulica che hai il compito di laminare la portate trasportata da un corso d'acqua durante un evento di piena.

Questa tipologia di opera è concepita per il sempre più crescente verificarsi di eventi alluvionali, dovuti sia al cambiamento climatico sia al progressivo aumento del grado di antropizzazione del territorio. La riduzione di tutte quelle aree che naturalmente venivano invasate dalle acque di piena ha ridotto in maniera sostanziale la capacità di attenuazione naturale dei corsi d'acqua nei confronti delle onde di piena. La mitigazione del rischio idraulico connesso a questi eventi necessita quindi la progettazione di interventi finalizzati sia alla riduzione della pericolosità idraulica sia alla limitazione dei danni.

2.1 La difese delle piene

La protezione idraulica del territorio comprende tutta una serie di provvedimenti attui alla difesa di quelle zone interessate dal rischio di inondazione. Per natura gli eventi di piena sono a carattere aleatorio e qualunque evento già occorso può essere superato, ragion per cui il controllo del fenomeno non si esegue in termini assoluti ma soltanto facendo riferimento a un evento con assegnata frequenza probabile di superamento. Le misure di protezione idraulica del territorio devono essere scelte secondo dei criteri di carattere economico, confrontando in funzione dei costi di costruzione, esercizio e manutenzione dell'opera, quali siano i benefici ritraibili a seguito della sua realizzazione. Tuttavia, la valutazione quantitativa dei danni provocabili dagli eventi di piena non può considerare beni economici non tangibili quali la vita umana, la flora e la fauna, le bellezze naturali, il patrimonio artistico e culturale, questo rende difficoltosa la procedura di valutazione delle misure.

Per ricondurre i valori di rischio a livelli inferiori la situazione attuale occorre programmare interventi rivolti sia alla riduzione della pericolosità idraulica degli eventi sia alla riduzione dei danni.

I primi interventi definiti come interventi strutturali comprendono:

- Interventi finalizzati all'aumento della capacità di smaltimento del bacino idraulico, come l'allargamento delle sezioni e l'innalzamento delle strutture arginali;
- Interventi mirati alla riduzione delle portate in alveo, quali gli scolmatori;
- Interventi mirati all'incremento della capacità di laminazione dell'onda di piena, quali aree di espansione, serbatoi di accumulo.

Gli interventi strutturali vengono solitamente distinti in due diverse tipologie:

- Provvedimenti intensivi
- Provvedimenti estensivi

I provvedimenti intensivi sono il complesso di opere aventi lo scopo di effettuare una azione di controllo sul corso d'acqua, mentre i provvedimenti estensivi agiscono sulla struttura del bacino mediante delle sistemazioni idraulico-forestali a scala di versante finalizzate sia alla regimazione dei deflussi sia alla scelta di opportune coperture forestali e/o utilizzazioni del suolo.

Gli interventi che determinano una riduzione del danno, definiti come interventi non strutturali, comprendono:

- L'adozione di adeguate scelte tipologiche degli insediamenti nelle aree a rischio;
- La messa a punto di sistemi di monitoraggio e sistema di allarme;
- La delocalizzazione degli insediamenti a elevato rischio e/o di ostacolo alla realizzazione degli interventi per la riduzione del rischio.

Questa tipologia di interventi mira alla riduzione dell'entità dei danni conseguenti alle piene senza intervenire direttamente sulle caratteristiche del corso d'acqua. La Tabella 2.1 mostra una classificazione degli interventi di difese delle aree inondabili.

I provvedimenti di difesa diretta hanno come obiettivo quello di stabilire, per un evento di piena atteso, la capacità idraulica delle sezioni del corso d'acqua in esame. Per tale motivo, il provvedimento in esame ha come scopo garantire il convogliamento, nell'asta fluviale, della corrente avente come portata di riferimento quella determinata dallo studio idrologico. Nel concreto i provvedimenti di difesa diretta vanno a modificare la geometria del corso d'acqua o tramite risagomatura dell'alveo, chiamata inalveazione, o tramite la costruzione di arginature.

CAPITOLO 2 – LE CASSE DI ESPANSIONE

Tipo di intervento	Tipo di provvedimento	Effetti delle opere
	Incremento della capacità di convogliamento	
	del corso d'acqua (inalveazione)	Riduzione della frequenza di inondazione
	Arginature	
Strutturale	Serbatoi di piena	Riduzione dell'estensione delle aree inondabili
	Casse d'espansione	
	Diversivi	Abbassamento dei livelli di piena
	Scolmatori	
	Definizione delle classi d'uso	
	Mappatura delle zone a rischio di inondazione	
	Previsione dell'evento di piena	
Non strutturale	Segnalazione dell'evento ed eventuale	Riduzione delle perdite economiche e di vite umane
	evacuazione	
	Flood proofing degli edifici	
	Assicurazione dei beni	

Tabella 2. 1 - Classificazione degli interventi di protezione delle aree inondabili [Da Deppo 1997]

I provvedimenti di *difesa indiretta* hanno come scopo quello di regolare la portata in arrivo in alveo quando si verificano eventi di piena. Mediante l'ausilio di opportune opere situate a monte del suddetto tronco, viene permesso il transito di una portata corrispondente alla condizione di sufficienza idraulica del corso d'acqua. I provvedimenti di difesa indiretta consistono in quegli interventi che hanno la funzione di accumulare, in apposite aree, una quota parte dei volumi di piena; ne sono esempio i serbatoi di laminazione e le casse d'espansione, che hanno come obiettivo la deviazione delle correnti su altri passaggi, come i diversivi e gli scolmatori.

2.2 Tipologie di casse d'espansione

Le casse d'espansione sono delle opere idrauliche che rappresentano dei bacini temporanei volti all'accumulo di volumi idrici, costituite da manufatti idraulici di alimentazione e scarico, il cui scopo è quello di regolare la portata di colmo di un'onda di piena.

Gli aspetti principali che definiscono il fenomeno sono le caratteristiche geometriche e idrauliche dei manufatti di sbarramento, ingresso, scarico e la dimensioni volumetriche della cassa. I bacini di laminazione sono generalmente localizzati nel tratto medio-basso del tronco fluviale, dove la morfologia del territorio ha una conformazione pressoché pianeggiante in grado di ospitare ingenti volumi d'acqua.

Le casse d'espansione possono essere suddivise in due categorie:

- Casse d'espansione in derivazione;
- Casse d'espansione in linea.

2.2.1 Casse d'espansione in derivazione

Una cassa d'espansione in derivazione è un complesso di opere che compongono un bacino invasabile posto in parallelo al tronco fluviale. Tali opere hanno la funzione di regimare le onde di piena in transito, invasando il volume d'acqua in eccesso verso un'apposita area di ritenuta tramite l'ausilio di soglie sfioranti, sifoni od altre opere idrauliche collocate nel sistema arginale fluviale.

I principali elementi strutturali che compongono l'opera sono:

- Arginatura principale che delimita il bacino destinato all'accumulo della portata in eccesso;
- Manufatto di ingresso (sfioratore laterale, soglia a deflusso regolabile, argine fusibile)
 che regola l'ingresso in cassa dei volumi idrici;
- Dispositivo di restituzione in alveo, mediante il quale i volumi idrici vengono riemessi nel tronco fluviale quando la cassa deve essere svuotata (scarico di fondo);
- Interventi di sistemazione del corso d'acqua a monte, con l'obiettivo di indurre il rigurgito per controllare il carico sui dispositivi di riempimento;
- Manufatti accessori di corredo (argini di segmentazione, scoline, etc.) progettati per massimizzare l'efficacia della cassa di laminazione.

Le casse d'espansione in derivazione necessitano del supporto di arginature che delimitino il corso d'acqua e permettano l'ingresso dei volumi in eccesso all'interno del bacino, per poi essere riemessi in maniera graduale nell'alveo del fiume più a valle dell'opera.

Quando il bacino di invaso individuato presenta una superficie molto estesa, sia per ragioni costruttive che per una migliore gestione degli eventi di piena, una soluzione è quella di suddividere la cassa in più settori, ognuno dei quali è provvisto di scarico di fondo e soglia sfiorante. In questo modo ogni settore si riempirà in maniera graduale e soltanto in caso di necessità, andando quindi a salvaguardare quegli spazi che normalmente hanno diverse destinazioni d'uso.

Le onde di piena sono di norma costituite da una notevole presenza di materiale solido in sospensione, ciò può causare nella prima cassa a monte un rallentamento del flusso in entrata e conseguentemente il deposito di sedimenti. La sedimentazione ha come effetto negativo la riduzione della capacità di invaso e altera il processo di impermeabilizzazione del fondo della cassa. Ciò comporta la necessità di periodici interventi di manutenzione per il ripristino dello Stato iniziale.



Figura 2.1 – Schema cassa d'espansione in derivazione

2.2.2 Casse d'espansione in linea

Le casse d'espansione in linea sono delle opere che trattengono le portate di piena all'interno del tronco fluviale, bloccando il transito dei volumi idrici sull'asta del fiume e invasando tutta l'area adiacente. Queste opere sono costituite da un sistema arginale che delimita il bacino di laminazione al cui interno scorre il corso d'acqua, e da un manufatto di sbarramento munito di luci di scarico di fondo dimensionate in modo da regolare la portata a valle dell'opera.

L'opera di sbarramento costituisce un ruolo fondamentale nel controllo delle portate, può essere di due differenti tipologie:

- Fissa, costituita da un manufatto in cls con soglia sfiorante per la massima portata del corso d'acqua e con una o più luci di fondo per la portata minima;

- Mobile, attrezzata con paratoie meccanizzate in grado di controllare e regolare il deflusso, facendo defluire l'onda di piena.

Le casse in linea possono avere anche una destinazione d'uso di tipo naturalistico: all'interno del bacino possono essere ricavate delle zone umide, laghi o stagni riservati al ripopolamento e al rifugio della fauna. Ci sono tanti esempi di riqualificazione naturalistica di queste aree, uno di questi è la cassa di espansione sul Fiume Panaro.



Figura 2.2 – Schema cassa d'espansione in linea

Tale tipo di cassa interagisce completamente con le condizioni di deflusso in alveo, sia nei confronti delle portate liquide che del trasporto solido, per tale motivo generalmente sono presenti anche opere di trattenuta solida quali briglie selettive o simili.

2.2.3 Scelta della tipologia di cassa in relazione alle caratteristiche del territorio

La scelta di una tipologia di cassa più adatta alla situazione reale è determinata da una serie di considerazioni che vengono di seguito discusse:

Condizioni topografiche

A seconda delle caratteristiche morfologiche dell'asta fluviale, in particolare quando si è in presenza di corsi d'acqua pensili (dove il letto del fiume ha una quota superiore al piano campagna), la cassa in derivazione è la soluzione ottimale poiché a parità di volume d'acqua invasabile offre il miglior rendimento. Diversamente, quando il tronco fluviale è caratterizzato da vaste aree golenali, la soluzione migliore in termini prestazionali ricade nelle casse in linea.

Recupero di manufatti idraulici esistenti

La presenza di opere idrauliche preesistenti può essere utile ai fini della scelta sulla tipologia di cassa. Il recupero di queste opere può portare sia vantaggi dal punto di vista ambientale (ripristino di briglie, soglie, sfioratori, arginature, ecc.) sia dal punto di vista economico. Quest'ultimo aspetto va però studiato attentamente poiché si potrebbe incombere in situazioni incerte che comportino scelte più svantaggiose in termini economici.

Ad esempio, se si disponesse di una briglia eccessivamente distante dallo sfioratore laterale questa potrebbe creare un rigurgito insufficiente e abbassare il rendimento dello stesso; di conseguenza sarebbe necessario l'adeguamento dell'opera di sfioro che dovrebbe essere allungata e/o modificata per ripristinare le sue capacità. Da ciò potrebbero scaturire delle incertezze sul buon funzionamento idraulico (possibilità che abbia luogo risalto idraulico a monte dell'opera) e sul possibile aumento dei costi. Caso a parte sono le arginature che possono essere facilmente ripristinate e modificate tramite la realizzazione di ringrossi, inerbimenti delle sponde, etc.

Altre opere idrauliche restaurabili sono i canali di scolo che possono essere rinnovati e utilizzati come manufatti di scarico della cassa, quando dopo la fase di invaso si giunge alla fase di svuotamento.

Questi canali sono anche un'ottima soluzione alternativa alla costruzione di più settori, specialmente quando la cassa è dotata di uno sfioratore che per portate modeste inizia a invasare interessando la cassa più frequentemente. La soluzione con una cassa a più settori è favorita nel caso di grandi opere e quando i volumi di piena sono ingenti.

Condizioni ambientali

Dal punto di vista ambientalistico le casse di espansione in linea hanno in genere un minor impatto ambientale rispetto a una diga in quanto le opere idrauliche necessarie al loro funzionamento sono generalmente di dimensioni minori e in minor numero, inoltre presentano un'ottima capacità di integrazione con il territorio. Le casse in linea sono di fatto la soluzione migliore per lo sviluppo e la salvaguardia del patrimonio naturalistico. Un aspetto negativo delle casse d'espansione in linea è l'interruzione del corso d'acqua dove è situata, che provoca un'alterazione dell'ecosistema faunistico limitando o impedendo la risalita dei pesci. A tal proposto esistono delle soluzioni che adottano dei

dispositivi atti al ripristino dei percorsi in cui transita la fauna ittica (un esempio sono le canalette di risalita dei pesci).

Aspetti positivi di carattere naturalistico sono invece legati all'opportunità di riqualificazione ambientale di aree degradate, in quanto le operazioni periodiche di invaso delle casse offre l'opportunità di realizzare aree verdi nelle quali si può ricreare un habitat di specie animali o vegetali autoctone.

Per le opere di grande rilevanza, la legislazione italiana prevede l'applicazione della procedura di Valutazione di Impatto Ambientale (V.I.A.). La valutazione dell'impatto ambientale ha lo scopo di fornire ai soggetti pubblici e privati informazioni utili per decidere, dal punto di vista dell'interesse collettivo e non solo da quello del proponente o dell'investitore, su progetti con conseguenze rilevanti sull'ambiente. La redazione di una valutazione d' impatto può essere prevista per il rilascio di un'autorizzazione da parte dell'autorità pubblica. L'oggetto della valutazione è costituito dalla variazione, positiva o negativa, della qualità e della disponibilità di una risorsa ambientale causata da un intervento umano legato ad attività di produzione o di consumo.

Condizioni idrauliche

Dal punto di vista idraulico, come viene mostrato in Figura 2.3, le casse d'espansione in linea presentano un rendimento minore rispetto alle casse d'espansione in derivazione, poiché consentono un maggiore abbattimento della portata al colmo Q_c. Anche da un punto di vista della risposta all'onda di piena, mentre con le casse d'espansione in derivazione si ha un abbattimento della portata al colmo che è in fase rispetto all'onda di piena, con le casse d'espansione in linea la risposta è sfasata nel tempo; questo comportamento può essere a volte favorevole o sfavorevole, in quanto due onde di piena che nel corso naturale del fiume si sarebbero sovrapposte adesso risulterebbero sfasate (effetto favorevole), mentre nella condizione opposta si potrebbe verificare una sovrapposizione delle onde di piena dovuta all'effetto della cassa in linea (effetto sfavorevole). Per tale motivo, gli effetti di queste opere sugli eventi di piena vanno studiati attentamente per evitare che le conseguenze di questi fenomeni vengano amplificate.

Per quando riguarda il tema del trasporto solido, le casse d'espansione in linea presentano un comportamento analogo ai serbatoi di laminazione, ovvero tendono ad interrirsi con

maggiore frequenza rispetto a una cassa d'espansione in derivazione, questo perché la soglia sfiorante ostacola il transito del materiale in ingresso alla cassa, bloccando quello si muove per trasporto al fondo.



Figura 2.3 - Idrogrammi di piena a monte e valle di cassa d'espansione in linea ed in derivazione (M. Leopardo, Studio teso alla mitigazione Rischio Idraulico nel territorio di Monteluco di Roio, DICEAA)

Condizioni economiche

Generalmente, le casse in derivazione necessitano di un maggior numero di opere idrauliche rispetto alle casse d'espansione in linea, di conseguenza il costo delle prime è maggiore.

Se l'area occupata dalla cassa ospita anche attività di un certo pregio, oltre al prezzo di costruzione di aggiungono gli oneri dovuti agli espropri o gli indennizzi delle aree finalizzate alla costruzione dell'opera.

Ubicazione dell'opera nel bacino

La cassa di espansione ha una duplice funzione, ovvero la protezione delle zone limitrofe al tronco fluviale e l'attenuazione dei colmi di piena nelle aree vallive del corso d'acqua, in ottemperanza del piano di bacino.

Le vasche di laminazione che sottendono dei bacini di dimensioni modeste hanno una funzione di salvaguardia locale; man mano che ci si avvicina all'asta fluviale principale il bacino di competenza si estende e i suoi effetti si risentono maggiormente.

Il parametro fondamentale da considerare quando si progetta una cassa di espansione nel bacino è la portata compatibile di valle Q_v. Questa può essere studiata come funzione delle caratteristiche locali dell'alveo (area sezione bagnata "A", pendenza "i", coefficiente di scabrezza "K", raggio idraulico "R") ma anche dalla distanza "d" dall'asta principale. In linea teorica, e da un punto di vista meramente economico, la definizione di Q_v richiederebbe la soluzione di un sistema a molti fattori.

In mancanza di tali studi la scelta più conveniente da adottare è quella di asservire le casse sugli affluenti esclusivamente agli affluenti e quelli sull'asta principale esclusivamente all' asta principale.

2.3 Manufatti a servizio delle casse di espansione

Le opere che costituiscono il sistema di laminazione delle casse d'espansione si differenziano a seconda della tipologia di cassa. In sintesi, le opere principali, riferite alle due diverse tipologie di cassa, possono essere così descritte:

- Cassa d'espansione in linea, realizzata nell'alveo del corso d'acqua, prevede:
- un'arginatura di contenimento per la realizzazione dell'invaso
- una traversa, munita di adeguate luci di scarico, a stramazzo e sotto battente, atta a dar luogo, all'arrivo dell'onda di piena, ad un profilo di rigurgito della corrente e, di conseguenza, alla formazione del volume di invaso.

Cassa d'espansione in derivazione, con invaso ubicato al di fuori dell'alveo vivo del corso d'acqua, e composta da:

- un'arginatura per la perimetrazione dell'area inondabile e la realizzazione dell'invaso;
- la regolarizzazione dell'alveo in corrispondenza della sezione di ingresso;
- un manufatto di ingresso, generalmente uno sfioratore laterale, per consentire l'immissione all'interno della cassa della portata in eccesso;
- un manufatto di regolazione in alveo a valle della presa;
- uno o più manufatti di scarico, per consentire lo svaso della cassa;

I vari manufatti devono essere dimensionati sulla base degli studi idrologici ed idraulici condotti e dai risultati di modellazioni numeriche effettuate a supporto dei suddetti studi.

2.3.1 Manufatti di regolazione in alveo

La variabilità nel tempo delle portate di piena in transito da monte (Q_{fm}) in accordo con l'esigenza di ridurre le portate verso valle (Q_{fv}) e di aumentare il carico sullo sfioratore suggerisce la realizzazione di una sezione di controllo del deflusso a valle dello sfioratore che definisca la condizione idraulica al contorno di valle.

È altresì necessario che il tronco fluviale non cambi la sua morfologia nel tempo, per non modificare i valori di portata (Q_{ci}) di immissione nella cassa. Per tale motivo è necessario stabilizzare il perimetro della cassa d'espansione con efficienti opere di difesa spondale per tratto dell'asta fluviale pari almeno a 3-4 volte la lunghezza del suo sviluppo.

La progettazione di un manufatto di regolazione in alveo, a valle dello sfioratore di ingresso, consente:

- in caso di corrente lenta, di invasare, attraverso il manufatto di ingresso alla cassa, la portata eccedente il valore massimo ammissibile a valle;
- in caso di corrente veloce, di assicurare il deflusso in corrente lenta in corrispondenza del manufatto di sfioro per aumentare l'efficienza.

Il manufatto di regolazione in alveo può essere costituito da una "bocca tarata" o da una " soglia".

Bocca tarata

La bocca tarata è un restringimento della sezione del corso d' acqua, posizionata generalmente a valle dello sfioratore d' ingresso in cassa, ha come obiettivo quello di regolare le portate verso valle e allo stesso tempo di sorreggere il profilo della corrente a monte. È realizzata con setti di cemento armato, spesse volte viene rivestita con massi o pietrame.

Tale tipologia di manufatto ha una duplice funzione: la prima è quella di limitare la portata in attraversamento, da cui ne deriva l'aggettivo tarata; la seconda è rendere minimi i fenomeni che causano il trattenimento di portate solide durante i periodi di magra e morbida, da cui scaturiscono modificazioni permanenti della quota di fondo dell'alveo.

CAPITOLO 2 – LE CASSE DI ESPANSIONE



Figura 2.4 - Sezione prospettica di una bocca tarata



Figura 2.5 - Foto illustrativa bocca tarata in gabbioni (foto di Ingegneria-Ambiente-Montagna) La larghezza del restringimento è dimensionata sulla base di alcuni vincoli legati a:

- idrogrammi di progetto;
- la dinamica della corrente;
- la possibile ostruzione da materiale flottante.

È assai discusso in letteratura il principio secondo il quale all'aumentare del restringimento aumenta l'efficienza di sfioro a parità di geometria della soglia sfiorante, ma queste modifiche portano a un conseguente aumento della frequenza di invaso della cassa.

Soglia

Se il tronco fluviale è sufficientemente scavato, in modo tale che l'innalzamento del profilo di corrente sia comunque contenuto al di sotto del ciglio dell'alveo, può essere adottata, come manufatto regolatore, una soglia, opportunamente sagomata (V. Figura 2.7). Questa soglia, sulla quale, se la corrente è lenta, si determina l'altezza critica della corrente Y_C, deve essere munita di luci sul fondo per consentire il passaggio a valle del materiale solido.



Figura 2.6 – Schematizzazione soglia a gradini



Figura 2.7 - Profilo Creager-Scimemi [Da Deppo, 1977]

2.3.2 Manufatti di ingresso

Sfioratore laterale

Lo sfioratore laterale è un'opera costituita da una soglia sfiorante posta in direzione parallela rispetto al profilo della corrente. La soglia, realizzata in calcestruzzo armato, viene sagomata secondo il profilo Scimemi-Creager (V. Figura 2.7).

L'equazione del profilo, che assicura l'aderenza della vena liquida al paramento di valle, è data da:

$$\frac{Y}{h_0} = 0.47 \left(\frac{X}{h_0}\right)^{1.80}$$
 (2.3.1)

Lo schema di funzionamento dello stramazzo laterale si basa sulle seguenti ipotesi:

- Canale a pendenza e sezione costante;
- Energia specifica (H) costante lungo lo sfioratore dovuta all'esiguità delle perdite di carico nel tratto del canale (nel nostro caso alveo di sezione regolarizzata) interessato dal manufatto;
- Coefficienti di Coriolis unitari;
- Distribuzione idrostatica delle pressioni;

Il sistema di equazioni che descrive il funzionamento dello stramazzo è:

$$H = h + \frac{Q^2}{2g(Bh)^2} = cost$$
 (2.3.2.a)

$$q(s) = \mu \sqrt{2g} (h-p)^{\frac{3}{2}} = -\frac{dQ}{ds}$$
 (2.3.2.b)

Dove:

_

Q = portata dell'alveo regolarizzato:

h = tirante idraulico;

B = larghezza dell'alveo;

s = ascissa della corrente nel verso del moto;

q = portata uscente per unità di lunghezza attraverso la soglia sfiorante;

 μ = coeff. di deflusso che può essere assunto costante lungo la soglia e pari a 0,42;

p = altezza del petto dello stramazzo di fondo alveo.

Le caratteristiche principali dello sfioratore laterale sono definite dalla quota e dalla lunghezza della soglia sfiorante che vengono dimensionate a seconda dell'obiettivo prefissato, tendenzialmente il criterio di dimensionamento riguarda la limitazione della portata in uscita a valle della cassa di espansione.

Integrando alle differenze finite il sistema di equazioni (2.3.2), nota la portata di ingresso, la portata ammissibile a valle dell'opera e le condizioni di corrente (lenta o veloce), è possibile determinare la larghezza *L* e la quota *p* del petto. L'energia specifica *H* è data dalla condizione di corrente indisturbata:

- Nella sezione di valle (hfmv e Qfmv), per correnti lente;
- Nella sezione di monte (hfm e Qfm), per correnti veloci.

La procedura di calcolo, per la determinazione delle grandezze *L* e *p*, consiste in una sequenza di iterazioni che si arrestano quando la coppia di valori calcolata restituisce il valore di portata voluto.



Figura 2.8 – Schema dello sfioratore laterale a carico costante H nella condizione a) corrente lenta e b) corrente veloce

Sfioratori muniti di paratoie mobili

Per ottimizzare l'efficienza dello sfioratore ε_{sf} , pari al rapporto tra la portata massima sfiorata e la portata al colmo a monte, è possibile installare paratoie mobili meccanizzate (V. Figura 2.9). Gli organi mobili permettono di controllare l'inizio dello sfioro sino a quando la portata in transito da monte, Q_{fm} , non sia uguale alla portata ammissibile a valle $Q_{fmv,max}$. L'installazione di organi mobili inoltre permette la riduzione della lunghezza della soglia, ma necessita di uno scrupoloso controllo sul funzionamento dell'opera e la programmazione di un piano di manutenzione ordinario e periodico delle paratoie.



Figura 2.9 - Paratoia a ventola automatica [Da Deppo 1997]

2.3.3 Le opere di scarico

Le opere scarico di una cassa di espansione sono costituite da uno sbarramento fisso che ostruisce il corso d'acqua, quando la cassa è in linea, o da uno sfioratore inserito all'interno del sistema arginale principale in corrispondenza della sezione più ribassata dell'alveo, se la cassa è in derivazione.

Questa sbarramento/sfioratore è munito, per lo svuotamento della cassa, di alcune opere:

- Scarico di superficie;
- Scarico di fondo;
- Scarico di esaurimento.

Di seguito verrà descritto il funzionamento di tali opere.

Scarico di superficie

Lo scarico di superficie ha la funzione di avviare verso valle, evitando di causare danni, la portata in eccesso della cassa, quando questa raggiunge la massima capacità di invaso.

Nelle casse d'espansione in linea, quando la quota idrometrica in cassa raggiunge il massimo livello idrico previsto, lo scarico di superficie fa sì che la portata in ingresso alla cassa sia restituita valle, in modo da non compromettere la stabilità del manufatto di sbarramento o del sistema arginale.

È comunque necessario prevedere opere che dissipino l'energia della corrente a valle del manufatto di scarico, prima della restituzione all'asta fluviale.

Per le casse d'espansione in derivazione, lo scarico di superficie va progettato per la massima portata che può essere invasata nella cassa.

Gli scaricatori possono essere a deflusso libero, quando lo scarico ha inizio quando il livello oltrepassa la quota della soglia sfiorante; o a deflusso regolato, se sono installate paratoie automatiche o manovrabili.

Generalmente le casse d'espansione vengono progettate per portate al colmo con tempo di ritorno a 200 anni [$Q_{TR 200}$].

Per piene superiori, ad esempio $Q_{TR 1000}$, per evitare che nella cassa siano invasati dei volumi d'acqua troppo elevati che potrebbero causare rotte arginali o instabilizzare il sistema arginale, è necessario inserire uno sfioratore di emergenza che restituisca in alveo le portate superiori a

Q_{TR 200}.

Scarico di fondo

Lo scarico di fondo permette lo svuotamento del bacino di laminazione. Il suo dimensionamento ha come parametro di progetto il tempo di svuotamento della cassa, in modo da rendere fruibile il bacino di laminazione per un eventuale secondo evento di piena.

Per le casse d'espansione in linea, le luci di fondo vanno progettate per la massima portata ammissibile a valle $Q_{fv max}$. Quando gli scarichi di fondo sono attrezzati con paratoie mobili, è possibile regolare la portata in uscita dalla cassa mediante la movimentazione delle paratoie, così da poter assicurare una portata costante e che sia sempre inferiore alla

portata ammissibile a valle $Q_{fv max}$, fino a quando non è raggiunto il massimo livello idrico in cassa. Ne consegue che nella fase di crescita dell'onda di piena, questa soluzione può evitare o ridurre l'invaso, aumentando così l'efficienza della cassa in linea.

Per quanto riguarda le casse in derivazione, la progettazione idraulica dell'opera sarà anch'essa riferita alla portata massima ammissibile a valle, $Q_{fv max}$, se la cassa presenta uno scarico posticipato all'evento di piena; se invece lo scarico ha luogo contemporaneamente alla fase di invaso, allora la progettazione sarà con riferimento ad una portata inferiore alla $Q_{fv max}$.

Secondo quanto appena detto, il dimensionamento dello scarico di fondo è funzione della tipologia di svuotamento prevista. Le sue dimensioni devono permettere le opere di manutenzione ordinaria e ripristino delle funzionalità di esercizio, poiché è molto frequente l'ostruzione di queste opere a causa del trasporto di materiale solido.

Se la cassa è vuota all'inizio della piena, lo scarico di fondo munito di paratoie viene aperto completamente fino a quando la portata affluente supera la massima transitabile a valle; con l'aumentare della portata di piene le paratoie vengono gradualmente abbassate in modo da garantire il non superamento della soglia massima di portata ammissibile a valle.

Scarico di esaurimento

Lo scarico di esaurimento è utilizzato quando l'ingresso dello scarico di fondo sia tenuto a una quota maggiore del fondo alveo, per ragioni di sicurezza sul funzionamento. Esso ha la funzione di provvedere allo svuotamento completo della cassa. La sezione è solitamente circolare con diametro superiori a 1 metro; questo va scelto a seconda della lunghezza dell'opera per assicurarne la sua ispezione

Solitamente lo scarico di esaurimento è attrezzato con paratoie e da un grigliato a difesa dell'imbocco. È necessario ripetere frequenti aperture delle paratoie in modo da consentire la rimozione del materiale depositato al suo interno, evitando la sua compattazione che renderebbe le operazioni di bonifica più complesse.

Per quanto riguarda le opere di dissipazione dello scarico d'esaurimento, valgono le stesse raccomandazioni dettate per lo scarico di fondo.

2.3.4 Arginature di contenimento

Per contenere i volumi di piena invasati durante le operazioni di riempimento della cassa, si provvede alla progettazione e costruzione delle arginature. Il sistema arginale costituisce il perimetro della cassa di espansione, definisce il bacino di accumulo dei massimi volumi d'acqua invasabili da progetto.

Le problematiche legate alle caratteristiche meccaniche e geotecniche dei materiali costituenti le arginature, riguardano soprattutto la loro reperibilità sul territorio e la disponibilità nei quantitativi richiesti. Tra tutti questi aspetti, si aggiunge la necessita di trovare delle cave che siano non lontane dal luogo di costruzione dell'opera, evitando di aggiungere onerosi costi di trasporto del materiale che inficerebbero il rapporto costi/benefici.

Le arginature vengono normalmente costruite come rilevati in terra omogenea (classificata A6 e A7 secondo la normativa CNR-UNI 10006). I fianchi del rilevato vengono in un secondo momento rivestiti mediante inerbimento della superficie a protezione dell'erosione (nel lato fiume) o del dilavamento delle acque piovane sul fianco lato campagna.

Solitamente, per evitare fenomeni di infiltrazione all'interno del rilevato arginale, al materiale terroso viene richiesta una modesta permeabilità (non superiore a $10^{-6} - 10^{-8}$ m/s) e un elevato peso specifico per garantire la stabilità nei confronti dello scivolamento. Diversamente, è possibile dotare il rilevato di uno stato impermeabilizzante nel corpo dell'argine, in modo da ostacolare i moti di filtrazione e i fenomeni di sifonamento, a cui bisogna fare molta attenzione poiché sono causa di rotte arginali improvvise.



Figura 2.10 – Sistema arginale fluviale (ridisegnato da una vecchia pubblicazione del Ministro dei Lavori Pubblici) In linea del tutto generale, per far sì che queste condizioni di instabilità non si verifichino è necessario (ma non sufficiente) che la sezione trasversale del rilevato arginale sia al di sopra della superficie freatica che può stabilirsi durante la filtrazione, a partire dalla quota massima di invaso, quando essa abbia una durata sufficiente a permeare il corpo arginale. Un vecchio e consolidato criterio, applicato e suggerito dal "Corpo del Genio Civile del Ministero dei Lavori pubblici", consiglia di assumere una superficie freatica con pendenza 1\5 -1\6 a partire, lato cassa, dalla quota di massimo invaso, in modo da evitare il contatto di tale superficie con la il paramento lato campagna.

Il paramento dell'argine lato fiume, e più in particolare il suo piede, nelle vicinanze delle soglie sfioranti o delle opere di sbarramento, deve essere protetto dalle erosioni nel caso possa essere colpito da forti correnti durante la piena. Il suo rivestimento può essere realizzato con diverse tecniche quali rivestimenti in pietrame e con gabbionate, con lo scopo principale di infrangere le correnti che impattano sul piede dell'argine e dissiparne l'energia.

Gli aspetti riguardanti le arginature di contenimento, le verifiche di sicurezza e le analisi di stabilità verranno trattate con maggior dettaglio al Capitolo 3.

2.4 Il rischio idraulico

Il progressivo aumento del grado di antropizzazione del territorio ha ridotto in maniera sostanziale la capacità naturale di attenuazione dei corsi d'acqua nei confronti delle onde di piena, sottraendo gran parte di quelle aree che più o meno frequentemente erano invasate dalle acque di piena e che costituivano pertanto un naturale volume di laminazione.

L'urbanizzazione di tali aree ha prodotto un effetto combinato sull'incremento del rischio idraulico: da una parte, l'aumento dei picchi di piena nelle zone adiacenti il corso d'acqua e quindi della pericolosità degli eventi, e di conseguenza, l'aumento del danno provocato dall'inondazione di suddette aree.

Il rischio è definito scientificamente come "il valore atteso del danno associato a un dato sistema, in tempo prestabilito". Nel caso di rischio idraulico si riferisce ovviamente a un danno causato da una possibile causa di natura idraulica quale inondazione, ma il concetto è applicabile ad altri eventi di origine naturale.

Per definizione, il rischio è il prodotto di più fattori:

- La pericolosità dell'evento naturale;
- La vulnerabilità del territorio colpito;
- L'esposizione del territorio colpito.

Da un punto di vista matematico, il rischio viene definito da questa formula:

$R = P \times V \times E = P \times D$

dove con D viene indicato il *danno* come prodotto tra la vulnerabilità e l'esposizione del territorio interessato dall'evento.

Con riferimento al D.P.C.M. 29/9/98 – L.267/98 (Individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico (comma 1, art. 1, del decreto-legge n. 180/1998, par. 2.2 Aree a rischio idraulico), vengono definite delle aree con probabilità di allagamento (Pericolosità) che si suddividono in 3 fasce:

- ALTA (con tempo di ritorno TR = 20 50 anni)
- MODERATA (con tempo di ritorno TR = 100 200 anni)
- BASSA (con tempo di ritorno TR = 300 500 anni)

Sono da considerarsi come elementi a rischio innanzitutto l'incolumità delle persone e inoltre, con carattere di priorità, almeno:

- Agglomerati urbani;
- Aree con insediamenti produttivi e/o impianti tecnologici rilevanti;
- Infrastrutture a rete e le vie di comunicazione di rilevanza strategica;
- Il patrimonio ambientale e i beni culturali di interesse rilevante;
- Le aree sede di servizi pubblici e privati, di impianti sportivi, strutture ricettive, infrastrutture primarie.

Sulla base delle classi di pericolosità e sulla presenza di elementi a rischio (esposizione e vulnerabilità), vengono definite 4 classi di rischio:

- Rischio moderato, R1 = i danni sociali, economici e al patrimonio ambientale sono marginali;
- Rischio medio, R2 = sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche;
- Rischio elevato, R3 = sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali ad edifici e infrastrutture, con conseguente inagibilità ed interruzione di funzionalità delle attività socio-economiche, danni rilevanti al patrimonio ambientale;
- Rischio molto elevato, R4 = sono possibili la perdita di vite umane o lesioni gravi alle persone, danni agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale, la distruzione di attività socio-economiche.

La definizione di una classe di rischio ha come obiettivo quello di individuare i possibili interventi di difesa del territorio in modo da proteggere le aree soggette e diminuire la probabilità che, al manifestarsi di un evento alluvionale, si verifichino dei danni in termini di vite umane e/o di natura economica.

Vi sono tre differenti tipologie di interventi di difesa del territorio a rischio idraulico:

- Provvedimenti che modificano la forma dell'idrogramma di piena, diffusi sul territorio (briglie, vasche di laminazione, sistemazioni montane estensive) o puntuali lungo l'asta fluviale (casse di espansione);
- Provvedimenti che modificano la scala di portata (risezionamenti, arginature, rettifiche etc.);

 Provvedimenti che modificano la vulnerabilità dei beni esposti alle piene (difese permanenti o temporanee, pianificazione uso territorio, delocalizzazione, evacuazione, etc.).

Si distinguono inoltre due modalità di interventi di difesa:

- a) Attività in fase di prevenzione interventi (opere ed azioni) realizzati non tempo di piena ma in previsione di esse;
- b) Attività in fase di emergenza interventi (opere ed azioni) messe in atto nel corso dell'evento di piena o poco prima di esso.
3.1 Caratteristiche e composizione delle arginature fluviali

Le arginature fluviali sono lo strumento di difesa principale dagli eventi di piena che occorrono sempre più con maggior frequenza negli ultimi decenni.

Durante il manifestarsi di questi eventi il rilevato arginale è sottoposto ad elevate sollecitazioni che potrebbero danneggiarlo causando ingenti danni al territorio circostante. Al fine di garantire l'integrità del rilevato e il suo corretto funzionamento, la sezione trasversale dev'essere formata da una serie di componenti che resistano ai carichi esterni.

In generale, un rilevato arginale per adempiere alle sue funzioni deve avere determinate caratteristiche quali:

- Impermeabilità: l'aspetto principale di un rilevato arginale è il contenimento dei moti di filtrazione attraverso il corpo arginale e i terreni di fondazione, che potrebbero causare la perdita delle capacità meccaniche (sifonamento, liquefazione, etc);
- Drenaggio: le pressioni interstiziali che si sviluppano nel rilevato arginale possono causare erosioni interne o collassi dovuti al raggiungimento della resistenza meccanica. Per prevenire l'evolversi di questi meccanismi è necessario introdurre dei sistemi di drenaggio tali da richiamare il flusso di filtrazione verso dei dreni che convogliano l'acqua al di fuori del corpo arginale.
- Difesa dall'erosione spondale: nel corso del loro esercizio gli argini sono soggetti a varie tipologie di azioni esterne, quali correnti turbolente incidenti al piede dell'argine o la presenza di tane scavate dagli animali. È necessario predisporre un sistema di protezione contro l'erosione al piede al fine di evitare crolli e un piano di manutenzione e controllo delle attività faunistiche.
- Stabilità: un rilevato arginale deve essere stabile sia in condizioni a riposo sia in occasione di eventi alluvionali, quando il livello idrometrico si innalza l'argine deve essere in grado assorbire le spinte idrauliche mantenendo la stabilità fino all'esaurirsi dell'evento. Affinché non si verifichi il collasso della struttura, i

materiali di cui è composto il rilevato e il terreno di fondazione devono garantire un'adeguata resistenza e rispettare le verifiche di sicurezza come da normativa. Quando si deve progettare un argine di contenimento vanno considerati diversi fattori che incidono sia sulle dimensioni dell'opera che sulle varie componenti interne, in modo da garantirne le sue funzioni. Tra i fattori più discriminanti sono presenti le portate del corso d'acque e i livelli idrometrici di colmo, le caratteristiche geotecniche del suolo di fondazione, la reperibilità del materiale di costruzione, gli spazi di ingombro dell'opera. Il rilevato arginale è genericamente composto dai seguenti componenti:

- Suolo di fondazione: costituisce il basamento su cui poggia il rilevato arginale, a seconda delle condizioni di flusso dell'asta fluviale differisce come caratteristiche in termini di resistenza e permeabilità. Lo scopo principale di questo strato è quello di garantire la stabilità dell'opera e fungere da barriera impermeabile al moto di filtrazione.
- Corpo arginale: rappresenta il componente principale della sezione arginale. È composto da un'alternanza di strati di materiale granulare e coesivo, generalmente si tratta di sabbie limi e argille. La sua funzione è quella di sostenere le pressioni idrauliche sul paramento in alveo e limitare i moti di filtrazione.

Quando le caratteristiche idrauliche e geotecniche della sezione non sono sufficienti a garantirne la stabilità e l'impermeabilità, è necessario introdurre delle componenti aggiuntive che assicurino il corretto esercizio dell'opera (CIRIA et al, 2013):

- <u>Barriere idrauliche</u>: sono realizzate generalmente nel nucleo del rilevato arginale, composte da materiali a bassa permeabilità (argille o limi) in modo da impedire o limitare i moti di filtrazione;
- <u>Protezioni spondali</u>: hanno il compito di proteggere le sponde del rilevato da fenomeni erosivi che si verificano quando l'opera è investita dalla corrente. Sono generalmente composti da materiali lapidei di pezzatura grossolana.
- <u>Zone filtro</u>: sono delle zone in cui il rilevato è costituito da materiale con permeabilità più bassa. Data la differenza di permeabilità con il nucleo queste hanno la funzione di filtro, smorzano le pressioni interstiziali all'interno dell'opera e impediscono la migrazione delle particelle di terreno.

- <u>Sistemi di drenaggio</u>: hanno il compito di convogliare le acque di filtrazione, costituiti da materiali a matrice ghiaiosa. Sono collocati nella zona al piede del rilevato arginale dal lato campagna.
- <u>Berme</u>: sono dei ringrossi arginali realizzati genericamente con materiale di riporto o facilmente reperibile in sito. La loro funzione è quella di stabilizzare il rilevato e contenere la superficie freatica all'interno del corpo arginale.

In Figura 3.1 è illustrata una generica sezione trasversale di un rilevato arginale, utile come riferimento per nuove progettazioni ma difficilmente paragonabile alle tipologie presenti sul nostro territorio, in quanto la maggior parte degli argini fluviali è composto da un'alternanza di strati di matrice argillosa e/o limosa.



Figura 3.1 – Sezione tipo rilevato arginale e sue componenti, CIRIA et al, 2013

3.2 Sezioni trasversali tipo

Le sezioni arginali tipo si distinguono in due categorie: argini omogenei e argini zonati. Gli argini omogenei sono realizzati con materiali a matrice argillosa e limosa con la presenza di materiale granulare, hanno bassa permeabilità e ottima resistenza. Sono la tipologia di arginature fluviali più comuni, presenti nella maggior parte del nostro territorio.

In Figura 3.2 sono riportate delle sezioni trasversali tipo di un argine omogeneo con le diverse componenti aggiuntive descritte nel paragrafo precedente.



a) Argine omogeneo su fondazione omogenea
 c) Argine omogeneo con trincea drenante
 drenante

b) Argine omogeneo con protezione spondaled) Argine omogeneo con berma e trincea

Figura 3.2 – Sezioni trasversali tipo di un argine omogeneo, CIRIA et al 2013

Gli argini zonati, a differenza di quelli omogenei, sono composti da una zona a bassa permeabilità (situata nel corpo dell'argine o nella scarpata lato fiume) e da una zona con materiale di riporto, più permeabile ma che fornisce stabilità al rilevato. Generalmente all'interfaccia tra le due zone viene deposto un filtro in geotessile e materiale granulare in modo da intercettare il moto di filtrazione e abbassare il livello freatico all'interno dell'argine. Quando lo strato impermeabile è situato nella parte esterna, il rilevato può essere soggetto a fenomeni di fessurazione e altri processi deteriorativi dovuti ai carichi esterni (dilavamento, erosione spondale). Poiché l'impermeabilità dell'argine è garantita dall'integrità dello strato esterno, questo deve essere protetto dal deterioramento mediante uno strato di protezione spondale che limiti i processi erosivi causati dalla corrente.

In Figura 3.3 sono riportati degli esempi di argini zonati, con le varie configurazioni descritte precedentemente.

38



b) Argine zonato con nucleo impermeabile e protezione spondale

c) Argine zonato con paramento esterno impermeabile

a) Argine zonato con nucleo impermeabile

d) Argine zonato con berma impermeabile

Figura 3.3 – Sezioni trasversali tipo di un argine zonato, CIRIA et al 2013

Tutte le tipologie appena descritte forniscono delle linee guida per la realizzazione di nuovi rilevati arginali, ma allo stato attuale la maggior parte degli interventi consistono nel rifacimento di argini preesistenti mediante ringrossi arginali e rialzi della quota sommitale (vedi Figura 3.4). Per tale motivo gli argini storici risalenti a decenni fa sono caratterizzati da un'alternanza di strati con caratteristiche diverse, dovute al susseguirsi di modifiche e ampliamenti nel corso del tempo.

La maggior parte dei rialzi arginali veniva eseguita con la posa di strati di terreno naturale facilmente reperibile dalle zone limitrofe, tuttavia con l'avvento di nuove tecniche costruttive è possibile raggiungere l'obiettivo mediante l'utilizzo di elementi strutturali più complessi.



Figura 3.4 – Ringrosso arginale del fiume Adige, Masi PD, Colleselli 1977

Gli argini compositi sono dei rilevati composti da materiale naturale e componenti strutturali in grado di resistere alle sollecitazioni esercitate dai carichi esterni. I componenti strutturali in questione possono essere elementi rigidi quali muri di contenimento in calcestruzzo, palancole in acciaio oppure elementi deformabili quali geotessili (CIRIA et al, 2013).

Gli elementi strutturali vengono posizionati in diverse posizioni sul rilevato arginale, a seconda della condizione più sfavorevole alla quale è soggetto. Nel caso in cui la quota sommitale dell'argine non sia sufficiente a impedire il sormonto di un'onda di piena, e non sia possibile realizzare un rialzo del rilevato per mancanza di spazio di ingombro, è possibile installare un muro verticale sulla cresta del rilevato.

In Figura 3.5 sono illustrati degli esempi di argini compositi con elementi strutturali in testa.



a) Argine composito con muro a gravita in sommità

c) Argine composito con muro in terre armate

 b) Argine composito con muro a mensola in sommità

d) Argine composito con diaframma-palancole

Figura 3.5 – Sezioni trasversali tipo di un argine composito con elementi strutturali in testa, CIRIA et al 2013 In generale l'inclinazione dei paramenti laterali di un rilevato arginale non deve superare l'angolo di attrito del materiale naturale. Questa condizione fa sì che l'area di ingombro degli argini in terra risulti molto estesa e in molti casi lo spazio a disposizione non è sufficiente a causa di interferenze o ostacoli. In questi casi i muri di sostegno vengono utilizzati per ridurre l'area di impronta del rilevato arginale. Questa soluzione porta con sé altri vantaggi come una miglior protezione del materiale di riporto, una maggiore impermeabilizzazione della scarpata e la limitazione dei moti di filtrazione attraverso il rilevato impedendo la migrazione delle particelle fini componenti il materiale di riempimento.

Il muro di sostegno viene installato nel lato del rilevato arginale bagnato dalla corrente. In Figura 3.6 vengono riportati degli esempi di un argine composito con elemento strutturale posizionato nel paramento esterno lato fiume.



a) Argine composito con palancole su lato fiume b) Argine composito con muro a gravita su lato fiume Figura 3.6 - Sezioni trasversali tipo di un argine composito con elementi strutturali su paramento laterale, CIRIA et al 2013

In alcuni casi, quando la permeabilità dei materiali costituenti l'argine è sufficientemente alta da permettere dei moti di filtrazione attraverso il corpo arginale o in fondazione, è necessario inserire all'interno del rilevato arginale una barriera impermeabile che impedisca o limiti le infiltrazioni. Il diaframma per essere efficace deve intercettare lo strato impermeabile in fondazione quando questo non è situato a una profondità eccessiva, alternativamente si raggiunge una quota che sufficientemente profonda da allungare il percorso del moto di filtrazione e abbattere il gradiente idraulico.

In Figura 3.7 vengono riportati degli esempi di un argine composito con diaframma impermeabilizzante.



a) Argine composito con diaframma nel corpo arginale b) Argine composito con diaframma al piede Figura 3.7 - Sezioni trasversali tipo di un argine composito con barriera impermeabilizzante, CIRIA et al 2013

3.3 Meccanismi di collasso arginale

Il collasso è definito come il superamento della condizione di equilibrio limite tra forze agenti e resistenze. Un sistema arginale è composto da una serie di elementi, quali i materiali naturali di riempimento e gli elementi strutturali (muri, diaframmi, rivestimenti spondali), che interagiscono tra di loro, la stabilità di ogni elemento può compromettere la stabilità globale dell'opera. La funzione principale delle arginature fluviali è la riduzione del rischio alluvionale, il collasso arginale può essere definito come l'inondazione involontaria delle aree protette (CIRIA et al, 2013).

Il meccanismo di collasso arginale può essere suddiviso in due tipologie:

- *Meccanismo di collasso di tipo strutturale*: si manifesta con una breccia quando in almeno un segmento del rilevato si verificano dei danni.
- Meccanismo di collasso di tipo idraulico: si verifica quando l'acqua oltrepassa il rilevato andando a inondare le zone protette dal sistema (tramite moto di filtrazione, sormonto arginale).

È noto che un meccanismo di collasso idraulico può indurre un meccanismo di collasso strutturale, e viceversa.

I processi che conducono al collasso un sistema di arginature sono:

- Erosione esterna
- Erosione interna
- Instabilità del paramento esterno e interno (scivolamento)
- Instabilità per sifonamento

3.3.1 Erosione esterna

L'erosione esterna è un fenomeno degradante molto comune nelle arginature fluviali.

Consiste nell'asportazione del materiale superficiale del rilevato, può verificarsi sulla scarpata o in sommità, al piede dell'argine o nella banca, in entrambi i lati dell'opera (lato fiume e lato campagna). Questo processo avviene quando il materiale non ha delle caratteristiche di resistenza tali da contrastare le azioni tangenziali della corrente che impatta sulla superficie. La conseguenza di questo fenomeno è la graduale asportazione

di materiale dalla superficie del rilevato tale da compromettere la stabilità dell'intera opera.

L'erosione esterna è causata maggiormente dai moti turbolenti della corrente, specie durante gli eventi di piena, ma è anche aggravata da altri fattori quali l'attività faunistica (tane di animali come volpi, nutrie), dalle attività antropiche e dalle caratteristiche morfologiche del corso d'acqua.

Per quanto riguarda lo studio e la modellazione di questi fenomeni, risulta ancora difficile una previsione dei volumi di materiale asportato dalla superficie; tuttavia, esistono delle relazioni empiriche che permettono di stimare il fenomeno dell'erosione (Simonini et al., 2014):

$$E_{rf} = k_d \ (\tau_a - \tau_c)^a$$

Dove:

 $- E_{rf}$ = velocità di erosione unitaria;

 $-k_d$ = indice di erodibilità del materiale;

a = coefficiente empirico;

- τ_a = tensione tangenziale agente sulla superficie;

- τ_c = tensione tangenziale critica del materiale.

In Figura 3.8 sono raffigurate le diverse tipologie di erosione spondale esterna e le azioni scatenanti.



3.3.2 Erosione interna

Per erosione interna si intende quel fenomeno legato ai moti di filtrazione attraverso il corpo arginale o in fondazione che causa il trasporto e l'asportazione della frazione fine del materiale componente il rilevato arginale.

Quando si instaura un moto di filtrazione attraverso un mezzo poroso, le particelle più fini vengono trascinate dal flusso creando dei cunicoli all'interno dell'argine, compromettendo la stabilità del rilevato e causando il collasso del sistema.

I moti di filtrazione hanno come ulteriore effetto l'aumento della probabilità di rottura per scivolamento, a causa delle variazioni del livello freatico all'interno dell'argine, provocando un indebolimento dei materiali di riempimento o aumentando le sottospinte idrauliche nel rilevato. Quando questi si verificano in fondazione, le sottospinte idrauliche possono portare a fenomeni di instabilità per perdita di capacità portante, in questi casi si parla di collasso globale del sistema arginale.

L'erosione interna può essere suddivisa in 4 categorie:

1) Erosione interna di contatto

Si verifica all'interfaccia tra strati di materiale a grana fine e materiale a grana grossa, dove i grani più fini vengono trasportati dalle forze di filtrazione parallele alla giacitura dell'interfaccia (vedi Figura 3.9).



Figura 3.9 – Schema di erosione interna di contatto (CIRIA et al., 2013)

2) Erosione interna per migrazione

Si verifica all'interno di terreni instabili e incoerenti. Le particelle di materiale fine vengono trasportate dal flusso attraversando la matrice grossolana (vedi Figura 3.10).



Figura 3.10 – Schema di erosione interna per migrazione (CIRIA et al., 2013)

3) Erosione interna concentrata

Si verifica lungo dei passaggi esistenti all'interno dell'argine come fessurazioni, vie scavate dagli animali, vie interconnesse interne al rilevato. All'interno dei cunicoli gli sforzi tangenziali prodotti dal moto di filtrazione scavano all'interno creando dei passaggi preferenziali dove il flusso viene incanalato (vedi Figura 3.11).



Figura 3.11 – Schema di erosione interna concentrata (CIRIA et al., 2013)

4) Erosione interna retrogressiva

Si verifica quando il gradiente idraulico di infiltrazione eccede il "gradiente di flottazione" del terreno. L'erosione è localizzata nel punto di uscita del flusso e si sviluppa regredendo rispetto alla direzione del moto di filtrazione (vedi Figura 3.12).



Backward erosion



In Figura 3.13 sono illustrati degli esempi di collasso strutturale dovuti al fenomeno dell'erosione interna.





b) Erosione interna in fondazione

Figura 3.13 – Tipologie di erosione interna (CIRIA et al., 2013)

3.3.3 Instabilità del sistema arginale

L'instabilità in un sistema arginale si verifica quando dal movimento delle particelle del terreno si generano delle forze sollecitanti che superano la resistenza del terreno. La presenza di sovraccarichi, proprietà dei materiali costituenti argine e fondazione scadenti, sono alcune delle cause principali di collassi strutturali. Questi processi sono legati a meccanismi di rottura come lo scivolamento rotazionale, scivolamento planare, ribaltamento e liquefazione.

I fattori che contribuiscono all'instabilità di un'arginatura fluviale possono essere molteplici, ma alcuni di questi si verificano con maggior frequenza:

 Sovraccarico: è una delle cause principali di collasso strutturale. L'instabilità si verifica quando al rilevato viene applicato un carico che eccede la capacità portante della fondazione, oppure quando si riduce il carico al piede (erosione spondale).

- Pressioni interstiziali: Quando il livello idrometrico sale fino a lambire il rilevato arginale, il terreno di riempimento inizia a saturarsi e allo svaso l'acqua all'interno dei pori non riesce a drenare con la stessa velocità di svaso; questa condizione causa una forza aggiuntiva che si scaricata in fondazione e potrebbe instabilizzare l'opera. Tuttavia, la pressione interstiziale che si sviluppa nel corpo arginale o in fondazione riduce la resistenza al taglio e allo scorrimento nelle superfici critiche di rottura.
- Attività faunistica: lo sviluppo di tane all'interno del corpo arginale può ridurre notevolmente le proprietà meccaniche dei materiali di riempimento, e induce lo sviluppo di cunicoli che portano al collasso del sistema arginale.
- Attività sismica: Le componenti verticali e orizzontali del sisma possono compromettere la stabilità di un rilevato arginale. Si possono verificare dei fenomeni di liquefazione provocati dal sisma, con conseguente perdita di capacità portante e collasso strutturale.

Tuttavia, la causa che più comunemente porta a collasso il paramento esterno di un sistema arginale è il moto di filtrazione in regime transitorio (svaso, invaso). I problemi maggiori si hanno sul paramento lato fiume, dove i fenomeni di instabilità sono legati ai continui invasi e svasi eseguiti in tempi rapidi. Per quanto riguarda la stabilità del paramento lato campagna, questa può essere compromessa dai moti di filtrazione che si instaurano all'interno del corpo arginale o in fondazione.

In Figura 3.14 sono raffigurati i principali meccanismi di collasso per instabilità del sistema arginale.



3.3.4 Rottura per sifonamento

Il sifonamento è un fenomeno distruttivo che si instaura per effetto di una risalita verticale di fluido all'interno di un terreno.

Quando il moto di filtrazione è diretto verso l'alto e la linea di flusso sbocca in corrispondenza di una superficie libera (in assenza di carichi applicati), se le forze di filtrazione eguagliano il peso dell'unità di volume del terreno immerso, si verifica l'annullamento delle tensioni efficaci dando luogo in terreni costituiti da particelle prive di legami al fenomeno di *sifonamento* (Lancellotta, Geotecnica, 2012).

Quando si verifica il fenomeno, le particelle del terreno perdono il contatto e il mezzo si comporta come un liquido pesante, con conseguenze disastrose per le opere che interagiscono con terreno.

Il sifonamento nelle arginature fluviali si manifesta attraverso l'insorgere di vulcanelli sul lato campagna del rilevato chiamati "fontanazze". Questi sono i segni premonitori che si sta instaurando un processo di sifonamento, il gradiente idraulico è talmente elevato che il terreno lungo il percorso di filtrazione viene espulso dal suolo per effetto delle elevate pressioni interstiziali. Una soluzione immediata per cercare di rallentare in fenomeno consiste nella posa di sacchi di sabbia in corrispondenza dei vulcanelli, in questo modo si permette alla pressione di sfiatare e allo stesso tempo di impedire la fuoriuscita di materiale dal suolo di fondazione.

In Figura 3.15 viene illustrato il processo evolutivo del fenomeno di sifonamento, dall'innesco al collasso globale del sistema arginale.

48



Figura 3.15 – Schema evolutivo del fenomeno di sifonamento (P. Simonini: modellazione geotecnica per l'analisi comportamento di argini fluviali)

Per quanto riguarda la progettazione di un argine e le verifiche di sicurezza allo stato limite ultimo per il sifonamento, data la gravosità del fenomeno e considerati i possibili danni che questa tipologia di collasso può arrecare, i coefficienti di sicurezza nei confronti del sifonamento sono variabili da 4 a 5 (Harr, 1962; Taylor, 1948), dove il coefficiente di sicurezza FS è definito come il rapporto tra il gradiente critico i_c e il gradiente idraulico in prossimità della superficie libera i_E :

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$
 $i_E = \frac{\Delta h}{L}$ $FS = \frac{i_c}{i_E}$

dove:

- Δh è la differenza di carico idraulico;
- L è la lunghezza del percorso di filtrazione;
- γ' è il peso specifico efficace del terreno;
- γ_w è il peso specifico dell'acqua.

CAPITOLO 4 – MOTI DI FILTRAZIONE NEI MEZZI POROSI

I moti di filtrazione sono un tema molto studiato e di notevole rilevanza nella meccanica delle terre. La determinazione di tale fenomeno fisico è fondamentale per la valutazione di una serie di problemi ricorrenti nell'ingegneria geotecnica, ad esempio l'analisi del moto di filtrazione nel corpo di una diga in terra permette di indagare gli effetti che può avere sulla stabilità dell'opera. In linea generale il comportamento meccanico dei terreni è governato dalle tensioni efficaci, per cui la definizione del campo delle pressioni interstiziali è fondamentale per l'analisi dei problemi geotecnici.

4.1 La legge di Darcy (1856)

La legge di Darcy è una legge costitutiva che definisce il moto di un fluido all'interno di un mezzo poroso saturo. Il moto si instaura da un punto, che possiede una certa quantità di energia, a un altro punto con quantità di energia inferiore.

Le componenti dell'energia specifica di un punto all'interno del mezzo saturo sono:

- L'altezza geometrica z che rappresenta la quota geometrica del punto rispetto a un determinato sistema di riferimento;
- L'altezza piezometrica u/γ_w che corrisponde alla pressione di un determinato punto espressa in metri di colonna d'acqua;
- L'altezza generatrice di velocità $\frac{v_w^2}{2g}$ che è funzione dell'energia cinetica.

L'energia specifica totale è definita dalla somma delle altezze sopracitate, e prende il nome di *carico totale H*:

$$H = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v_w^2}{2g} \tag{4.1}$$

Sotto le ipotesi di fluido perfetto e incomprimibile, in moto stazionario, il carico totale rimane costante sulla stessa linea di corrente:

$$z_A + \frac{u_A}{\gamma_w} + \frac{v_{wA}^2}{2g} = z_B + \frac{u_B}{\gamma_w} + \frac{v_{wB}^2}{2g}$$
(4.2)

La 4.2 è più comunemente chiamata equazione di Bernoulli (1738), trova innumerevoli applicazioni nel campo dell'idraulica e dei moti di filtrazione. In questi ultimi, la velocita v all'interno di un mezzo poroso è talmente bassa che rapportata in altezza cinetica ha dei valori medi dell'ordine di $10^{-5} \div 10^{-6} m$ per cui può essere trascurata senza commettere errori apprezzabili.

Viene in tal modo definita la quota piezometrica h come:

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} \tag{4.3}$$

Il significato di altezza piezometrica si può ritrovare nella concezione dei piezometri, strumenti studiati per la misurazione delle pressioni interstiziali all'interno dei terreni. Il caso più semplice è descritto da un tubo aperto superiormente con punto di applicazione definito da una quota geometrica z. Se con u viene indicata la pressione interstiziale dell'acqua nel punto di applicazione del piezometro, il livello piezometrico sale all'interno del tubo per un'altezza pari a u'/γ_w (altezza piezometrica), la quota finale alla quale si assesta il pelo libero al di sopra del piano di riferimento (dove z = 0) è pari a $z + \frac{u}{\gamma_w}$, che identifica la quota piezometrica del punto di applicazione del piezometro.

La legge di Darcy (1856) stabilisce una relazione fondamentale che lega il contenuto energetico di un moto di filtrazione alla velocità di filtrazione dello stesso, osservando sperimentalmente come la portata Q sia proporzionale alla perdita di carico idraulico $h_1 - h_2$ per una lunghezza L e alla sezione A di attraversamento del flusso:

$$Q = -K A \, \frac{h_2 - h_1}{L} \tag{4.4}$$

Il coefficiente *K* prende il nome di *coefficiente di permeabilità* e ha le dimensioni di una velocità ($[K] = LT^{-1}$). La permeabilità è un parametro che indica la capacità di un mezzo poroso di lasciarsi attraversare da fluidi, è funzione sia della struttura del mezzo (porosità, indice dei vuoti), sia dalle proprietà (viscosità e densità) del fluido (Lancellotta,2012). Generalizzando la 4.4 nota come *Legge di Darcy*, si definisce la velocità di filtrazione come il rapporto tra la portata *Q* è la sezione totale *A*:

$$\mathbf{v} = K \mathbf{i} \tag{4.5}$$

e il vettore

$$\mathbf{i} = -\Delta h \tag{4.6}$$

viene chiamato gradiente idraulico.

La notazione con il meno davanti indica che il gradiente idraulico è positivo quando la quota piezometrica diminuisce lungo il verso del moto di filtrazione. In generale, è essenziale far presente che il moto dipende dalle quote piezometriche e non solo dai valori di pressione. Se un moto di filtrazione che passa per due punti, A e B, con il punto B avente una pressione maggiore del punto A ma a una quota piezometrica *h* inferiore rispetto ad A, allora la direzione del moto sarà dal punto A al punto B.

Per farsi un'idea sugli ordini di grandezza del coefficiente di conducibilità idraulica, in Tabella 4.1 sono riportati i valori per diversi mezzi porosi.

,	
Tipo di materiale	К (m/s)
Ghiaia pulita	$10^{-2} \div 1$
Sabbia grossa pulita	$10^{-5} \div 10^{-2}$
Sabbia fine	10 ⁻⁶ ÷ 10 ⁻⁴
Limo	$10^{-8} \div 10^{-6}$
Argilla tenera	< 10 ⁻⁹
Argilla consistente fessurata	$10^{-8} \div 10^{-4}$

Tabella 4.1 - Ordini di grandezza del coefficiente di conducibilità idraulica (Lancellotta,2012)

4.2 Modello matematico dei moti di filtrazione

In questo paragrafo saranno discussi i modelli matematici in grado di descrivere i moti di filtrazione nei mezzi porosi. Si consideri un mezzo poroso in condizioni sature e isoterme, in tale situazione per costruire il modello matematico occorre considerare, oltre alle condizioni di equilibrio, congruenza e legame costitutivo dello scheletro solido, le equazioni di conservazione della massa per entrambe le fasi, l'equazione di stato della fase fluida e infine la legge di Darcy. Assumendo che le quantità e i gradienti delle quantità siano espresse sino al primo ordine (trascurando potenze y con ordine per n>2), è possibile linearizzare la teoria semplificando la trattazione.

Vengono di seguito analizzate le equazioni che determinano il modello matematico (Lancellotta, 2012).

• Equazioni di stato

Per la fase fluida, l'equazione di stato che lega la variazione di densità alla variazione di pressione (in un processo isotermo, come da ipotesi), si indica come:

$$\rho_w = \rho_{w0} \ e^{[\beta(u-u_0)]} \tag{4.7}$$

Nella quale $\rho_{w0} e u_0$ sono valori di riferimento, mentre β indica la compressibilità dell'acqua.

Per quanto riguarda la compressibilità delle particelle solide, nell'ambito della meccanica delle terre, questa può essere trascurata, per cui l'equazione di stato diventa:

$$\rho_s = cost \tag{4.8}$$

• Equazione di conservazione della massa

Possiamo scrivere le equazioni di conservazione della massa, sia per la fase liquida che per quella solida, come:

$$\frac{\partial(n\rho_w)}{\partial t} + \nabla \cdot (n\rho_w \mathbf{v}_w) = 0$$
(4.9)

$$\frac{\partial [(1-n)\rho_s]}{\partial t} + \nabla \cdot [(1-n)\rho_s \mathbf{v}_s] = 0$$
(4.10)

Sostituendo in queste equazioni le equazioni di stato (4.7) e (4.8), trascurando i termini $n\mathbf{v}_w \cdot \nabla \rho_w$ e $(1-n)\mathbf{v}_s \cdot \nabla \rho_s$, e osservando che $\nabla \cdot v_s = -\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t}$, si ricava la cosiddetta Equazione di continuità del mezzo poroso:

$$\frac{\partial \varepsilon_{\boldsymbol{v}}}{\partial t} = n\beta \, \frac{\partial u}{\partial t} + \nabla \cdot \mathbf{v} \tag{4.11}$$

L'equazione (4.11) dimostra come la variazione di volume di un mezzo poroso in un determinato intervallo di tempo coincide con la variazione di volume del fluido (considerato comprimibile) sommata alla quantità d'acqua espulsa dal mezzo nel medesimo intervallo di tempo.

• Equazioni di equilibrio

Le equazioni indefinite di equilibrio derivano dalle equazioni di bilancio della quantità di moto trascurando i termini di inerzia, e si scrivono come:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} - b_x = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} - b_y = 0$$
(4.12)

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} - b_z = 0$$

Dove il vettore b_i rappresenta le forze di volume.

Le equazioni (4.12) possono essere scritte in forma compatta con la seguente notazione indiciale:

$$\frac{\partial \sigma_{ji}}{\partial x_i} - b_i = 0 \tag{4.13}$$

Si associa alle equazioni indefinite di equilibrio la legge di Darcy, che descrive il campo di moto della fase liquida:

$$\mathbf{v} = -\frac{\kappa}{\gamma_w} \,\nabla h \tag{4.14}$$

e viene suddiviso il termine di pressione come somma della pressione stazionaria iniziale u_{st} e della sovrappressione interstiziale u, riscrivendo l'equazione della quota piezometrica come segue:

$$h = z + \frac{u_{st}}{\gamma_w} + \frac{u}{\gamma_w}$$
(4.15)

• Legame costitutivo della fase solida

Il legame costitutivo, sotto l'ipotesi di mezzo lineare isotropo, è descritto come:

$$\sigma'_{ij} = (\sigma_{ij} - u\delta_{ij}) = \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2G\varepsilon_{ij}$$
(4.16)

con il tensore delle piccole deformazioni ε_{ij} definito come segue:

$$\varepsilon_{ij} = -\frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right)$$
(4.17)

Le equazioni descritte precedentemente costituiscono un sistema di *equazioni di campo*, composto da un totale di 16 equazioni in 16 incognite, rappresentate da 6 termini di tensione, 6 termini di deformazione, 3 termini di spostamento e il termine che rappresenta la sovrappressione interstiziale (Lancellotta, 2012).

4.3 Moti di filtrazione in regime stazionario

Un fluido si muove in regime di moto stazionario quando tutte le molecole del fluido che attraversano una generica sezione del mezzo hanno la stessa velocità in tutti i successivi istanti. A queste condizioni è possibile riscrivere l'equazione di continuità (4.11) come:

$$\nabla \cdot \mathbf{v} = 0 \tag{4.18}$$

alla quale va integrata la legge di Darcy

$$\mathbf{v} = -K \,\nabla h \tag{4.19}$$

Sostituendo la (4.19) all'interno dell'equazione (4.18) si ottiene l'equazione di Laplace:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \tag{4.20}$$

Definite opportunamente le condizioni al contorno (condizione di Dirichlet o condizione di Neumann), dalla soluzione dell'equazione di Laplace è possibile ricavare il valore del carico idraulico in ogni punto all'interno di un mezzo poroso, e di conseguenza tracciare le due famiglie di curve (linee equipotenziali e linee di flusso) che insieme rappresentano la *rete di flusso* o *reticolo idrodinamico.* Per la risoluzione dell'equazione di Laplace è possibile ricorrere a diversi metodi (analitici, numerici), procedimenti analogici e metodi approssimativi di tipo grafico.

4.3.1 La rete di flusso

Come anticipato nel paragrafo precedente, per determinare la rete di flusso occorre conoscere le condizioni al contorno e la distribuzione spaziale del coefficiente di conducibilità idraulica. In particolare, nel caso di moto in regime stazionario, isotropia del terreno, moto bidimensionale e rappresentando il carico idraulico *h* come una funzione potenziale Φ (x,y), possiamo scrivere l'equazione (4.20) come:

$$\frac{\partial^2 \Phi(x,y)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi(x,y)}{\partial y^2} = 0$$
(4.21)

La stessa equazione può essere riscritta oltre che in termini di funzione potenziale $\Phi = \Phi(x,y)$, anche per la funzione di corrente $\Psi = \Psi(x,y)$, come:

$$\frac{\partial^2 \Psi(x,y)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi(x,y)}{\partial y^2} = 0$$
(4.22)

Dall'equazione (4.22) si ricavano le *linee equipotenziali*, ovvero le curve in cui l'energia potenziale e quindi il carico idraulico rimane costante ($\Phi(x,y) = cost$). Per definizione, le *linee di flusso* sono quella famiglia di curve ortogonale alle linee equipotenziali, tangenti in ogni punto alla velocità del fluido ($\Psi(x,y) = cost$).

Le linee di flusso ed equipotenziali sono infinite e nella soluzione grafica se ne scelgono un numero finito. Lo spazio tra due linee di flusso si chiama *canale di flusso*, attraverso cui scorre una portata costante Δq . La distanza tra due linee equipotenziali misura la perdita di energia Δh del fluido nell'attraversare lo spazio compreso tra le due. L'area delimitata da due linee di flusso successive e da due linee equipotenziali successive prende il nome di *campo*.



Figura 4.1 – Schema illustrativo di una rete di flusso

La costruzione del reticolo di flusso per via grafica richiede la definizione di un certo numero di campi, i quali dipendono da una serie di condizioni affinché il calcolo sia più vicino possibile alla soluzione analitica:

- La perdita di carico Δh fra due linee equipotenziali successivi deve essere costante;
- I campi devono essere simili a dei quadrati ($\Delta a \approx \Delta b$).
- A questo punto occorre determinare le condizioni al contorno del problema, a tal proposito si osserva che:
- Le superfici impermeabili sono considerate linee di flusso, poiché non possono essere attraversate.
- Le superfici a pelo libero sono considerate linee equipotenziali, poiché in tutti i loro punti il carico idraulico h rimane costante.

Si prenda come esempio il caso del diaframma mostrato in Figura 4.2, si inizia con il tracciamento delle linee equipotenziali facendo in modo che queste siano ortogonali alla linea di flusso identificata dal diaframma. Il passo successivo consiste nel tracciamento

delle linee di flusso, risultando queste ortogonali alle linee equipotenziali e distanziate in modo da costruire un reticolo con maglie di forma quadrata.



Figura 4.2 – Reticolo di flusso in uno scavo con diaframma

Noto il carico totale dissipato Δh_{tot} , si definisce il numero N dei dislivelli di carico Δh che si vogliono tra due linee equipotenziali consecutive:

$$\Delta h = \frac{\Delta h_{tot}}{N} = cost \tag{4.23}$$

Una volta tracciata la rete di flusso, detta Δa la distanza tra due linee equipotenziali e Δb la distanza tra due linee di flusso consecutive, è possibile calcolare le seguenti grandezze per ogni campo che compone il reticolo:

- Gradiente idraulico $i = \frac{\Delta h}{\Delta b} = \frac{\Delta h_{tot}}{N \Delta b}$;
- Velocità di filtrazione $v = K i = \frac{K \Delta h_{tot}}{N \Delta b};$

- Portata di filtrazione
$$\Delta q = v \Delta a = \frac{K \Delta h_{tot} \Delta a}{N \Delta b} \cong \frac{K \Delta h_{tot}}{N}$$

Infine, conoscendo il numero totale dei canali di flusso N_{tot} è possibile calcolare la portata totale Q (al metro lineare di profondità) come:

$$Q = N_1 \,\Delta q = K \,\Delta h_{tot} \,\frac{N_{tot}}{N} \tag{4.24}$$

4.4 Moti a superficie libera

Consideriamo adesso il moto di filtrazione che si instaura all'interno di una diga in terra, come illustrato in Figura 4.3. Partiamo dalle condizioni al contorno:

- La superficie di base AD è considerata come una linea di flusso, poiché non può essere attraversata dal flusso.
- Il paramento di monte (tratto AB) e il paramento di valle (tratto CD) sono considerate linee equipotenziali, poiché tutti i punti che giacciono su queste linee hanno un valore del carico idraulico h costante:



Figura 4.3 – Filtrazione non confinata (Lancellotta, 2012)

Per quanto riguarda il tratto *EC*, esso non può essere una linea equipotenziale poiché il carico idraulico non rimane costante lungo la superficie, non può essere una linea di flusso poiché interseca le linee di flusso del moto. Infine, il tratto *BE* raffigura una superficie libera per la quale vanno fatte due considerazioni:

- La componente di velocità ortogonale alla superficie è nulla;
- Il carico piezometrico h è uguale alla quota geometrica z (poiché tutti i punti che giacciono sulla superficie sono a pressione atmosferica).

La complessità di questo tipo di problemi sta nella determinazione della superficie *BE* che non è nota a priori e deve essere determinata sulla base della soluzione del moto. In mancanza della definizione a-priori di una delle condizioni al contorno, il moto di filtrazione viene indicato in questo caso *moto non confinato* o *moto a superficie libera* (Lancellotta, 2012). L'equazione che descrive la superficie libera è definita come:

$$S(x, y, z) \coloneqq h(x, y, z) - z = 0 \tag{4.25}$$

Le due considerazioni fatte superficie *BE* (è una linea di flusso e la pressione dell'acqua in ogni punto della superficie è nulla) permettono di definire la posizione della superficie libera all'interno del corpo, procedendo per tentativi con un metodo iterativo:

- Si sceglie in maniera arbitraria la posizione della superficie libera imponendo che essa sia una linea di flusso;
- Si risolve l'equazione del moto di filtrazione, ottenendo il valore del carico idraulico nei vari punti, e quindi della pressione neutra;
- Si controlla il valore della pressione neutra ottenuto in corrispondenza della superficie libera;
- Se il valore risulta positivo, allora il flusso risulta eccessivamente confinato e occorre alzare la superficie libera; viceversa, se il valore risulterà negativo allora bisognerà abbassare la superficie libera;
- 5) Si procede iterativamente fino ad arrivare alla convergenza.

In conclusione, quando la frontiera libera è caratterizzata da una debole pendenza è possibile semplificare lo studio di un moto non confinato trascurando la dipendenza della variabile z dall'altezza piezometrica come segue:

$$h(x, y, z) \cong h(x, y) \tag{4.26}$$

L'equazione (4.26) è nota in letteratura come *ipotesi di Dupuit* (1856), che combinata con la (4.25) consente di scrivere la relazione:

$$h = h(x, y) = z \tag{4.27}$$

Tramite queste assunzioni si è stabilito che la quota geometrica della frontiera libera è pari alla sua altezza totale e può assumersi costante lungo ogni verticale.

Se si considera il moto di filtrazione attraverso un elemento poroso, la conservazione della massa nella direzione *x* è definita come:

$$q_x - q_{x+dx} = K \frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial h}{\partial x} \right) dx \, dy \tag{4.28}$$

Analogamente si trova l'espressione in direzione *y*, che combinate permettono di ottenere la seguente equazione:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h \frac{\partial h}{\partial y} \right) = 0$$
(4.29)

che riscritta in forma compatta ci riconduce all'equazione di Laplace:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \tag{4.30}$$

4.4.1 Moto a superficie libera nello spazio piano (Casagrande, 1937)

In questo paragrafo sarà discusso un metodo analitico per il calcolo della frontiera libera in uno spazio bidimensionale. In Figura 4.4 è illustrato un esempio di come l'equazione di Laplace si riduce a un'equazione parabolica nel caso piano:

$$\frac{d^2h^2}{dx^2} = 0$$
 (4.31)

Integrando l'equazione in direzione x si ottiene:

$$h^2 = Ax + B \tag{4.32}$$



Figura 4.4 – Superficie libera parabolica (Lancellotta, 2012)

Definite le condizioni al contorno:

$$h = h_1 \quad se \ x = 0$$
$$h = h_2 \quad se \ x = b$$

si possono calcolare le costanti *A* e *B*, che inserite nella (4.32) permettono di scrivere l'equazione della superficie libera:

$$h^2 = h_1^2 - \frac{(h_1^2 - h_2^2)}{b}$$
(4.33)

Questa espressione dimostra che la traccia della superficie libera è rappresentata da una parabola (Lancellotta,2012).

La trattazione appena discussa viene usualmente impiegata nello studio dei moti di filtrazione all'interno di rilevati arginali e dighe in terra, per calcolare in maniera analitica

la posizione della superficie libera (Casagrande, 1937). In Figura 4.5 viene dimostrato graficamente come le parabole confocali sono un esempio di funzioni coniugate che soddisfano l'equazione di Laplace, ovvero se le frontiere *AB* e *FC* sono delle linee equipotenziali allora le curve *AC* sono linee di flusso. Queste condizioni si verificano quando una diga in terra è provvista di un dreno orizzontale in corrispondenza del paramento di valle (vedi Figura 4.6).

La soluzione suggerita da Casagrande (1937) consiste nel posizionare il fuoco della parabola nel punto *F* e di considerare il segmento *EB* pari a 0,3 volte il segmento *BC*. Facendo tali assunzioni, la distanza focale *S* risulta pari a:

$$S = \sqrt{d^2 + h^2} - d \tag{4.34}$$

Mentre l'equazione che definisce la posizione della frontiera libera è:

$$x = \frac{z^2 - S^2}{2S}$$
(4.35)

Considerando che il paramento di monte *AB* è una linea equipotenziale, la curvatura della parabola va corretta nel tratto *GB* in modo da soddisfare la condizione al contorno in *B*.



Figura 4.5 – Parabole confocali (Lancellotta,2012)



Figura 4.6 – Diga con dreno orizzontale a valle (Lancellotta, 2012)

4.5 Moti di filtrazione in regime transitorio

Un moto di filtrazione si dice in regime transitorio quando l'intensità e la direzione del flusso sono dipendenti dal tempo e variano istante per istante. A differenza del caso stazionario, dove la rete di flusso e quindi le traiettorie del moto rimangono costanti nel tempo, nel moto in regime transitorio ogni istante è descritto da una diversa rete di flusso. In caso di moto a regime stazionario, una particella d'acqua che attraversa il sistema raggiungerà la sezione di deflusso muovendosi parallelamente alla linea di flusso. Al contrario, in caso di moto a regime transitorio le particelle d'acqua hanno una direzione che non coincide con la linea di flusso transitorio. Sebbene sia possibile costruire per ogni istante un reticolo di flusso che descriva il campo di moto, le linee di flusso riferite a un'istantanea sono rappresentative soltanto della direzione del moto in quel determinate istante. Dato che la configurazione delle linee di flusso varia nel tempo, queste non riescono a descrivere il tracciato che una particella d'acqua compie attraversando il mezzo. Tuttavia, il calcolo delle traiettorie transitorie per diversi istanti di tempo è di fondamentale importanza poiché permette di comprendere l'evolvere del moto di filtrazione.

Vediamo adesso il problema da un punto di vista matematico. La prima considerazione va fatta sulla legge di conservazione della massa di un flusso transitorio sotto l'ipotesi di mezzo saturo e poroso: la massa di fluido entrante nel volume elementare è uguale alla massa immagazzinata dal mezzo poroso in un determinato intervallo di tempo. Per quanto riguarda l'equazione di continuità, in riferimento allo schema illustrato in Figura 4.7 – Volume elementare di un mezzo porosopuò essere scritta come:

$$-\frac{\partial(\rho v_x)}{\partial x} - \frac{\partial(\rho v_y)}{\partial y} - \frac{\partial(\rho v_z)}{\partial z} = \frac{\partial(\rho n)}{\partial t}$$
(4.36)



Figura 4.7 – Volume elementare di un mezzo poroso (A. Freeze, J. Cherry, 1979) Esplicitando il termine a destra l'equazione diventa:

$$-\frac{\partial(\rho v_x)}{\partial x} - \frac{\partial(\rho v_y)}{\partial y} - \frac{\partial(\rho v_z)}{\partial z} = n \frac{\partial \rho}{\partial t} - \rho \frac{\partial n}{\partial t}$$
(4.37)

Il primo termine della parte destra della (4.37) è la portata di massa d'acqua prodotta dall'espansione dell'acqua per la variazione della sua densità ρ . Il secondo termine è la portata di massa d'acqua prodotta dalla compattazione del mezzo poroso, che a sua volta riflette una variazione della porosità *n*. Il primo termine è controllato dalla compressibilità del fluido β e il secondo termine dalla compressibilità dell'acquifero α . Si sa che la variazione della densità del fluido ρ e la variazione della porosità *n* sono entrambi prodotti da una variazione del carico idraulico *h*, e che il volume di acqua prodotto dai due meccanismi per una diminuzione unitaria del carico è pari a S_s , dove S_s è l'immagazzinamento specifico dato da (A. Freeze, J. Cherry, 1979):

$$S_s = \rho g(\alpha + \beta n) \tag{4.38}$$

La portata di massa di acqua prodotta (tasso temporale di variazione dell'immagazzinamento idrico) è:

$$\frac{\partial(\rho n)}{\partial t} = \rho S_s \frac{\partial h}{\partial t} \tag{4.39}$$

Sostituendo la (4.39) all'interno della (4.36) si ottiene:

$$-\frac{\partial(\rho v_x)}{\partial x} - \frac{\partial(\rho v_y)}{\partial y} - \frac{\partial(\rho v_z)}{\partial z} = \rho S_s \frac{\partial h}{\partial t}$$
(4.40)

Esplicitando il termine a sinistra e considerando che i termini nella forma $\rho \frac{\partial v_x}{\partial x}$ sono molto più grandi dei termini $v_x \frac{\partial \rho}{\partial x}$, il termine ρ si elide da entrambi i termini della (4.40). Inserendo la legge di Darcy, l'equazione diventa:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = S_s \frac{\partial h}{\partial t}$$
(4.41)

Questa equazione esprime il flusso transitorio attraverso un mezzo poroso anisotropo. Se il mezzo è omogeneo e isotropo, ed esplicitando il termine *S*_s, la (4.40) si traduce in:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{\rho g(\alpha + \beta n)}{\kappa} \frac{\partial h}{\partial t}$$
(4.42)

L'equazione (4.21) è nota come equazione della diffusione.

La soluzione *h* (*x*, *y*, *z*, *t*) ottenuta permette di definire il valore del carico idraulico in ogni punto e istante del dominio. Tale soluzione richiede la conoscenza dei coefficienti del mezzo solido *K* (conducibilità idraulica), α (compressibilità dell'acquifero) e *n* (porosità), e i parametri del mezzo fluido ρ (densità) e β (compressibilità del fluido).

Nella condizione di un acquifero orizzontale confinato di spessore *b*, con $S = S_s b$ e T = Kb, considerando il caso di moto bidimensionale, la (4.21) diventa:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t}$$
(4.43)

La soluzione h(x, y, t) definisce l'andamento del carico idraulico in ogni punto lungo un piano orizzontale di un acquifero orizzontale, al variare del tempo t (A. Freeze, J. Cherry, 1979).

Lo sviluppo presentato in questa sezione, insieme ai concetti di immagazzinamento presentati precedentemente, è basato sullo sviluppo classico presentato da Jacob (1950). Più recentemente, la forma classica è stata rivalutata da Biot (1955) che ha riconosciuto che in acquiferi soggetti a consolidazione è necessario trattare la legge di Darcy in termini di velocità relative del fluido rispetto ai grani. L'approccio più generale, che accoppia un campo di flusso tridimensionale e un campo di sforzi tridimensionale, è stato considerato per la prima volta da Biot (1941).

4.6 Il modello di Biot (1941)

Partendo dal sistema di equazioni di campo definito al paragrafo 0, composto da 16 equazioni in 16 incognite, è possibile arrivare a una formulazione in forma compatta operando opportune sostituzioni. Tramite l'utilizzo di una notazione indiciale che usa la virgola in basso per indicare la derivata parziale rispetto alla variabile spazio, per esempio $\frac{\partial u_k}{\partial x_i} = u_{k,i}$, sostituendo la (4.17) nella (4.16) e successivamente nella (4.13), si ottiene il sistema di equazioni:

$$\lambda u_{k,ki} + G(u_{i,j} + u_{j,i})_{,j} - u_{,i} + b_i = 0$$
(4.44)

$$\frac{\kappa}{\gamma_w} \nabla^2 u + \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = 0 \tag{4.45}$$

Il sistema appena trovato è costituito da 4 equazioni differenziali alle derivate parziali, dove le 4 incognite del problema sono la sovrapressione interstiziale *u* e le tre componenti di spostamento *u_i* (Lancellotta, 2012).

Le equazioni (4.44) e (4.45) costituiscono il modello matematico della *consolidazione tridimensionale* formulata da Biot (1941). Tale modello mise le basi dello studio dei moti di filtrazione nei mezzi porosi in condizioni non drenate (terreni a grana fine), fu la prima formulazione che descrisse la simultanea evoluzione del regime delle sovrappressioni interstiziali e delle deformazioni dello scheletro solido, ragion per cui in letteratura è noto come *modello accoppiato* (o *teoria accoppiata*).

CAPITOLO 5 - CASE HISTORY: LA CASSA DI ESPANSIONE SUL FIUME PANARO

5.1 Bacino idrografico del Fiume Panaro

Il bacino idrografico del fiume Panaro si colloca all'interno della Regione Emilia-Romagna, occupando per la maggior parte la Provincia di Modena, una parte della Provincia di Bologna e in maniera limitrofa le Provincie di Pistoia, Ferrara e Mantova.

Il bacino (vedi Figura 5.1) si estende per una superficie di 1775 kmq, la metà di questo è un territorio a carattere montano. I suoi confini sono delimitati a sud-ovest dal crinale appenninico tosco-emiliano per poi estendersi in direzione nord-est fino a intercettare il fiume Po nella pianura padana.

Il fiume Panaro è l'ultimo affluente in riva destra e in assoluto del fiume Po, ha origine dalla confluenza di due torrenti, Leo e Scoltenna, che nascono dal crinale appenninico a quote superiori ai 1500 m s.l.m. e si incontrano a 300 m s.l.m.. Un vasto ventaglio di fiumi e torrenti viene raccolto nello spartiacque appenninico racchiuso tra il massiccio del Corno alle Scale (1945 m s.l.m.) e il monte Spicchio (1599 m s.l.m.) per poi scorrere verso valle e confluire con l'asta fluviale del F. Panaro. In particolare, gli affluenti principali sono in sinistra il torrente Lerna e Tiepido, il rio Torto e il Canale Naviglio, in destra i rii S. Martino e Missano. Da Marano proseguendo in direzione Nord-Est verso la pianura padana, il corso d'acqua presenta un andamento meandriforme con struttura pluricursale.



Figura 5.1 - Inquadramento bacino idrografico (ETATEC STUDIO PAOLETTI S.r.I. - SOCIETA' DI INGEGNERIA-AIPO) Il bacino idrografico del F. Panaro può essere suddiviso principalmente in tre unità, sottoelencate e illustrate in Figura 5.2:

- Il bacino idrografico a monte della cassa (area azzurra);
- La cassa d'espansione a Sant'Anna (prisma rosso);
- Il sistema a valle della cassa, suddiviso in 3 zone:
 - i. L'asta fluviale di valle, dalla cassa fino alla confluenza con il F. Po (tratto blu);
 - ii. Il bacino imbrifero del torrente Tiepido (area verde);
 - iii. Il bacino del Canale Naviglio (area arancione).



Figura 5.2 - Schematizzazione bacino idrografico fiume Panaro (ETATEC STUDIO PAOLETTI S.r.l. - SOCIETA' DI INGEGNERIA-AIPO)

Il bacino idrografico del F. Panaro, a monte dell'opera di sbarramento in località Sant'Anna, ha una superficie totale di circa 900 kmq.

5.2 Caratteristiche dell'opera

La cassa di espansione è situata a San Cesareo sul Panaro (MO), in località Sant'Anna, ed è costituita da un manufatto di sbarramento in calcestruzzo armato, un sistema di arginature maestre che racchiudono un'area di invaso di circa 380 ettari, e che costituisco la cassa principale in linea. Sul fianco destro è presente una cassa sussidiaria in derivazione alla cassa principale, munita di sfioratore laterale meccanizzato, si colloca all'interno degli argini maestri della cassa in linea ma è protetta da un argine interno secondario. Quest'ultimo invaso è stato ideato per attivarsi prima che il livello idrometrico raggiunga la quota di sfioro del manufatto principale, garantendo un incremento del volume di laminazione.

In Figura 5.3 è mostrata la planimetria CTR della cassa d'espansione.



Figura 5.3 – Planimetria generale cassa di espansione sul fiume Panaro (MO)

5.2.1 Il manufatto principale

Come viene riportato nel progetto "Esecuzione dei rilievi ed analisi del monitoraggio planoaltimetrico del manufatto di regolazione della cassa di espansione sul Fiume Panaro (MO-E-1325)" nell'anno 2016, il manufatto è composto da un monolite a gravità in calcestruzzo completamente sfiorante, con quota di sfioro a +40,83 m s.l.m., di lunghezza da spalla a spalla pari a 150m. Il deflusso è regolato da 5 luci centrali di forma rettangolare e dimensioni pari a 7,00m x 2,80m e altre 4 luci laterali più piccole di dimensione 3,50m x 2,80m. Tutte le luci sono presidiate da paratoie piane meccanizzate con quota di battuta posta a +29,27 m s.l.m.. Nella parte sommitale dell'opera è collocata una passerella
carrabile poggiante su delle pile che emergono dalla struttura fino a quota +44,62 (vedi Figura 5.4).

La platea su cui si fonda il manufatto è intestata su due diaframmi longitudinali, collegati in direzione trasversale in modo da conferire un comportamento scatolare alla struttura, con base d'appoggio a quota +8,00 m s.l.m. A valle dell'opera la platea ha la funzione di dissipare e rallentare la corrente in uscita dalla cassa mediante due file di blocchi in calcestruzzo (vedi Figura 5.5).



Figura 5.4 - Cassa di espansione sul fiume Panaro (MO) – Manufatto di sbarramento vista lato monte



Figura 5.5 - Cassa di espansione sul fiume Panaro (MO) – Manufatto di sbarramento vista lato valle

Le due spalle laterali sono progettate con una struttura scatolare in c.a. sulla platea di fondazione e quindi con coronamento a quota media +44,58 m s.l.m. che si raccorda con le arginature. Queste ultime sono caratterizzate da una larghezza pari a 5m in sommità con pendenza 2:1 a monte e 3:2 a valle.

Le principali caratteristiche sono di seguito riassunte:

- sviluppo longitudinale tra le spalle: 151,62 m
- larghezza al piede del manufatto: 20,39 m
- altezza della soglia sull'estradosso della platea: 12,06 m

- quota della soglia sfiorante: 40,83 m s.l.m.
- quota media di sommità delle spalle e degli argini: 44,58 m s.l.m.
- dimensione delle cinque luci libere centrali: 7,00 m × 2,80 m
- dimensione delle cinque luci libere laterali: 3,50 m × 2,80 m
- quota di fondo delle tre luci libere centrali: 29,27 m s.l.m.
- quota di fondo delle due luci libere laterali: 29,27 m s.l.m.
- spessore della platea di fondazione: 1,50 m
- spessore della platea di valle: 2,00 m

In Figura 5.6 e Figura 5.7 sono illustrate la sezione trasversale del manufatto e la planimetria.



Figura 5.6 - Sezione manufatto di sbarramento e vasca di dissipazione



Figura 5.7 - Vista planimetrica manufatto di sbarramento e vasca di dissipazione

5.2.2 La cassa sussidiaria

A supporto della cassa principale in linea è stata progettata una cassa sussidiaria (in derivazione) che entra in funziona prima che la quota di invaso raggiunga la quota di sfioro del manufatto principale, posta a 40,83 m s.l.m.

Il sistema arginale della cassa sussidiaria è composto sul lato destro dagli argini maestri della cassa principale, e sul lato sinistro da un'arginatura sormontabile in froldo che costeggia il corso d'acqua fino al tratto finale prima dello sbarramento (vedi Figura 5.8). La quota sommitale dell'argine laterale si attesta intorno ai 41,50 m s.l.m. con variazioni lungo il profilo di 0,50m, la quota di sfioro del manufatto di ingresso alla cassa è posta a 40,17 m s.l.m., delimitando un'area complessiva della cassa pari a 0,66 kmq, costituendo quindi un apporto notevole al volume invasabile totale, nel caso si raggiunga una condizione critica del manufatto principale.

Per quanto riguarda la definizione delle sezioni arginali tipo e la stratigrafia del profilo, si rimanda alla sezione "5.4 Caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica delle sezioni arginali" dove verranno discusse nel dettaglio, sulla base delle campagne di indagini condotte.



Figura 5.8 – Planimetria CTR e ortofoto cassa sussidiaria

Il manufatto di scarico, costituito da due canali di sezione quadrata realizzati in calcestruzzo, è situato all'interno della sezione arginale della cassa ausiliaria sullo spigolo compreso tra lo sfioratore laterale e lo stante bi-ettometrico "dx02".

Sul lato fiume, dove lo scarico riversa nella cassa principale, sono installati due ventilabri in acciaio con sezione utile di 97cm x 97cm, mentre sul lato campagna i canali sono entrambi parzialmente interrati e hanno dimensione pari a 1,00m x 1,00m.

5.2.3 Il sistema arginale

Le arginature maestre della cassa d'espansione sul F. Panaro racchiudono un bacino che si estende per circa 380 ettari capace di immagazzinare 15 milioni di metri cubi d'acqua (a cui si sommano circa 5 milioni mc dovuti alla cassa ausiliaria). Data la considerevole altezza che lo caratterizza, quest'opera può essere considerata una vera e propria diga in terra, sfiorando e superando in alcuni tratti i 10 metri di altezza dal piano campagna.

La storia delle arginature ha inizio intorno alla metà del 900, furono costruite a protezione dei centri abitati limitrofi al corso d'acqua. Dopo l'occorrenza di una serie di eventi alluvionali che causarono danni ingenti alle infrastrutture e ai centri abitati nella zona a est di Modena, si decise di aumentare man mano l'altezza delle arginature. Quando poi nel 1975 il Magistrato per il Po approvò il progetto di costruzione della cassa d'espansione a valle del ponte Ambrogio, individuando la suddetta zona come futuro bacino di laminazione per gli eventi di piena sempre più ricorrenti.

Successivamente nel 1989 vennero realizzati dei lavori di completamento dell'arginatura principale che riguardarono il sopralzo della sommità arginale dalla quota 42,25 m s.l.m. fino alla nuova quota 44,85 m s.l.m.

74



Figura 5.9 – Sezione tipo di progetto (GEOPLANNING s.r.l., 1989)

I paramenti a fiume e a campagna vennero mantenuti con delle inclinazioni di 1:2 per il primo e 1:1,5 per il secondo.

Attualmente, il sistema di arginature maestre della cassa d'espansione in linea (escluso quindi il tratto arginale della cassa sussidiaria interno al bacino) ha una lunghezza complessiva di circa 7,2 km, divisi tra argine in sinistra e argine in destra che hanno misurano rispettivamente 3.700 m e 3.480 m di lunghezza. La quota media della sommità arginale si attesta intorno ai 44,50 m s.l.m., che considerando la quota della soglia sfiorante posta a 40,83 m s.l.m., definisce un franco di sicurezza maggiore di 4 metri.

5.3 Inquadramento geologico-geotecnico

5.3.1 Inquadramento geologico

Il manufatto principale è situato in una zona con terreni attribuibili all'unità di Modena, che a sua volta fa parte del subsistema di Ravenna, prevalentemente composta da depositi sabbiosi-limosi di natura fluviale con intercalazioni ghiaiose di origine postromana. La stratigrafia del sottosuolo è costituita da sedimenti di natura alluvionale che si distinguono in due cicli di deposizione che si stendono su un substrato la cui parte superficiale è costituita da depositi marini. Questi cicli deposizionale hanno dato vita alle due unità stratigrafiche principali del sottosuolo della pianura padana nell'Emilia-Romagna:

- Il sistema Emiliano-Romagnolo superiore (AES) formatosi circa 450'000 anni fa, con uno spessore medio compreso tra 170m e 190m;
- Il sistema Emiliano-Romagnolo inferiore (AEI) di età compresa tra i 600'000 e i 450'000 anni, con uno spessore medio compreso tra i 110m e 120m.

La superficie del substrato marino costituito dai depositi continentali è situata a una profondità compresa tra i 280m e i 300m sotto il piano campagna, nella zona dove è ubicata la cassa di espansione.

In particolare, la zona in cui sorge il manufatto è caratterizzata da un alternarsi di strati costituiti per la maggior parte da terreni a matrice fine (limi e sabbie) in cui si intercalano lenti ghiaiose di spessore metrico. In Figura 5.10 è riportata una stratigrafia preliminare in fondazione al manufatto principale (Studio Colleselli&P.-Doc. MO-E-421-M, AIPO).

76



Figura 5.10 - Stratigrafia preliminare dei terreni di fondazione in corrispondenza del manufatto principale (Studio Colleselli&P.-Doc. MO-E-421-M, AIPO)

5.3.2 Campagna di Indagini

Sulla base dei dati elaborati da indagini geognostiche condotte tra gli anni 1988 e 2020, è stata effettuata la caratterizzazione geotecnica dei materiali costituenti lo strato di fondazione delle opere appartenenti la cassa di espansione e le stratigrafie del sistema arginale. I log stratigrafici ottenuti dai sondaggi in foro hanno permesso la determinazione della litostratigrafia delle sezioni arginali, le quali saranno oggetto di studio e verifica mediante analisi numeriche agli elementi finiti. I risultati ottenuti dalle prove di laboratorio sono stati elaborati in modo da definire i parametri idraulici e meccanici dei terreni costituenti il sistema arginale e i terreni di fondazione.

Sulla base del reperimento dei dati di diverse campagne svolte nel corso degli anni, è riportata in Figura 5.11 una rappresentazione in vista planimetrica della posizione delle indagini in sito e dei sondaggi eseguiti, che si differiscono per anno di esecuzione e tipologia di sondaggio.

(V. Allegato 1 per planimetrie GIS con posizioni dei sondaggi, campioni prelevati e piezometri installati)



Figura 5.11 - Vista planimetrica delle indagini

Nelle campagne di indagine sopra citate sono stati eseguiti sondaggi a carotaggio continuo, accompagnati in alcuni casi da prelievi di campioni disturbati e indisturbati, prove di permeabilità in foro e prove penetrometriche statiche e standard (CPT e SPT). Il posizionamento dei sondaggi e dei campioni prelevati è riportato nella Figura 5.11.

Successivamente vengono riportate le informazioni principali delle campagne di indagine svolte.

Indagini 1988

Questa campagna è stata compiuta col fine di classificare i terreni per la realizzazione del rinfianco dell'argine maestro, rientra nel progetto di completamento del sistema arginale principale che ha portato la quota sommitale fino a 44,85 m s.l.m. su tutto il profilo.

Le indagini svolte sono riportate di seguito:

- Estrazione n. 2 campioni (A) e (B) per la caratterizzazione del materiale per il ringrosso delle arginature;

- Definizione di n. 2 profili stratigrafici longitudinali degli argini maestri in destra e sinistra idraulica;
- Realizzazione di n. 1 sondaggio (Son.2) e 6 prove penetrometriche statiche (CPT), una indicata con il codice (PP3) e le altre 5 in corrispondenza della sezione 24.

Indagini 2006

La campagna di indagini è stata effettuata nell'ambito del progetto di installazione dei piezometri per il collaudo funzionale e il monitoraggio dei manufatti idraulici di laminazione del fiume Panaro (AIPO).

Le indagini svolte sono le seguenti:

 n. 12 sondaggi inclusa installazione di n. 14 piezometri e l'esecuzione di n. 8+2 prove di permeabilità (riassunte in Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.).

Indagini 2008

La campagna di indagini è stata effettuata nell'ambito del progetto Sisma-Po (coordinato da Autorità di Bacino del Po) per quanto riguarda lo studio delle arginature, e comprende:

- n. 1 sondaggio a carotaggio continuo di profondità 50m (S01Z), ed il prelievo di n. 2 campioni indisturbati, l'esecuzione di n. 12 prove penetrometriche dinamiche SPT (eseguite dalla società Parmageo S.r.l.);
- n. 1 stendimento sismico MASW della lunghezza di 310m (eseguite dalla società Parmageo S.r.l.);
- n. 1 prova Down-Hole (eseguite da Madiai et al.);
- prove geotecniche di laboratorio comprendenti: n. 2 prove di colonna risonante (RC),
 n. 1 prova edometrica, n. 1 prova granulometrica, n. 1 prova triassiale (TxCIU) e prove
 di classificazione sui campioni di terreno indisturbato.

Indagini 2016

La campagna di indagine è stata effettuata con lo scopo di installare i piezometri costituiti da celle di Casagrande per il rilievo dei livelli freatici. A tal proposito sono stati eseguiti:

 n. 32 sondaggi a carotaggio continuo con prelievo di n. 2 campioni rimaneggiati (eseguiti dalla società Parmageo S.r.l.).

- n. 22 prove di classificazione granulometrica dei campioni di terreno prelevati (condotte dallo studio MM S.r.l.).
- n. 58 installazioni di celle piezometriche tipo Casagrande.

Indagini 2020

Le indagini eseguite in questa campagna si sono concentrate nella zona limitrofa il manufatto di sbarramento, e consistono in:

- n. 2 sondaggi profondi (S01 e S02);
- n. 38 prove penetrometriche dinamiche (SPT);
- n. 2 prove sismiche MASW;
- prelievo di n. 23 campioni di cui n. 13 campioni indisturbati e n. 10 campioni rimaneggiati;
- n. 7 prove di permeabilità (Le Franc), i cui risultati sono riassunti in Tabella 5.6 Risultati delle prove di permeabilità Lefranc indagini geognostiche 2020.

5.4 Caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica delle sezioni arginali

5.4.1 Ricostruzione litostratigrafica delle sezioni arginali

Con il supporto dei log stratigrafici ottenuti dai sondaggi geognostici effettuati nelle campagne di indagini precedentemente discusse, è stato possibile ricostruire la litostratigrafia del sistema arginale della cassa di espansione; in particolare sono state ricostruite n. 9 sezioni arginali, n. 4 sezioni dell'argine maestro in sinistra idraulica, n. 4 sezione dell'argine maestro in destra idraulica e n. 1 sezione relativa all'argine della cassa ausiliaria.

La ricostruzione litografica delle sezioni si è basata sull'interpretazione dei sondaggi eseguiti nelle sezioni investigate, avendo a disposizione i rilievi topografici degli argini realizzati dalla società CAE S.p.a. per conto di AIPO eseguite nell'ambito del progetto "Schema di installazione dei piezometri Panaro Sbarramento Cassa".

Sono state redatte delle tavole raffiguranti il profilo della sezione in questione, integrato con i log stratigrafici e le installazioni piezometriche, in modo da ricostruire la stratigrafia

nel corpo dell'argine e in fondazione. In Figura 5.12 viene mostrata la posizione delle sezioni strumentate sulle quali è stato fatto il rilievo e la caratterizzazione litostratigrafica.



Argine s	inistro:
SEZ 13	P13 – ASX s (1 campione – 2 piezometri))
	P13 – ASX p (1 campione – 2 piezometri)
SEZ 14	P14 – ASX s (1 campione – 2 piezometri))
	P14 – ASX p (2 piezometri)
SEZ 15	P15 – ASX s (1 campione - 2 piezometri))
	P15 – ASX p (2 piezometri)
SEZ 16	P16 - ASX s (1 campione - 2 piezometri))
	P16 – ASX p (2 piezometri)
P2AF in	alveo – (2 piezometri)
Argine o	lestro:
SEZ 17	P17 - ADX s (1 campione - 2 piezometri))
	P17 – ADX p (2 piezometri)
SEZ 18	P18 – ADX s (1 campione – 2 piezometri))
	P18 – ADX p (2 piezometri)
SEZ 19	P19 - ADX s (1 campione - 2 piezometri))
	P19 – ADX p (2 piezometri)
SEZ 20	P20 – ADX s (1 campione - 2 piezometri))
	P20 – ADX p (2 piezometri)
Argine s	econdario:
SEZ. 21	P21 – AS s (1 campione – 2 piezometri)
	P21 – AS p (2 piezometri)

Figura 5.12 - Planimetria raffigurante la posizioni delle sezioni investigate, il codice del sondaggio e il num. dei relativi piezometri installati e campioni prelevati (Planimetria ottenuta dal doc. "TAV 1 - CTR planimetria 10000 (Rilievo UniPR)"

Successivamente viene illustrato un esempio di tavola rappresentativa, ove sono presenti i dati geometrici della sezione (progressive, quote, distanze parziali), le informazioni litostratigrafiche dei sondaggi in foro eseguiti sulla sezione, con relative quote degli strati, spessori, e tipologia (Figura 5.13); sulla base di queste informazioni è stata ricostruita la conformazione litostratigrafica dell'argine.



Figura 5.13 - Rappresentazione tecnica sezione esempio con log stratigrafici

Questa operazione è stata fatta per tutte le sezioni arginali strumentate (V. Allegato 2), che vengono di seguito elencate:

- <u>Argine maestro in sinistra idraulica</u>:
- SEZIONE 13
- SEZIONE 14
- SEZIONE 15
- SEZIONE 16
- <u>Argine maestro in destra idraulica</u>:
- SEZIONE 17
- SEZIONE 18
- o SEZIONE 19
- SEZIONE 20
- <u>Argine cassa ausiliaria</u>:
- SEZIONE 21

Mediante l'utilizzo delle tavole sopra citate, si è proseguito con la determinazione dell'andamento stratigrafico nel corpo arginale e in fondazione, cercando di interpolare i dati pervenuti dalle prove in foro e unendo gli spessori di materiali simili tra un sondaggio e quello successivo.

Data la verosimile variabilità delle caratteristiche dei materiali prelevati dalle prove in foro, per semplificare la determinazione degli strati è stato necessario definire delle classi di appartenenza litografica, generalmente basate sulla classe granulometrica.

In Figura 5.14 è riportato un esempio riguardante la ricostruzione litostratigrafica di una delle sezioni investigate, all'interno della tavola viene indicato l'elenco delle classi di appartenenza litografica per la specifica sezione (V. Allegato 3 per tutte le sezioni).



Figura 5.14 - Ricostruzione litostratigrafica sezione esempio

5.4.2 Caratterizzazione geotecnica dei materiali costituenti il sistema arginale

Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche e geotecniche dei materiali costituenti i corpi arginali e le rispettive fondazioni sono stati analizzati i dati provenienti dalle prove in sito e di laboratorio effettuate nelle campagne di indagini discusse alla sezione "

5.3.2 Campagna di Indagini". Sono stati effettuate prove di diverso tipo su campioni disturbati e indisturbati, prove in foro dinamiche e statiche, complessivamente la totalità dei campioni ammonta a n.51 così distribuiti:

- Indagini geognostiche 1988: 2 campioni;
- Indagini geognostiche 2008: 2 campioni indisturbati sondaggio S01Z (C1, C2);
- Indagini geognostiche 2016: 24 campioni rimaneggiati sondaggi P10-MSX (13 campioni), P13-ASX S. (P13 ASX C1), P14-ASX S. (P14 ASX C1), P15-ASX S. (P15 ASX C1), P16-ASX S. (P16 ASX C1), P17-ADX S. (P17 ADX C1), P18-ADX S. (P18 ADX C1), P19-ADX S. (P19 ADX C1), P20-ADX S. (P20 ADX C1) e P21-AS S. (P21 AS C1);
- Indagini geognostiche 2020: 23 campioni di cui n. 10 campioni rimaneggiati e n. 13
 campioni indisturbati sondaggi S01 (n° 5 CR, n° 7 Cl) e S02 (n° 5 CR, n° 6 Cl).

Nella seguente caratterizzazione sono state considerate le prove appartenenti alle campagne di indagine compiute negli anni 2008, 2016 e 2020. I campioni appartenenti alla campagna di indagine del 1988 sono rappresentativi dei materiali utilizzati per la realizzazione dei ringrossi arginali, per questo motivo i dati relativi alla suddetta campagna sono stati utilizzati come criterio di confronto.

L'insieme delle indagini effettuate sui campioni prelevati è riportato in Tabella 5.1, nella quale sono indicate le prove di laboratorio eseguite e la corrispondente profondità di prelievo. Le prove riportate sono:

- Analisi granulometriche;
- Determinazione limiti di Atterberg;
- Determinazione contenuto d'acqua naturale;
- Prove triassiali;
- Prove edometriche;

85

- Prove di taglio diretto;
- Prove in colonna risonante.

Indagini geognostiche	Sondaggio	Campione	Quota [m slm]	w	γn	γs	AG	LL.AA.	EDOIL	Tx CIU	TD	Tx UU	RC
1000	Camp.A	Camp.A		Х			Х	Х					
1988	Camp. B	Camp. B		Х			Х	Х					
2000	6017	S01Z - C1	20.49-19.89	Х	Х	Х		Х	Х	Х			Х
2008	5012	S01Z - C2	8.49-7.89	Х	Х	Х	Х	Х					Х
	P13-ASX S.	P13 ASX C1	36.03-35.33				Х						
	P14-ASX S.	P14 ASX C1	37.19-36.69				Х						
	P15-ASX S.	P15 ASX C1	37.69-37.29				Х						
	P16-ASX S.	P16 ASX C1	38.97-38.47				Х						
2016	P17-ADX S.	P17 ADX C1	36.98-35.98				Х						
	P18-ADX S.	P18 ADX C1	37.24-36.84				Х						
	P19-ADX S.	P19 ADX C1	37.71-37.21				Х						
	P20-ADX S.	P20 ADX C1	37.64-37.14				Х						
	P21-AS S.	P21 AS C1	36.11-35.61				Х						
		S01-CR1	43.34-42.84	Х	Х	Х	Х	Х					
		S01-CR2	42.24-41.74	Х	Х	Х	Х	Х					
		S01-CR3	38.14-37.74	Х	Х	Х	Х	Х					
		S01-CI1	37.54-37.04	Х	Х	Х	Х	Х	Х	Х	Х	Х	Х
	S01	S01-CR4	36.14-35.84	Х	Х	Х	Х	Х					
	501	S01-CR5	34.14-33.84	Х	Х	Х	Х	Х					
		S01-CI2	22.04-21.59	Х	Х	Х	Х	Х	Х		Х		
		S01-CI4	13.84-13.39	Х	Х	Х	Х	Х	Х		Х		
		S01-CI5	11.54-11.09	Х	Х	Х	Х	Х					
		S01-CI7	5.94-5.44	Х	Х	Х	Х	Х	Х				Х
2020		S02-CR1	42.01-41.61	Х	Х	Х	Х	Х					
		S02-CI1	41.11-40.71	Х	Х	Х	Х	Х	Х		Х	Х	
		S02-CR2	38.01-37.81	Х	Х	Х	Х	Х					
		S02-CI2	35.91-35.61	Х	Х	Х	Х	Х	Х	Х	Х		
		S02-CR3	33.06-32.76	Х	Х	Х	Х	Х				<u> </u>	
	S02	S02-CR4	29.11-28.61	Х	Х	Х	Х	Х				<u> </u>	
		S02-CR5	25.11-24.61	Х	Х	Х	Х	Х				<u> </u>	
		S02-CI3	23.61-23.06	Х	X	Х	X	X		Х	Х	X	Х
		S02-CI4	16.01-15.71	Х	X	Х	X	X				Х	
		S02-CI5	12.11-11.76	X	X	X	X	X					х
		S02-CI6	9.61-9.21	Х	Х	Х	Х	Х	X				
AG = Analisi gra	anulometrica												
LL.AA.= Limiti d	li Atterberg												
EDOIL = Prova edometrica ad incrementi di carico in condizioni isotrope													
TxCIU = Prova triassiale consolidata non drenata													
TD = Prova di ta	aglio diretto o	residuo											
TxUU = Prova t	riassiale non c	onsolidata no	n drenata										
RC = Prova di colonna risonante													

Tabella 5.1 - Campioni prelevati e prove geotecniche di laboratorio effettuate: indagini 1988,	2008, 2	2016 e 20	020

I dati raccolti dalle analisi granulometriche e dai limiti di Atterberg sono stati confrontati al fine di caratterizzare i materiali costituenti i corpi arginali e i terreni di fondazione. In Figura 5.15 e Figura 5.16 sono rappresentate le curve granulometriche dei campioni prelevati nella campagna di indagini del 2016 (Studio MM S.r.l.) e nella campagna di indagine del 2020 (Laboratorio GEOTEST s.a.s.).

Le analisi granulometriche condotte nella campagna del 2016 sono state eseguite tramite setacciatura e sedimentazione, mentre quelle appartenenti alla campagna del 2020 sono state eseguite solamente tramite setacciatura.



Figura 5.15 - Curve granulometriche indagini geognostiche 2016



Figura 5.16 - Curve granulometriche indagini geognostiche 2020.

In Figura 5.17 si riporta invece la classificazione dei terreni sulla base della carta di plasticità di Casagrande.



Figura 5.17 - Carta di plasticità di Casagrande.

Nella Tabella 5.2 sono state riportate le percentuali delle classi granulometriche, i limiti di Attemberg, l'indice di consistenza per i diversi campioni e la loro classificazione secondo il sistema unico di classificazione *Unified Soil Classification System* (USCS).

Tabella 5.2 - Classificazione dei campioni prelevati nelle indagini geognostiche 1988, 2008, 2016 e 2020.													
Indonini				Granul	ometria		Lim	iti di Attem	berg				
rinuagini	Sondaggio	Campione	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	ш	LP	IP		Classificazione USCS		
geognostiche			[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[-]			
	Camp.A	Camp.A		28	42	30	31	20.22	10.78	1.52	CL o OL - Argille magre		
1988	•	•								-	o argille organiche		
	Camp. B	Camp. B		24	49	27	30.3	19.22	11.08	1.83	CL o OL - Argille magre		
	•										o argille organiche		
		S01Z - C1					79	37	42	0.38	MH o OH - Limo		
2008	\$01Z	S01Z	\$01Z									elastico o organico	
		S01Z - C2					49	21	28	1	CL o OL - Argille magre		
											o argille organiche		
	P13-ASX S.	P13 ASX C1	5.0	39.1	44.9	11.1							
	P14-ASX S.	P14 ASX C1	0.0	10.6	71.1	18.3							
	P15-ASX S.	P15 ASX C1	25.8	24.4	39.9	10.0							
	P16-ASX S.	P16 ASX C1	0.0	33.9	53.7	12.4							
2016	P17-ADX S.	P17 ADX C1	0.0	6.7	71.7	21.6							
	P18-ADX S.	P18 ADX C1	7.6	31.0	46.6	14.9							
	P19-ADX S.	P19 ADX C1	35.2	21.1	35.1	8.6							

41.9

5.9

6.8

2.8

37.7

59.4

13.5

32.0

P20-ADX S.

P21-AS S.

P20 ADX C1

P21 AS C1

Indagini				Granulomet	ria		Lim	iti di Attemb	erg	IC	Classificazione								
geognostiche	Sondaggio	Campione	Ghiaia [%]	Sabbia [%]	Limo	Argilla	ш	LP	IP	[-]									
geognostiene			Ginaia [70]		[%]	[%]	[%]	[%]	[%]		0303								
											CL o OL - Argille								
		S01-CR1	15.9	16.6	6	7.5	29.8	19.5	10.3	2.2	magre o argille								
		001 0.11	10.0	10.0		/.5	2510	10.0	10.0		organiche con								
											sabbia								
											CL o OL - Argille								
		S01-CR2	6.4	21.3	7	2.3	29.2	19.9	9.3	1.8	magre o argille								
				-		-	-				organiche con								
											sabbia								
											CL o OL - Argille								
		S01-CR3	5.4	15.4	79.2		28.8	19.1	9.7	0.7	magre o argille								
											organiche con								
											sabbia								
											CL o OL - Argille								
		S01-CI1	0	9.4	9	0.6	41.8	26.2	15.6	0.9	magre o argille								
											organiche								
		604 GD4		07			40.0	25.7	45.4		CL O OL - Argille								
	501	S01-CR4	0.9	9.7	8	9.4	40.8	25.7	15.1	1.4	magre o argille								
											organiche								
		601 CBF	0	17.2		2.7	42.2	24.4	10.0	1.0	CL O OL - Argille								
		501-CK5	U	17.5	0	2.7	43.2	24.4	10.0	1.0	magre o argine								
											MH o OH								
		\$01-012	0	12	98.7		110.8	56.6	54.2	0.9	elastico o								
		301-012	U	1.5	5	0.7	110.0	50.0	54.2	0.5	organico								
											CH o OH - Argilla								
		S01-CI4	0	1.2	9	8.8	87.3	36.7	50.6	0.96	grassa o								
			-		-						organica								
2020												CH o OH - Argilla							
			S01-CI5	0	0.9	9	9.1	61.7	24.3	37.4	1.02	grassa o							
																			organica
							1												
		S01-CI7	0	3		97	58.5	26.2	32.2	1.05	grassa o								
											organica								
											CL o OL - Argille								
		602 CB1	1.2	45.1		27	20.2	21.2	0	2 1 2	magre o argille								
		302-CR1	1.2	43.1	5	5.7	29.5	21.5	0	2.12	organiche con								
											sabbia								
											CL o OL - Argille								
		S02-CI1	1.3	5.5	9	3.2	32	20.4	11.6	1.66	magre o argille								
											organiche								
											CL o OL - Argille								
		S02-CR2	14.5	25.9	5	9.6	28	18.8	9.2	1.67	magre o argille								
											organiche con								
	S02										sabbia								
											CL o OL - Argille								
		S02-CI2	0	15.3	8	4.7	42.5	24.5	18	1.28	magre o argille								
											sabhia								
											magre o argille								
		S02-CR3	8.7	13.5	7	7.8	32	22.4	9.6	1.42	organiche con								
					//.8		32	22.4			sabbia								
											SM - Sabbia								
		S02-CR4	42.5	36.5	l :	21	18.1	15.6	2.5	6.5	limosa								

Indogini				Granulomet	ria		Lim	iti di Attemb	erg	IC	Classifications
geognostiche	Sondaggio	Campione	Ghiaia [%]	Sabbia [%]	Limo	Argilla	LL	LP	IP	[-]	USCS
geognostiene					[%]		[%]	[%]	[%]		
		S02-CR5	54.5	35.2	1	0.3	16.8	15.2	1.6	5.97	GW - GM - Ghiaia ben assortita con limo
		S02-CI3	0	0.2	9	9.8	48.9	26.8	22.1	1	CL o OL - Argille magre o argille organiche
		S02-CI4	0	1	!	99	54.7	31.3	23.4	1.09	MH o OH - Limo elastico o organico
		S02-CI5	0.9	4.8	9	4.3	47.2	25.5	21.7	1.14	CL o OL - Argille magre o argille organiche
		S02-CI6	0	10.1	8	9.9	46.7	24.4	22.3	1.08	CL o OL - Argille magre o argille organiche

Sono state inoltre eseguite delle prove di laboratorio su campioni indisturbati (V. Tabella 5.1), appartenenti prevalentemente alla campagna di indagine del 2020, eseguite dal Laboratorio Geotecnico GEOTEST s.a.s. :

- Prove triassiali consolidate non drenate (TxCIU) per la determinazione dei parametri di resistenza al taglio dei terreni sia in condizioni drenate (φ' e c') che in condizioni non drenate (CU);
- Prove triassiali non drenate e non consolidate (TxUU) per la valutazione della resistenza al taglio non drenata CU (Norma ASTM D 4767 -11; Norma ASTM D 2850-15);
- Prove di taglio diretto per la determinazione delle caratteristiche di resistenza al taglio (di picco, di stato stazionario, residua) su provini consolidati in condizioni di spinta a riposo KO mediante controllo di sforzi normali e tangenziali (Norma ASTM D 3080-11);
- Prove di consolidazione edometrica per la determinazione dei parametri di comprimibilità dei terreni in condizione di deformazioni laterali impedite. Le prove di consolidazione sono state effettuate nella modalità ad incrementi di carico (Norma ASTM D 2435-11).

In

Tabella 5.3 sono indicati i parametri risultanti dalle prove di laboratorio sopra descritte.

					Prov	a Edometrica			Triassia	le CIU	Taglio Di Resio	Triassiale UU	
Indagini geo.	Sond.	Camp.	Рс	O.C.R.		Moduli Ed	lometrici [kPa]		c'	φ'	c'	φ'	Cu
Ĵ			[kPa]	[-]	49.0 - 98.1	98.1 - 196.1	196.1 - 392.3	392.3 - 784.5	[kPa]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]
2008	S01Z	S01Z - C1	361.7	1					8.9	21.3			
	S01	S01-CI1	142	1.01	2439	3934	6741	11917	19.0	23.6	16.3	24.2	82.0
		S01-CI2	357	1.01	3760	3077	3620	4893			13.4	16.3	
		S01-CI4	539	1.04	7661	5925	5952	7184			18.8	15.8	
		S01-CI5											
2020		S01-CI7	1545.6	2.04	3175	4639	7363	11509					
2020		S02-CI1	178	2.37	6174	9671	14175	23725			24	25.3	102
		S02-CI2	757	4.38	4140	6595	10376	16046	14	28.4	0.5	22.7	
	S02	S02-CI3							30.1	26.5	27.5	26.8	155
		S02-CI4											105
			S02-CI6	773	1.12	3638	5608	9189	15722				

Tabella 5.3 - Risultati delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati.

Sempre nella campagna di indagini del 2020, sono state effettuate diverse prove penetrometriche dinamiche (SPT), i cui risultati sono stati interpretati sulla base di correlazioni empiriche al fine di ottenere i parametri geotecnici dei materiali.

In particolar modo, sono riportate in letteratura diverse correlazioni empiriche che permettono di definire con opportuna adeguatezza il valore dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' , a seconda che il materiale sia a matrice fine o grossolana, e in funzione del numero dei colpi che la punta impiega per affondare nel materiale di una certa quantità. I parametri di resistenza adottati sono stati ricavati dalla media dei valori forniti dalle seguenti relazioni empiriche:

$\varphi' = (N_{SPT} \cdot 0.3) + 27$	Shioi
$\varphi' = (0.14 \cdot Dr) + 28$	Schmertmann (1978)
$\varphi' = \sqrt{15 \cdot N_{SPT}} + 15$	RoadBridge (Shioi e Fukuni, 1982)
$\varphi' = 19 - 0.38 \cdot \sigma'_v + 8.73 \cdot log(N_{SPT})$	De Mello (1978)
$\varphi' = 27.2 + 0.28 \cdot (N_1)_{60}$	Peck, Hanson e Thornburn (1956)
dove:	

$$Dr = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}}$$

NSPT: il numero di colpi misurati durante la prova SPT, (N1)60 è il numero di colpi della prova SPT corretto per una efficienza del 60 % e normalizzato alla pressione di riferimento a 1 atm:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot C_E \cdot C_N$$

Con C_E: coefficiente rapporto energia, C_N: coefficiente di normalizzazione tensione litostatica (σ'_{v0}), valutato secondo la seguente relazione:

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{\nu 0}}{100}}$$

Data la facilità di esecuzione della prova e di una grande quantità di dati reperibili in letteratura, esistono delle correlazioni empiriche basate sui risultati della prova SPT che permettono di definire altri parametri meccanici quali il modulo di Young [E], resistenza al taglio non drenata C_U, etc.

In tal caso è stata utilizzata la correlazione fornita da D'Appolonia et al. (1970) valida per ghiaie e sabbie normal-consolidate:

 $E = (0.756 \cdot N_{SPT}) + 18.75$ [*MPa*]

D'Appolonia et al (1970)

In Tabella 5.4 vengono illustrati i valori ottenuti dalla relazione sopra citata.

	Ghiaie con sabbie																
P. media [m]	Nspt	p. falda [m]	γ _n [kN/m³]	σ'vo [kPa]	Cn [-]	N1 60	Dr [%]	Med.	φ Shi. [°]	φ Sch. [°]	ф RB [°]	ф DM [°]	ф Р. [°]	φ s. [°]	Med. [°]	E [D'A.] [Mpa]	Med. [MPa]
15.23	42 pa	9.7	20	249	0.67	28.05	68		40	38	40	32	35	37		50.50	
16.73	23 pc	9.7	20	264	0.65	14.86	50	57	34	35	34	30	31	31	34	36.14	42.19
18.23	33 pc	9.7	20	279	0.63	20.66	59		37	36	37	31	33	34		43.70	
19.73	26 pc	9.7	20	294	0.61	15.78	51		35	35	35	30	32	31		38.41]
							Sa	bbie con	limi d. ar	gillose							
P. media [m]	Nspt	p. falda [m]	γn [kN/m³]	o r'vo [kPa]	Cn [-]	N1 60	Dr [%]	Med.	φ Shi. [°]	φ Sch. [°]	ф RB [°]	ф DM [°]	ф Р. [°]	φ s. [°]	Med. [°]	E [D'A.] [Mpa]	Med. [MPa]
1.73	9 pa	0.0	18.6	15	1.74	15.67	51	51	30	35	27	27	32	45	33	25.55	25.55

Tabella 5.4 - Valori ottenuti dalle correlazioni empiriche con la prova penetrometrica dinamica.

Nell'ambito delle indagini geognostiche del 2006 e del 2020 sono state eseguite, all'interno dei 7 sondaggi geognostici, n°17 prove di permeabilità tipo LEFRANC a diverse profondità. In particolare, sono state eseguite 2 prove Lefranc a carico costante e 15 prove Lefranc a carico variabile allo scopo di misurare il valore medio di conducibilità idraulica (K [m/s]) dei terreni in sito.

Le prove a carico idraulico costante sono state eseguite misurando la portata necessaria a mantenere costante il livello dell'acqua alla quota del boccaforo. Nelle prove a carico variabile è stata misurata la velocità di riequilibrio dell'acqua nel foro dopo averlo alterato, mediante immissione d'acqua nel foro.

La metodologia utilizzata per la valutazione di K fa riferimento alla metodologia consigliata dalla Associazione Geotecnica Italiana (AGI). I risultati ottenuti dalle diverse prove sono riassunti nella Tabella 5.5 e nella Tabella 5.6.

Son	daggio	Profondità	Quota assoluta	Litologia	Prova di perme car	abilità Lefranc a ico:
3011	uaggio	[]	[m. slm]		variabile - K	costante - K
		լայ	[m sim]		[m/s]	[m/s]
	Prova 1	5.50	39.11	Limo argilloso a livelli debolmente sabbioso fine, poco consistente, colore bruno.	2.36E-09	
S2	Prova 2	9.00	35.61	Sabbia eterometrica debolmente limosa, discreto grado di ossidazione, poco addensata, colore nocciola grigiastro con evidenti screziature ocracee.	1.17E-06	
	Prova 1	2.50	36.75	Limo debolmente argilloso sabbioso fine con raro ghiaietto, poco consistente, colore bruno.	6.28E-09	
S5	Prova 2	9.00	30.25	Limo da debolmente argilloso ad argilloso con intercalati subordinati livelletti limoso sabbioso fine, poco consistente, debolmente plastico, colore grigio.	3.84E-09	
56	Prova 1	3.50	32.17	Limo debolmente sabbioso fine con raro ghiaietto sparso, poco consistente, colore bruno.	5.26E-09	
50	Prova 2	12.00	23.67	Limo argilloso, moderatamente consistente, colore variegato da nocciola a grigio.	8.94E-10	
S7	Prova 1	3.00	31.40	Limo argilloso, moderatamente consistente, colore variegato da nocciola a grigio.	4.15E-09	
	Prova 2	7.50	26.90	Ghiaia eterometrica con sabbia da debolmente limosa a limosa, rari ciottoli, moderatamente addensata, colore grigio.		9.87E-05
S10	Prova 1	4.00	40.53	Ghiaia eterometrica con sabbia da debolmente limosa a limosa, rari ciottoli, discreto grado di ossidazione, moderatamente addensata, colore bruno nocciola.		3.31E-05
	Prova 2	13.50	31.03	Sabbia eterometrica, poco addensata, colore nocciola grigio.	1.11E-06	

Tabella 5.5 - Risultati delle prove di permeabilità Lefranc indagini geognostiche 2006.

	Prove di permeabilità 2020											
Sondaggio	Profondità [m]	Quota assoluta Litologia										
	4.50	40.04	Limi di colore marrone	1.43E-08								
501	16.00	28.54	Ghiaie eterometriche in taglie prevalentemente minute e medie e matrice sabbio-limosa di colore grigio-marrone.	1.20E-03								
	23.20	21.34	Depositi alluvionali prevalentemente argillosi, solo a tratti debolmente limosi. Colore di base grigio, da chiaro a scuro.	2.23E-08								
	31.40	13.14	Depositi alluvionali prevalentemente argillosi, solo a tratti debolmente limosi. Colore di base grigio, da chiaro a scuro.	1.53E-08								
	5.50	39.11	Limi con sabbie (sabbie fini e finissime) di colore marrone. Piccoli clasti di ghiaia dispersi nell'ammasso per tutta la sua altezza.	1.01E-08								
S02	20.00	24.61	Ghiaie eterometriche in matrice sabbio- limosa dapprima marrone, poi grigio-marrone.	2.83E-04								
	33.20 11.41		Alluvioni prevalentemente argillose con sporadiche intercalazioni limose/limo-sabbiose al più centimetriche	1.49E-08								

Tabella 5.6 - Risultati delle prove di permeabilità Lefranc indagini geognostiche 2020.

5.4.3 Assegnazione dei parametri idraulici e meccanici

Sulla base dei dati ottenuti dalle varie prove condotte, è stato possibile definire dei parametri geotecnici e idraulici al fine di classificare e caratterizzare i materiali costituenti le arginature e i terreni di fondazione delle stesse. Durante le analisi svolte sono state definite 7 macro-categorie di terreno, bastate sulle caratteristiche fisico-meccaniche e idrauliche.

In Tabella 5.7 sono riassunti i parametri dei terreni costituenti il sistema arginale e il relativo strato di fondazione su cui poggia.

	Limi e argille sabbiosi	Argille	Sabbie con limi d. argillose	Limi con argille	Limi sabbiosi	Ghiaie con sabbie	Argille e limi
R. Campioni	(S01: CI1,CR4,CR5)	(S01: CI2,CI4,CI5,CI7 - S01Z: C1)	(SO2: CR1)	(S02: CI1)	(SO2: CI2,CR3)	(S02: CR1,CR5)	(S02: CI3, CI4, CI5, CI6)
Quota [m slm]	37.54 - 10.70	22.04 - 5.44	42.01 - 41.61	41.11 - 40.70	35.91 - 32.76	29.11 - 24.61	23.61 - 9.21
LL [%]	41.9	79.5	29.3	32.0	37.3	17.5	49.4
IP [%]	16.5	43.3	8.0	11.6	13.8	2.1	22.4
G [%]	0.3	0.0	1.2	1.3	4.4	48.5	0.2
S [%]	12.1	1.6	45.1	5.5	14.4	35.9	4.0
L - A [%]	87.6	98.4	53.7	93.2	81.3	15.7	95.8
γ _n [kN/m3]	19	17.5	18.6	19.6	19.6	20	19.05
φ' [°]	23.9	17.8	32.6	25.3	28.4	34.3	26.65
c' [kPa]	17.7	13.7		24	14		28.8
cu [kPa]	82.0	243		102	102		130
K [m/s]	1.43E-08	1.88E-08	1.17E-06	1.01E-08	1.01E-08	2.83E-04	1.49E-08
ν[-]	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Eed [kPa]	3934	7438		9671	16046		15722
E' [kPa]	2922	5525	25554	7184	11920	42186	11679
Dr [%]			51			57	
OCR	1.01	1.27		2.37	4.38		1.12

Tabella 5.7 - Classificazione dei materiali costituenti il sistema arginale e i terreni di fondazione

5.5 Il sistema di monitoraggio della cassa d'espansione sul fiume Panaro (MO)

5.5.1 Premessa

Il sistema di monitoraggio realizzato ha come scopo il controllo delle pressioni interstiziali indotte all'interno dei corpi arginali e dei terreni di fondazione della cassa d'espansione del fiume Panaro, situato in località Sant'Anna (MO), durante le operazioni di invaso, ritenzione e svaso della stessa finalizzata alla laminazione delle piene. L'intervento in oggetto fa parte di una serie più ampia di interventi specifici (MO-E-1325, AIPO) di adeguamento dell'opera al fine di garantire la più efficace riduzione dei colmi di piena a valle della cassa d'espansione stessa.

5.5.2 Ubicazione delle celle piezometriche

La posizione dei punti da monitorare è distribuita in diversi settori dell'opera con una maggiore concentrazione in corrispondenza della vasca di dissipazione e delle spalle del manufatto di sbarramento, per poi diradarsi lungo le arginature maestre in direzione monte e terminando nei pressi della sezione di ingresso.

Nel complesso, i sondaggi attrezzati a piezometro sono stati realizzati nelle seguenti aree:

- Lungo l'asta del fiume Panaro, dalla sezione di ingresso della cassa d'espansione, a ridosso dello sbarramento (a monte), fino al margine della vasca di dissipazione a valle dello sbarramento (4 punti);
- Nella vasca di dissipazione immediatamente a valle dello sbarramento (6 punti);
- In corrispondenza del manufatto principale (4 punti);
- A valle del rilevato arginale (al piede) e nel corpo arginale (in sommità) (8 punti);
- Nel corpo arginale della cassa ausiliaria e a valle dello stesso (1 punto)

Come riportato in Tabella 5.8, ogni punto di misura è composto da una o due verticali di misura equipaggiate con uno o due sensori piezometrici ciascuna.

SETTORE	CODICE	SONDAGGI	TRASDUTTORI	PROFONDITA' (m)	
	P1-AF	1	2	30	
ASTA FIUME	P2-AF	1	2	30	
	P3-AF	1	2	30	
	P4-AF	1	2	33	
	P5-VD	1	1	10	
VASCA DISSIPAZIONE	P6-VD	1	1	10	
	P7-VD	1	1	10	
	P8-VD	1	1	10	
	P22-L3	1	1	15*	
	P23-L5	1	1	15*	
MANUFATTO	P9-MSX	2	2	40**	
	P10-MSX	2	2	60**	
	P11-MDX	1	2	40	
	P12-MDX	2	2	60**	

Tabella 5.8 - Riepilogo piezometri installati

SETTORE	CODICE	SONDAGGI	TRASDUTTORI	PROFONDITA' (m)
	P13-ASX	2	4	15.50+20
ARGINATURE PRINCIPALI	P14-ASX	2	4	15.20+20
	P15-ASX	5-ASX 2 4		15.10+20
	P16-ASX	2	4	15+20
	P17-ADX	2	4	15+20
	P18-ADX	2	4	15+20
	P19-ADX	2	4	15+20
	P20-ADX	2	4	15+20
ARGINE CASSA				15+20
SUSSIDIARIA	P21-AS	2	4	13.20
TOTALE		35	58	

Legenda:

- * inclinato di 30° rispetto alla verticale;
- ** secondo foro realizzato a distruzione di nucleo per una più facile installazione della seconda cella Casagrande, a causa della falda in pressione riscontrata durante il primo sondaggio;
- Evidenziati in giallo i punti di misura posti sui tratti di competenza dell'UTD di Milano;

In questo caso studio sono stati presi in considerazione i piezometri installati lungo le arginature (V. Figura 5.19) in corrispondenza delle sezioni arginali descritte in Figura 5.11 ed in corrispondenza della vasca di dissipazione (V. Figura 5.19).



Figura 5.18 - Ubicazione delle celle piezometriche



Figura 5.19 - Vista planimetrica delle celle piezometriche in corrispondenza dell'opera di sbarramento

5.5.3 Cella piezometrica tipo Casagrande

La cella piezometrica Casagrande è uno strumento che viene normalmente utilizzato per la misura delle pressioni interstiziali all'interno del sottosuolo. Ogni cella è composta da un filtro "a candela" e da un telaio, per un diametro esterno di circa 55 mm e una lunghezza complessiva di 270 mm. All'estremità superiore delle celle si trovano due raccordi da ½" collegati ad altrettanti tubi in PVC, uno per l'effettuazione delle misure ed uno di spurgo.

Al tubo dedicato alla misura automatica della colonna d'acqua, per permettere l'inserimento all'interno della tubazione di un trasduttore di pressione elettrico, è innestato un tubo di diametro maggiorato (1,5") attraverso un apposito raccordo idraulico posizionato a 12-13 cm dalla testa della cella Casagrande. In Figura 5.20 viene illustrata un'immagine schematica di una cella Casagrande.



Figura 5.20 - Cella piezometrica tipo Casagrande

5.5.4 Installazione celle piezometriche

In ogni foro di sondaggio, del diametro di 110 mm, sono state installate fino a 2 celle piezometriche, rivestite da una tasca filtrante isolata dal resto della tubazione mediante due livelli di bentonite, uno in testa ed uno alla base del punto di misura. L'installazione di ogni piezometro è stata eseguita secondo le seguenti fasi operative:

verifica della quota di fondo del foro con idoneo scandaglio;

- ove necessario, riempimento del foro con malta di cemento-bentonite-acqua (50-10- 100 parti in peso);
- posa di un tappo impermeabile costituito da palline di bentonite;
- lavaggio del foro con acqua immessa dal fondo e successiva verifica della profondità del foro;
- posa di uno strato di materiale granulare pulito uniforme e saturo, ritirando successivamente i rivestimenti (tale operazione è avvenuta con il foro pieno d'acqua);
- controllo della profondità del foro;
- discesa a quota del piezometro preventivamente saturato;
- posa di sabbia pulita attorno e sopra il piezometro con ritiro della colonna di rivestimento senza l'ausilio della rotazione;
- posa di un tappo impermeabile di palline bentonitiche di circa 15 cm, costipate con pestello ad aste, con progressivo ritiro del rivestimento;
- posa di uno strato di ghiaia compattata con pestello e successiva realizzazione di un ulteriore strato con palline di bentonite compattate tramite pestello;
- innalzamento graduale della colonna di rivestimento durante le operazioni di sigillatura;
- cementazione del tratto di foro rimanente, con successivo spurgo della cella con acqua pulita per almeno 20 minuti.

Nel caso in cui siano state installate due celle piezometriche all'interno dello stesso foro di sondaggio, si è provveduto alla realizzazione di un tappo bentonico al fine di isolare le due celle.

A protezione delle teste dei piezometri sono stati costruiti dei pozzetti prefabbricati in cls a fondo aperto e chiusi con chiusino carrabile in ghisa. I sondaggi posizionati nella vasca di dissipazione, e quindi non più ispezionabili, sono stati sigillati mediante dei raccordi a V impermeabili in testa alle tubazioni, protetti a loro volta da pozzetti flangiati in acciaio in modo da essere protetti da eventuali infiltrazioni che potrebbero danneggiare il sistema di misura.

5.5.5 Il sistema di trasmissione wireless

Il sistema di monitoraggio è basato su un'architettura di comunicazione dei dati di tipo wireless. Il sistema è composto da due centraline di acquisizione principali, la centralina "ST1" presso il coronamento del manufatto di sbarramento (V. Figura 5.21) e la centralina "ST2" situata sull'argine destro, in posizione baricentrica rispetto alla cassa (V. Figura 5.22).



Figura 5.21 - Inquadramento centralina di acquisizione nord ST1



Figura 5.22 - Inquadramento centralina di acquisizione sud ST2

Ognuna di queste stazioni riceve i segnali inviati dai vari moduli di comunicazione wireless disposti all'interno del suo raggio d'azione, in particolare la stazione ST1 riceve i segnali dei piezometri installati in corrispondenza della vasca di dissipazione, delle spalle del manufatto principale e nelle arginature immediatamente a monte dello sbarramento; la stazione ST2 riceve il segnale dai moduli posizionati nella sezione di ingresso e nella zona centrale della cassa d'espansione.



Figura 5.23 - Centralina di acquisizione ST1 (a destra) e ST2 (a sinistra)

I dati piezometrici vengono poi accentrati grazie a diversi moduli di comunicazione wireless, autoalimentati da pannello solare e batteria tampone, collegati ai vari sensori e che comunicano con il resto del sistema utilizzando frequenze in libera concessione. Il sistema di monitoraggio prevede anche la misura dei livelli di invaso a monte e a valle dell'opera di sbarramento per mezzo di due Idrometri posizionati rispettivamente a monte e a valle dell'opera di sbarramento, come è mostrato nella Figura 5.19.

5.6 Principali eventi di piena rilevati dal sistema di monitoraggio

Il Fiume Panaro è stato per decenni interessato da grandi eventi alluvionali, in particolare tra il 1940 e il 1980 ci furono 5 grandi eventi, tra cui la disastrosa alluvione del 1973 nella quale si verificarono 5 rotte arginali con tracimazioni che portarono all'allagamento di vaste aree, tra cui il quartiere di Modena Est, la città di Bomporto e Bastiglia; in quell'evento la massima portata al colmo registrata a Spilamberto fu pari a 1400 m³/s.

Dalla data di installazione del sistema di monitoraggio avvenuta nel 2016, sono stati 4 gli eventi di piena critici registrati:

- 1. Evento di dicembre 2016 (11 16)
- 2. Evento del febbraio 2019 (1 5)
- 3. Evento di novembre 2019 (15 23)
- 4. Evento di dicembre 2020 (5 12)

La durata dell'evento considerato comprende le operazioni di invaso, ritenuta e svaso della cassa d'espansione. In Figura 5.24 sono rappresentate le curve di invaso-svaso registrate dall'idrometro a monte dello sbarramento, le quali sono state traslate in corrispondenza dell'inizio di invaso in modo da apprezzare l'andamento e le velocità di riempimento della cassa.

Al fine di confrontare il comportamento degli eventi monitorati, in Tabella 5.9 sono riportati i parametri descrittivi degli eventi, ovvero la quota massima di invaso, la variazione del livello idrometrico, il tempo di invaso-svaso e le relative velocità.



Figura 5.24 - Curve del livello idrometrico registrato all'interno della cassa d'espansione

Come si evince dalla Figura 5.24, gli eventi di piena considerati (escluso l'evento del novembre 2019) sono caratterizzati da una fase di invaso in cui il livello idrometrico in cassa si innalza fino a raggiungere la quota massima, segue una fase di svaso successiva all'aperture delle 7 paratoie installate nell'opera di sbarramento. In tutti gli eventi osservati non è stata raggiunta la quota di sfioro del manufatto posta 40,83 m s.l.m., per ragioni di sicurezza. Per quanto riguarda le velocità di invaso e svaso, la prima varia tra 0,20 e 0,47 m/h mentre la seconda tra 0,16 e 0,19 m/h (vedi

Tabella 5.9).

A differenza degli eventi appena discussi, l'evento di novembre 2019 presenta tre fasi di invaso/svaso prima di arrivare al livello massimo a quota 37,62 m s.l.m., con velocità simili nelle prime due fasi (0,41 e 0,37 m/h) e dimezzata nell'ultima fase (0,14 m/h), una fase di ritenuta dove il livello idrometrico rimane costante per 12 h, per poi concludersi con lo svaso di durata pari a 43 h con velocità 0,16 m/h.

Evento	INVASO				SVASO			
	Qmax	ΔH	Tempo	Velocità media	Qmin	ΔH	Tempo	Velocità media
	[m s.l.m.]	[m]	[ore]	[m/ora]	[m s.l.m.]	[m]	[ore]	[m/ora]
11-16 dicembre 2017	36,47	6,37	30,5	0,21	31,03	5,44	33,0	0,16
1-5 febbraio 2019	38,21	8,51	18,0	0,47	30,81	7,4	39,0	0,19
15-23 novembre	33,04	3,06	7,4	0,41	30,86	2,18	24,3	0,09
2019	36,1	5,24	14,2	0,37	33,21	2,89	21,7	0,13
	37,62	4,41	31,4	0,14	30,89	6,73	42,7	0,16
5-12 dicembre 2020	39,84	10,16	27,4	0,37	31,3	8,54	47,7	0,18

Tabella 5.9 - Analisi delle curve di invaso-svaso dei quattro eventi considerati

Alla luce dei risultati ottenuti dal confronto degli eventi di piena registrati dal sistema di monitoraggio, considerate le velocità di invaso/svaso e le altezze idrometriche raggiunte, <u>l'evento del dicembre 2020 è stato valutato come evento di riferimento</u> per la modellazione numerica del sistema arginale della cassa d'espansione, tema che verrà discusso nel Capitolo 7 – modellazione numerica delle sezioni.

Al fine di indagare l'entità delle piogge che potrebbero influenzare la filtrazione superficiale e potrebbero giustificare misure anomale in alcuni piezometri di cui si vedrà nel seguito, e non essendoci pluviografi in corrispondenza dell'opera di sbarramento si è fatto riferimento al pluviometro posto in località Castelfranco Emilia, poco più a nord dell'opera. Nella Figura 5.25 si riporta l'altezza di pioggia cumulate nel mese di dicembre 2020.


CAPITOLO 5 - CASE HISTORY: LA CASSA DI ESPANSIONE SUL FIUME PANARO

Figura 5.25 - Altezza di pioggia cumulata misurata nella località di Castelfranco Emilia (MO)

5.7 Analisi delle letture piezometriche e livello di invaso

Sulla base delle letture dei piezometri installati nel sistema arginale della cassa d'espansione e in alveo del F. Panaro, sono stati effettuati dei confronti tra livelli freatici misurati e livelli idrometrici con l'obiettivo di definirne la correlazione. Per fare questo sono state analizzate le misure registrate nel periodo compreso tra il 30 novembre 2020 e il 30 dicembre 2020, in particolare:

- Misure piezometri in alveo, nel sistema arginale e in corrispondenza dello sbarramento;
- Misure idrometriche (Idr. di monte);
- Misure pluviometriche (pluviografo di Castelfranco di Emilia(MO).

Per quanto riguarda le sezioni arginali nelle quali sono stati installati i piezometri tipo Casagrande, in Figura 5.26 è mostrato un esempio della configurazione di installazione dei piezometri, dove per ogni sondaggio sono presenti due celle piezometriche posizionate una sul fondo foro e la seconda a media profondità.



Figura 5.26 - Sezione arginale tipo con posizionamento piezometri

Per una migliore comprensione delle analisi si è deciso di schematizzare il quadro di installazione dei piezometri conferendo un attributo letterale per ogni posizione del piezometro dalla lettera A fino alla lettera D, come mostrato in Figura 5.27.



Figura 5.27 - Schematizzazione posizione piezometri

Vengono riportati di seguito alcuni diagrammi di confronto ritenuti significativi per le analisi, suddivisi per ubicazione e profondità dei piezometri:

- I piezometri superficiali posti nel corpo arginale (piezometri A);
- I piezometri profondi nel corpo arginale (B) e quelli superficiali al piede dei corpi arginali (C) (si trovano mediamente alla stessa quota assoluta);

• I piezometri profondi al piede dei corpi arginali (piezometri D).

I diagrammi di confronto suddivisi per sezione arginale sono riportati in Allegato 5.

Ai fini dello studio sul comportamento del sistema arginale nel riguardo dei moti di filtrazione durante le operazioni di invaso/svaso, sono stati analizzati i piezometri posizionati nelle sezioni appartenenti all'argine sinistro (sezione 13,14 e 15), all'argine destro (sezione 17, 18, 19 e 20) e la sezione appartenente all'argine della cassa ausiliaria (sezione 21); è stata esclusa dalle analisi la sezione 16 in quanto non si dispongono dati registrati nel periodo di interesse.

È da osservare che le letture piezometriche e quelle idrometriche sono riferite a posizioni differenti, mentre le prime sono in corrispondenza delle sezioni arginali le seconde sono letture prese in corrispondenza dell'idrometro installato a monte dell'opera di sbarramento (V. Figura 5.19).

5.7.1 Risposta dei piezometri superficiali posti nel corpo arginale (piezometri A)

Da un'osservazione dei diagrammami delle pressioni interstiziali misurate all'interno dei corpi arginali, nei piezometri più superficiali (piezometri A), si può notare non vi è alcuna variazione del livello freatico in concomitanza del livello idrometrico misurato in cassa. Questo comportamento può essere spiegato dalla natura degli eventi di piena registrati, la curva di invaso/svaso è difatti molto rapida, tale da non indurre il raggiungimento delle condizioni di saturazione massima nel corpo arginale.

Si riporta in Figura 5.28 l'andamento del livello freatico in corrispondenza della sezione 13 nell'argine sinistro, misurato dal piezometro P13-ASX_S9m (situato nel corpo arginale a una profondità di 9m dalla sommità arginale) nel periodo compreso tra il 30 Novembre 2020 e il 30 Dicembre 2020. Questa misura è stata confrontata con la misura dell'idrometro di monte e con il dato pluviometrico della stazione di Castelfranco di Emilia (MO).

109

CAPITOLO 5 – CASE HISTORY: LA CASSA DI ESPANSIONE SUL FIUME PANARO



Figura 5.28 - Andamento del livello freatico misurato dal piezometro P13-ASX_S9m

Le stesse analisi sono state condotte su tutte le sezioni arginali (a meno della sezione 16), in particolare per la sezione 14, 15 e 17 si è evidenziato un comportamento molto simile, ovvero senza oscillazioni del livello (V. Allegato 5).

Per quanto riguarda i piezometri P18-ADX_S7m e P19-ADX_S7m (installati nelle sezioni 18 e 19 a 7 metri di profondità dalla sommità arginale), questi presentano delle letture che non trovano nessuna corrispondenza con i dati relativi alle piogge o al livello idrometrico in cassa. Inoltre, essendo questi ubicati nell'argine maestro in destra idraulica e in corrispondenza della cassa ausiliaria (che non è stata tracimata nell'evento di dicembre 2020), i risultati attesi dovrebbero indicare una variazione nulla, a differenza di quanto emerge in Figura 5.29.

CAPITOLO 5 - CASE HISTORY: LA CASSA DI ESPANSIONE SUL FIUME PANARO



Figura 5.29 - Andamento del livello freatico misurato nei piezometri P18-ADX_S7m e P19-ADX_S7m I piezometri installati nella sezione 20 (la sezione posta più a monte dell'argine destro) e nella sezione 21 (l'unica sezione dell'argine interno della cassa ausiliaria) mostrano delle variazioni di forma simile al livello idrometrico ma con un anticipo temporale in termini di risposta (V. Figura 5.30). La lettura mostra un incremento di circa 2,40 m nel piezometro P20-ADX S8 e di 1,90 m nel piezometro P21-AS S6m.



Figura 5.30 - Andamento del livello freatico misurato nei piezometri P20-ADX_S8m e P21-AS_S6m

5.7.2 Risposta dei piezometri profondi nel corpo arginale (B) e quelli superficiali al piede dei corpi arginali (C)

Data la medesima quota di installazione dei piezometri tipo (B) e tipo (C) (V. Figura 5.27) installati nelle sezioni arginali, si è deciso di mettere a confronto le misure in modo da ottenere dei risultati più consistenti.

I piezometri installati nella sezione 13 in argine sinistro (V. Figura 5.31) mostrano una risposta sincrona con l'arrivo dell'onda di piena nella cassa nel bacino di laminazione; di fatto il livello di falda in fondazione dei corpi arginali si innalza di un valore compreso tra 1 m e 2 m per poi mantenersi costante fino alla fine dell'evento considerato.

Lo stesso comportamento è stato rilevato nei piezometri installati in sezione 14 in argine sinistro e in sezione 21 situata nell'argine della cassa ausiliaria, entrambi i grafici di confronto sono riportati in Allegato 5.



Figura 5.31 - Andamento del livello freatico misurato nei piezometri P13-ASX_S15m e P13-ASX_P10m I piezometri installati nelle sezioni 15, 18, 19 e 20 non presentano variazioni nelle misure piezometriche in concomitanza dell'evento, presentano un livello della falda che si attesta a una quota costante, per tale motivo non sono stati di grande rilevanza nell'analisi dei moti di filtrazione.

Per quanto riguarda i piezometri installati in sezione 17 nell'argine destro, le misurazioni effettuate evidenziano una variazione pressoché nulla nel sensore all'interno del corpo

arginale (B), mentre nel sensore installato al piede dell'argine (C) si registra una variazione di circa 5 m sul livello di falda prima dell'arrivo dell'onda di piena. I risultati sono mostrati in Figura 5.32.



Figura 5.32 - Andamento del livello freatico misurato nei piezometri P17-ADX_S13m e P17-ADX_P5m

5.7.3 Risposta dei piezometri profondi al piede dei corpi arginali (piezometri D)

Le celle piezometriche installate in posizione D, come alla Figura 5.26 - Sezione arginale tipo con posizionamento piezometri sono quelle più profonde e ubicate nell'acquifero confinato. Tra tutti i piezometri installati nelle sezioni arginali, gli unici a misurare una variazione, seppur di piccola entità, in concomitanza con l'evento di piena sono:

- P14-ASX_P12m
- P17-ADX_P17m
- P20-ADX_P19m
- P21-AS_P18m

I grafici di confronto sono riportati in Figura 5.33 e Figura 5.34.

CAPITOLO 5 - CASE HISTORY: LA CASSA DI ESPANSIONE SUL FIUME PANARO



Figura 5.33 - Andamento del livello freatico misurato nei piezometri P17-ADX_P18m P14-ASX_P12m



Figura 5.34 - Andamento del livello freatico misurato nei piezometri P20-ADX_P19m e P21-AS_P18m

6.1 Introduzione

La modellazione numerica è una tecnica utilizzata per l'analisi e la simulazione di processi reali mediante l'ausilio di metodi matematici. Il suo scopo è quello di descrivere un problema fisico governato da equazioni differenziali alle derivate parziali cercando delle soluzioni approssimate che riducano lo studio di queste a un sistema di equazioni algebriche lineari.

Sono stati sviluppati diversi metodi matematici di modellazione numerica, fra i più conosciuti il metodo delle differenze finite (F.D.M.) e il metodo degli elementi finiti (F.E.M.) che operano nel campo della meccanica del continuo, e altri metodi più complessi quali il D.E.M (Discrete Element Method), il F.D.E.M. (Finite Discrete Element Method) che trovano applicazione nel campo della meccanica del discontinuo.

In questo capitolo verrà trattato il metodo degli elementi finiti (F.E.M), in generale si parlerà delle caratteristiche del metodo, come viene concepito, quali sono i passaggi da seguire per la definizione del modello e la sua applicazione nel campo dell'ingegneria geotecnica.

6.2 Il metodo agli elementi finiti (F.E.M.)

6.2.1 Cenni storici

Il metodo agli elementi finiti (FEM) nasce in relazione alle esigenze di risoluzione di problemi complessi nel campo dell'ingegneria civile e aeronautica ^[1]. La prima volta che tale metodo viene citato in uno studio risale agli anni 30', quando gli scienziati A. R. Collar e W. J. Duncan ^[2] introdussero una forma semplificata di un elemento strutturale nella determinazione di un'analisi aeroelastica. Successivamente, negli anni 1940-41 gli studiosi Alexander Hrennikoff e Richard Courant pensarono entrambi alla risoluzione di un

problema fisico mediante la discretizzazione del dominio in più elementi distinti, fu la prima volta che si parlò di "elementi finiti" ^[3].

La nascita e lo sviluppo del metodo agli elementi finiti si concretizza negli anni 50' grazie a un'intuizione di un ingegnere della Boeing, M. J. (Jon) Turner, che definì il primo approccio agli elementi finiti nel campo del continuo, il Direct Stiffness Method. Gli studi di Turner trovarono applicazione fuori dal campo ristretto dell'ingegneria aeronautica, in particolar modo nel campo dell'ingegneria civile, quando un professore dell'università di Stoccarda, l'ing. John Argyris, in collaborazione con l'ing. Ray W. Clough, professore di ingegneria civile all'università di Berkeley, diedero vita al celebre lavoro *"Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures, in Journal of the Aeronautical Sciences"*, aprendo le porte a un nuovo metodo di analisi delle strutture.

Negli anni successivi il metodo fu ampiamente studiato e sviluppato in diversi ambiti dell'ingegneria, tramite il contributo di vari studiosi quali: B. M. Irons, che introdusse il concetto di funzione di forma (Shape Function) e un algoritmo di risoluzione del sistema algebrico lineare; E. L. Wilson fu il primo a sviluppare un software FEM open source (software non protetto da copyright e liberamente modificabile dagli utenti), permettendo la nascita del SAP^[4].

Successivamente alla pubblicazione nel 1967 del primo libro sul metodo degli elementi finiti a cura di O. C. Zienkiewicz dal titolo "The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals", il FEM ha trovato applicazione nella modellazione numerica di un'ampia varietà di discipline ingegneristiche, tra cui l'ingegneria geotecnica che sarà l'argomento trattato in questa tesi.

6.2.2 I principi del modello numerico

Il metodo agli elementi finiti viene applicato a corpi fisici di dimensione finita descritti dalla meccanica del continuo. Il dominio del corpo considerato viene suddiviso in un numero finito di elementi di determinata forma e dimensione, l'insieme di questi sottodomini viene chiamato "mesh".

Gli elementi che compongono la mesh possono avere diverse forme, a seconda del tipo di problema è più conveniente discretizzare il corpo come un insieme di elementi triangolari

116

piuttosto che in elementi quadrilaterali, tutto dipende dalla forma del corpo che si vuole studiare.

Ogni elemento è composto da un numero definito di nodi, punti nei quali sono applicate sia le forze e gli spostamenti esterni, sia quelli interni al modello derivanti dalle equazioni di continuità che governano il problema. L'esempio tipico è quello dove si assume che lo spostamento di un elemento sia definito da una funzione polinomiale di ordine proporzionale al numero di nodi che compongono lo stesso. L'equazione che descrive lo spostamento di un punto generico interno all'elemento i-esimo, è una combinazione lineare del prodotto fra spostamenti nodali e le cosiddette "funzioni di forma" (Shape function), che definiscono la geometria dell'elemento e le sue dimensioni.

Una volta definiti gli spostamenti di un singolo elemento, per successiva derivazione si definisce lo stato deformativo, da cui nota la legge costitutiva è possibile calcolare lo stato tensionale. A questo punto, l'algoritmo del metodo procede con la definizione della relazione tra gli spostamenti nodali e le forze nodali, ovvero la rigidezza "K" dell'elemento. Sono stati sviluppati diversi algoritmi di calcolo di questa grandezza, uno dei più comuni è quello basato sul principio dei lavori virtuali. Il procedimento viene ripetuto per ogni singolo elemento che compone la mesh, viene così assemblata una matrice di rigidezza globale di grandezza n x n, dove per "n" si intende il numero di nodi totali del corpo fisico. Sommariamente, i passaggi da seguire per la definizione di un modello numerico agli elementi finiti sono:

1. Definizione del dominio

Il primo passo consiste nell'individuare i confini del modello e le sue dimensioni. Si prende come esempio un problema di natura geotecnica come lo studio degli effetti di una fondazione superficiale sul terreno sottostante. Il problema di per sé non ha un dominio finito, occorre quindi definire le dimensioni del modello in funzione dell'influenza del carico applicato, in questo modo viene definito il contorno del modello.

2. Discretizzazione del dominio

Il dominio è discretizzato in un numero finito di elementi più piccoli, chiamati "elementi finiti" (da cui il metodo prende il nome), per formare una griglia (Mesh).

3. Definizione della variabile principale

Viene definita quale sarà la grandezza su cui basare l'analisi del modello, nell'ingegneria geotecnica questa è sempre lo spostamento *"u"*.

4. Definizione delle equazioni governanti

Per il singolo elemento, vanno definite le equazioni che governano il problema fisico, che variano a seconda del campo di applicazione del metodo. In ingegneria geotecnica, vanno definite le proprietà dei materiali e le equazioni costitutive che ne descrivono il comportamento meccanico. È possibile conferire a elementi diversi delle leggi costitutive diverse, questo aspetto è molto utile poiché permette di considerare le possibili disomogeneità di una porzione di terreno.

5. Combinazione delle equazioni in forma globale

Le equazioni che descrivono ogni singolo elemento vengono combinate in modo da formare un sistema globale di equazioni che definisce il comportamento del modello fisico in ogni suo punto.

6. Applicazione delle condizioni al contorno

Sui confini del modello vengono definite le condizioni al contorno, che possono essere in termini di spostamento o in termini di carichi esterni applicati, possono essere di tipo idraulico quando si vuole studiare per esempio il flusso idrico all'interno di un mezzo poroso, etc.

Le condizioni al contorno sono quelle regolano e modificano le equazioni globali del modello, sono l'input del problema fisico che si vuole studiare.

7. Soluzione del sistema di equazioni globali

Il calcolatore restituisce in output i calcoli svolti fornendo le sollecitazioni, deformazioni e spostamenti ottenuti sulla base delle condizioni al contorno applicate.

8. Interpretazione dei risultati

Una volta ottenuti i risultati numerici dal calcolatore, questi vanno interpretati con carattere critico, poiché sono frutto di approssimazioni e iterazioni numeriche.

6.2.3 Applicazione del metodo FEM nei problemi bidimensionali

Avendo visto quali sono i passaggi teorici che conducono alla realizzazione di un modello numerico agli elementi finiti, andiamo adesso a definire più nel dettaglio e da un punto di vista matematico quali essi siano.

In particolare, sarà considerato un campo di spostamento bidimensionale, tipico dei problemi che si affrontano nell'ingegneria civile e geotecnica.

Il primo passo consiste nella definizione del dominio, che deve essere sufficientemente esteso da non essere influenzato dalle condizioni al contorno del modello. Da un punto di vista teorico soltanto mettendosi a distanza infinita è possibile replicare le condizioni originali, nella pratica si definisce un dominio di dimensioni proporzionali a un multiplo della grandezza identificativa dell'opera (altezza H per un diaframma, diametro D per una galleria). Un ulteriore criterio potrebbe essere la differenza delle caratteristiche meccaniche dei materiali come per esempio la rigidezza, quando infatti si è in presenza di un substrato rigido a contatto con dei depositi superficiali, il contorno del modello è posizionato nell'interfaccia fra i due strati.



Figura 6.1 - Dimensioni del modello in funzione della grandezza caratteristica dell'opera

Una volta definite le dimensioni del modello, il passo successivo consiste nella discretizzazione del dominio in una serie di elementi più piccoli, che interagiscono l'uno con l'altro grazie ai nodi. La numerazione dei nodi è un criterio fondamentale nella discretizzazione del dominio, poiché influisce in maniera rilevante sul tempo

computazionale del processo. Quando la mesh presenta i nodi numerati in maniera casuale il tempo computazionale cresce poiché la matrice di rigidezza globale non sarà più una matrice a banda, di conseguenza il processo di riempimento della matrice richiederà un numero maggiore di operazioni.

Un ulteriore aspetto che incide sia sull'accuratezza della soluzione che sul tempo computazionale è la densità di elementi costituenti la mesh. È necessario trovare un equilibrio tra precisione di calcolo e tempo di calcolo; come indicazione generale è consigliato infittire la mesh nelle zone dove si aspettano degli elevati gradienti tensionali, per poi aumentare la grandezza degli elementi in maniera graduale allontanandosi dalla zona di interesse.

Quando si opera la discretizzazione del dominio, oltre alla scelta della dimensione di un elemento si deve scegliere anche la forma di questo, le più comuni sono la forma triangolare e la forma quadrilaterale. Ci sono dei casi dove è preferibile utilizzare una forma piuttosto che l'altra, la scelta dipende dalla forma del problema studiato e il risultato che si ottiene ne beneficia in termini di precisione di calcolo.

In Figura 6.2 sono illustrate le due tipologie di elementi che possono essere utilizzate per la discretizzazione del modello.



Figura 6.2 – Tipologie di mesh: a) mesh a elementi triangolari, b) mesh a elementi quadrilaterali

Nei problemi di tipo bidimensionale ogni nodo ha 2 gradi di libertà, come un punto che può muoversi sia in direzione verticale che in direzione orizzontale (Figura 6.3). Per ogni nodo è possibile scrivere 2 equazioni che definiscono gli spostamenti, la prima per lo spostamento verticale e la seconda per quello orizzontale. Lo stesso principio vale per le forze, che saranno descritte da una componente verticale e una orizzontale.



Figura 6.3 – Spostamenti del nodo i-esimo nello spazio bidimensionale

Lo spostamento di un generico punto u(x, y) appartenente a un elemento della mesh è funzione sia dello spostamento dei nodi sia della forma e dimensione dell'elemento:

$$\{u(x,y)\} = [H(x,y)]\{u\}_e$$
(6.1)

dove [H(x, y)] rappresenta la *Funzione di forma* dell'elemento, mentre $\{u\}_e$ è il vettore degli spostamenti nodali.

Per dimostrare cosa si intende per Funzione di forma si prende come esempio un elemento triangolare in uno spazio bidimensionale (V. Figura 6.4). Per il generico punto P(x,y) si possono scrivere le equazioni dello spostamento in direzione x e in direzione y, per ognuna di queste viene scritta un'equazione polinomiale, il cui ordine è proporzionale al numero di nodi che compongono l'elemento.

Per un elemento triangolare le equazioni hanno la seguente forma:

$$u(x, y) = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y$$
$$v(x, y) = \alpha_4 + \alpha_5 x + \alpha_6 y$$



Figura 6.4 – Elemento triangolare descritto in uno spazio bidimensionale

In generale, per il generico punto P(x,y) possiamo scrivere l'equazione compatta:

$$\{u(x,y)\} = [\Phi]^T \{\alpha\} = \begin{cases} u(x,y) \\ v(x,y) \end{cases} = \begin{bmatrix} 1 & x & y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x & y \end{bmatrix} \begin{cases} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \end{cases}$$
(6.2)

Nel passaggio successivo si scrivono gli spostamenti nodali, sostituendo le coordinate di ogni nodo nell'equazione:

$$u_i = \alpha_1 + \alpha_2 x_i + \alpha_3 y_i$$
$$u_j = \alpha_1 + \alpha_2 x_j + \alpha_3 y_j$$
$$u_k = \alpha_1 + \alpha_2 x_k + \alpha_3 y_k$$
$$v_i = \alpha_4 + \alpha_5 x_i + \alpha_6 y_i$$
$$v_j = \alpha_4 + \alpha_5 x_j + \alpha_6 y_j$$
$$v_k = \alpha_4 + \alpha_5 x_k + \alpha_6 y_k$$

Si scrive il sistema di equazioni in forma matriciale:

$$\begin{cases} u_i \\ u_j \\ u_k \\ v_i \\ v_j \\ v_k \end{cases} = \begin{bmatrix} 1 & x_i & y_i & 0 & 0 & 0 \\ 1 & x_j & y_j & 0 & 0 & 0 \\ 1 & x_k & y_k & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_i & y_i \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_j & y_j \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_k & y_k \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \end{pmatrix}$$

che in forma compatta si scrive:

$$\{u\}_e = [A] \{\alpha\}$$
(6.3)

dove la matrice [A] viene chiamata matrice dei coefficienti.

Il prossimo passaggio consiste nell'inversione della matrice dei coefficienti [A] riportata nella formula (6.3) come segue:

$$\{\alpha\} = [A]^{-1} \{u\}_e \tag{6.4}$$

Sostituendo l'equazione (4.4) nell'equazione (4.2) si ritorna all'eq. (4.1):

$$\{u(x, y)\} = [\Phi]^T [A]^{-1} \{u\}_e = [H(x, y)] \{u\}_e$$

Si è così descritta la Funzione di Forma [H(x, y)].

Grazie a questa notazione si è in grado di descrivere lo spostamento di un punto generico interno all'elemento come funzione degli spostamenti nodali e delle sue proprietà geometriche.

Una volta trovati gli spostamenti, il passaggio successivo consiste nella definizione delle deformazioni e delle tensioni, Queste derivano dalla combinazione delle condizioni di compatibilità, delle equazioni di equilibrio e delle leggi costitutive dei materiali.

Lo stato di deformazione è calcolato attraverso la derivazione degli spostamenti del generico punto, per cui si ottiene:

$$\{\varepsilon\} = \begin{cases} \varepsilon_{x} \\ \varepsilon_{y} \\ \gamma_{xy} \end{cases} = \begin{cases} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{cases} = [\Phi']^{T} [A]^{-1} \{u\}_{e} = [B] \{u\}_{e}$$
(6.5)

Successivamente, attraverso l'applicazione della legge costitutiva del materiale viene definito lo stato di stress nell'elemento:

$$\{\sigma\} = [C] \{\varepsilon\} = [C] [B] \{u\}_e \tag{6.6}$$

L'equazione (6.6) può essere riscritta in una forma più generica, in modo da tenere in considerazione le condizioni iniziali di sforzo e deformazione del modello:

$$\{\sigma\} = [C] \left(\{\varepsilon\} - \{\varepsilon\}_i\right) + \{\sigma\}_i \tag{6.7}$$

Dove:

{σ}_i rappresenta lo stato iniziale di tensione, ovvero lo stato tensionale a cui è sottoposto il nostro elemento del dominio nella condizione iniziale di carico. Generalmente nei problemi che si affrontano nell'ingegneria geotecnica questo è dato dalla tensione geostatica σ = γ · z , oppure può dipendere dall'applicazione di carico esterno applicato al contorno del dominio;

 {ε}_i rappresenta lo stato iniziale di deformazione, è una condizione meno comune che trova applicazione quando si studiano casi affetti da variazioni termiche (deformazioni impresse).

Adesso, è possibile determinare la matrice di rigidezza del singolo elemento tramite l'utilizzo del principio dei lavori virtuali:

Lavoro virtuale interno = Lavoro virtuale esterno (dovuto alle forze di volume, forze di superficie e carichi esterni)

$$\int_{V_e} \{\bar{\varepsilon}\}_e^T \{\sigma\}_e \, dV_e = \int_{V_e} \{\bar{u}\}_e^T \{f^V\}_e \, dV_e + \int_{S_e} \{\bar{u}\}_e^T \{f^S\}_e \, dS_e + \sum_i \{\bar{u}\}_i^T \{F^i\}_e \, dV_e = \int_{V_e} \{\bar{u}\}_e^T \{F^i\}_e \, dV_e$$

Dopo una serie di passaggi matematici si giunge alla definizione della matrice di rigidezza dell'elemento:

$$[K]_{e} = \int_{V_{e}} [B]_{e}^{T} \ [C]_{e} \ [B]_{e} \ dV_{e}$$
(6.8)

Si procede con l'assemblaggio delle equazioni dei singoli elementi in un sistema globale di equazioni:

$$\{R\} = [K] \{u\}$$
(6.9)

Il vettore $\{R\}$ rappresenta il vettore delle forze applicate ai nodi, dato dalla somma di diversi contributi:

$$\{R\} = \{F^V\} + \{F^S\} + \{F\}_i^\sigma + \{F\}_i^\varepsilon + \{F^i\}$$

dove:

- $\{F^V\}$, $\{F^S\}$ sono le forze nodali equivalenti alle forze di volume e di superficie;
- {F}_i^σ, {F}_i^ε sono le forze nodali dovute allo stato tensionale inziale e allo stato deformativo iniziale;
- $\{F^i\}$ sono le forze concentrate applicate ai nodi.

La matrice di rigidezza globale è la somma dei contributi di tutti gli elementi costituenti il dominio:

$$[K] = \sum_{e} \int_{V_{e}} [B]_{e}^{T} \ [C]_{e} \ [B]_{e} \ dV_{e}$$
(6.10)

Per quanto riguarda l'applicazione delle condizioni al contorno (V. Figura 6.5), che rappresentano i dati di input del problema che si vuole studiare, vi sono tre differenti tipologie:

- Condizioni al contorno sulle forze (applicazione di forze concentrate, carichi distribuiti, pressioni idrostatiche etc.);
- Condizioni al contorno sugli spostamenti (condizioni di vincolo alla traslazione orizzontale e/o verticale, vincolo alla rotazione, condizione di incastro etc.);
- Condizioni al contorno sulle forze e spostamenti (combinazione dei precedenti casi).



Figura 6.5 – Schema di vincoli e forze esterne applicate al contorno

A partire dalle condizioni al contorno che vengono impostate nel modello, il calcolatore è in grado di computare gli spostamenti e le forze di ogni singolo elemento interno al dominio, studiando di fatto il comportamento globale del sistema.

Infine, il sistema di equazioni globali presenta un numero di incognite N dato dalla relazione:

$$N = n \cdot l$$

dove *n* rappresenta il numero totale dei nodi, mentre *l* rappresenta il numero di incognite per ogni nodo, per risolvere il sistema di equazioni vengono usati dei metodi matematici iterativi.

6.3 Il software di calcolo: RS2

6.3.1 Introduzione

Il software di calcolo RS2 (acronimo di Rock and Soil 2D) è un programma di calcolo numerico agli elementi finiti, fa parte di una suite di programmi della Rocscience. Fondata nel 1996 sotto la leadership del dott. E. Hoek e dott. J. Curran dell'università di Toronto (Canada), la Rocscience produce software nel campo dell'ingegneria geotecnica con particolare riferimento allo studio di cave, scavi, stabilità dei pendii, gallerie e genericamente sulle analisi di interazione terreno-struttura.

L'obiettivo di questa tesi è lo studio della stabilità del sistema arginale di una cassa d'espansione e l'analisi del moto di filtrazione al suo interno. Nel capitolo seguente saranno descritte le procedure di definizione del modello numerico, saranno commentate le funzionalità del software e successivamente verrà validato il modello numerico operando un confronto con le soluzioni numeriche in forma chiusa proposte da Casagrande (1937) e Schaffernak-Van Iterson.

6.3.2 Descrizione del software RS2

RS2 (precedentemente chiamato RS² o Phase²) è un software agli elementi finiti che trova applicazione nella meccanica delle terre e delle rocce. I suoi utilizzi nel campo dell'ingegneria geotecnica, come detto precedentemente, sono svariati e includono il progetto di scavi in terra e su roccia, studio dei moti di filtrazione sotterranei, stabilità dei pendii, analisi probabilistiche e dinamiche.

Modelli complessi e multistadio possono essere facilmente creati e analizzati in tempi relativamente contenuti, come per esempio lo studio di avanzamento di un fronte scavo in gallerie sotterranee, miniere a cielo aperto, rilevati in terra o in terre armate.

Una delle principali caratteristiche del software è la possibilità di calcolare il fattore di sicurezza in un'analisi di stabilità, grazie alla funzione "*Shear Strenght Reduction Factor*", questa opzione è completamente automatica e può essere utilizzata con diversi criteri di rottura quali il criterio di Mohr-Coulomb (per le terre), il criterio di Hoek-Brown (per gli ammassi rocciosi) etc.

Verranno di seguito discussi gli step necessari alla definizione del modello di calcolo.

6.3.2.1 Impostazioni generali di progetto

All'apertura del programma viene mostrata una schermata contenente il foglio di lavoro (sfondo bianco), nella barra posta in alto sono presenti le impostazioni del modello e le varie funzioni del software.

In particolare, il primo passo consiste nel determinare le impostazioni generali del modello, cliccando sul comando "Analysis" apparirà un menu a tendina (V. Figura 6.6) dove è possibile impostare i criteri base dell'analisi agli elementi finiti (FEA).



Figura 6.6 – Schermata start del software RS2

Cliccando sul comando "Project Settings" si aprirà una finestra (V. Figura 6.7) dove vengono richieste delle informazioni riguardo al tipo di analisi che si vuole fare, generalmente viene impostata la condizione di deformazione piana. Vengono richieste le grandezze fisiche che si vuole utilizzare, che siano del S.I (Sistema Internazionale) o del sistema anglosassone, e infine l'unita di misura del tempo e della permeabilità.

General Soil Profile	General				
Stages Stress Analysis	Analysis Type:	5	lane Strain	~	
Groundwater Dynamic Statistics	Consolidation Opti	ion:	lone	~	
Strength Reduction	Use XFEM	Gaussian F	imination	~	
	Units:	Metric, stre	ess as kPa	~	
	m, kN, kN/m, kPa, kN	V/m3			
	Time Units:	Seconds		~	
	Permeability Units:	meters/sec	ond	~	

CAPITOLO 6 – MODELLAZIONE NUMERICA IN INGEGNERIA GEOTECNICA

Figura 6.7 – Schermata Project Settings

Come mostrato in Figura 6.7, oltre alle impostazioni generali nella tendina a sinistra vanno impostate una serie di condizioni fondamentali alla definizione dell'analisi, in particolare:

 <u>Stages</u>: è possibile suddividere l'analisi in più step. Questa impostazione permette di simulare le fasi di costruzione di un'opera e studiarne il comportamento passo dopo passo, in modo da verificare quale tra le fasi porta a una condizione di instabilità (Figura 6.8).

Project Settings			×
General Soil Profile Stages Stress Analysis	Stage Nur	S her of Stages: 3 🗢 * Inserted stages are hig	hlighted.
Groundwater Dynamic	#	Name	5
	1	Initial condition	킕
ou enganted de don	2	Excavation	m
	3	Final condition	
			2
		ОК	Cancel

Figura 6.8 – Schermata di impostazione stage

• <u>Stress analysis:</u> in questa sezione vengono definite le impostazioni del metodo iterativo, ovvero il numero massimo di iterazioni, la tolleranza e il criterio di

convergenza del metodo. Sono presenti una serie di comandi avanzati che permettono all'utente di considerare il problema facendo delle assunzioni sul comportamento fisico del caso studiato (Figura 6.9).

Project Settings			?	×
General Sol Profile Stages Groundwater Dynamic Statistics Strength Reduction	Stress Analysis Maximum Number of Iterations: Tolerance: Number of Load Steps: Convergence Type: Advanced Accelerate initial stiffness Grensile failure reduces shear Joint tension reduces joint sti Tensile failure reduces hoek- Use effective stress analysis Stop calculation when non-co Improve joint convergence	500 0.001 Auto or Fixed Adaptive Comprehensive Min Alpha: 0.2 strength to residual ffmess by a factor of: Brown tensile strength to z nivergence detected	Auto 🔹	5
			ок с	ancel

Figura 6.9 – Schermata di impostazione del metodo di iterazione

 <u>Groundwater</u>: in questo task è richiesto l'inserimento della tipologia di analisi idraulica che si vuole effettuare, in particolare è possibile scegliere tra un'analisi idraulica di tipo stazionario "Steady State FEA (Finite Element Analysis) o di tipo transitorio "Transient FEA" (Figura 6.10).

Project Settings	? ×
General Soil Profile Stages Stress Analysis Groundwater	Groundwater Method: Steady State FEA V Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Statistics Strength Reduction	Negative Pore Pressure Cutoff Maximum negative PWP (kPa): Maximum negative PWP for unsaturated strength (kPa): Options
	Grid Interpolation: Modified Chugh Advanced Steady State FEA Settings: Transient FEA Settings:
	Restrain excess pore pressure from undrained material OK Cancel

Figura 6.10 – Schermata di impostazione dell'analisi idraulica

 <u>Strength Reduction</u>: spuntando il comando in Figura 6.11 il software procederà al calcolo del fattore di riduzione dei parametri meccanici, analogo alla determinazione del fattore di sicurezza nei confronti della stabilità.

1			
Project Settings		?	\times
General Soil Profile Stages Groundwater Dynamic Statistics Strength Reduction	Strength Reduction Determine Strength Reduction Factor Initial Estimate of SRF: Step Size Automatic Custom Step Size Step Size Custom Step Size Advanced		
	ок	Canc	el

Figura 6.11 – Schermata del comando Strength Reduction Factor SRR

6.3.2.2 Definizione del dominio del modello

Cliccando sul comando "Boundaries" compare un menu a tendina dove sono presenti i comandi con cui vengono definiti i bordi del modello, e più in generale le superfici di discontinuità, linee piezometriche o particolari elementi (Structural Interfaces) che permettono di definire le interazioni terreno struttura (Figura 6.12).

Per definire il confine del modello viene utilizzato il comando "Add External".



Figura 6.12 – Schermata del comando Strength Reduction Factor SRR

6.3.2.3 Discretizzazione del modello

Il passaggio successivo consiste nella discretizzazione del dominio in più elementi finiti a formare una griglia, chiamata Mesh (Figura 6.13). Questa può essere definita in funzione della distribuzione degli elementi (comando "Mesh Type") e della forma dell'elemento (comando "Element Type").

Mesh Setup			? ▲ ×
Mesh and Discretization	Settings		F*1 Discretize
Mesh Type:	Graded	\sim	The Mark
Element Type:	6 Noded Triangle	s v	Keel Mican
Gradation Factor:		0.1	
Default Number of Nod	es on External:	90	
Ad <u>v</u> anced ¥		ОК	Cancel

Figura 6.13 – Impostazione della Mesh e discretizzazione

In particolare, cliccando sul primo comando si può scegliere la tipologia della mesh come:

- Graded
- Uniform
- Radial
- No Internal Nodes

La scelta sulla forma degli elementi dipende dalla geometria del modello che si vuole studiare, le tipologie proposte dal software sono le seguenti:

- 3 Noded Triangles (triangolari a 3 nodi)
- 6 Noded Triangles (triangolari a 6 nodi)
- 4 Noded Quadrilaterals (quadrilaterali a 4 nodi)
- 8 Noded Quadrilaterals (quadrilaterali a 8 nodi)

Una volta discretizzato il modello si procede con la determinazione delle condizioni al contorno.

6.3.2.4 Determinazione delle condizioni al contorno

Nel seguente step viene richiesta la definizione delle condizioni al contorno del modello, cliccando sul comando "Displacement" (Figura 6.14) presente nella barra superiore, si aprirà un menu a tendina nel quale è possibile scegliere il grado di vincolo:

- Restrain X (Carrello verticale, spostamento in direzione X impedito)
- Restrain Y (Carrello orizzontale, spostamento in direzione Y impedito)
- Restrain X, Y (Cerniera, spostamento in direzione X e Y impedito)
- *Restrain Normal* (Spostamento impedito in direzione normale al contorno)
- Free (Condizioni di estremo libero, spostamento consentito in direzione X,Y)



Figura 6.14 – Schermata di impostazione delle condizioni al contorno

Le opzioni presenti nel menu "Loading" (Figura 6.15) permettono la definizione di varie tipologie di carichi che possono essere applicati al modello numerico. Le seguenti opzioni sono descritte come:

- *Field Stress* : definisce lo stato iniziale di stress nel terreno prima dello scavo.
- Seismic Loading : applicazione di un carico sismico pseudo-statico (terremoto).
- *Distributed Loads* : applicazione di un carico distribuito uniforme o triangolare.
- *Ponded Water Loads* : applicazione di un carico idrostatico.
- *Line Loads* : applicazione di un carico concentrato.



Figura 6.15 – Schermata di impostazione dei carichi esterni e della condizione di campo

6.3.2.5 Determinazione dell'analisi di tipo Idraulico (Groundwater)

Le analisi Idrauliche in RS2 consentono di determinare la distribuzione delle pressioni interstiziali, che possono essere incorporate nell'analisi delle sollecitazioni per calcolare i l'andamento delle tensioni efficaci. Inoltre, è possibile condurre delle analisi di filtrazione agli elementi finiti in regime stazionario (Steady-state seepage analysis) o in regime transitorio (Transient seepage analysis) per poter calcolare le pressioni interstiziali, le portate e altre grandezze idrauliche. Se viene selezionata l'analisi di tipo Transitorio, è possibile analizzare i problemi di consolidamento mediante un'analisi accoppiata (teoria di Biot).

Il primo step consiste nella definizione della tipologia di analisi che si vuole effettuare, andando nella schermata "Project Setting" (Figura 6.7) alla voce "Groundwater" è presente un menu a tendina con le seguenti opzioni (Figura 6.16):

- Static Water
- Steady State FEA (Finite Element Analysis)
- Transient FEA (Finite Element Analysis)

Project Settings			?	×
General Soil Profile Stages Stress Analysis Groundwater Dynamic Statistics Strength Reduction	Groundwater Method: Static Water Static Water Steady State FEA Transient FEA	Pore Fluid Unit Weight:	9.81 kN/	/m3
		ve PWP (kPa): ve PWP for unsaturated strength (kPa):	0	
	Options			
	Grid Interpolation:	Modified Chugh \sim		
	Steady State FEA Se	ettings:		
	Transient FEA Settin	igs:		
		01	c c	ancel

Figura 6.16 – Schermata di impostazione dell'analisi idraulica

Successivamente si procede con la determinazione delle condizioni al contorno di tipo idraulico, cliccando sul comando "Groundwater" presente nella barra superiore della schermata principale, come mostrato in Figura 6.17.



Figura 6.17 – Impostazione delle condizioni al contorno idrauliche (I)

In particolare, alla voce "Set Boundary Conditions" presente nel menu a tendina della Figura 6.17, è possibile impostare le condizioni al contorno di tipo idraulico tra le seguenti:

- Total Head "H" (Carico totale)
- Zero Pressure "P=0" (Pressione interstiziale nulla)
- Nodal Flow Rate "Q" (Portata nodale)
- Normal Infiltration (Portata di infiltrazione normale alla superficie)
- Vertical Infiltration (Portata di infiltrazione verticale)
- Unknow "P=0 or Q=0" (Condizione al contorno non definita, il software calcola nel nodo i valori di portata e pressione interstiziale)
- None/Remove BC (Rimuovi condizione al contorno)
- Pressure Head (Altezza di pressione, pressione interstiziale espressa in metri di colonna d'acqua)
- Pore Pressure (Pressione interstiziale)
- Constant

In Figura 6.18 viene mostrata la finestra dove è possibile scegliere le condizioni al contorno idrauliche.

Set Boundary Conditions	? 🔺 X	
		Total Head (H)
●		Zero Pressure (P=0)
BC Type: Total Head (H)	~	Pressure Head (PH)
Properties:		Pore Pressure (u)
Total Head Value (m):	0	 Nodal Flow Rate (Q)
		X Normal Infiltration (q)
Selection mode: Boundary Segments	~	↓↓ Vertical Infiltration (q)
Apply at this stage only (do not propaga	ate)	Onknown (P=0 or Q=0)
Apply	Close	Constant
Арру	CIOSE	None / Remove BC

Figura 6.18 – Impostazione delle condizioni al contorno idrauliche (II)

In un modello con più stage è possibile variare le condizioni al contorno da uno stage a quello successivo, in tal modo è possibile studiare l'evoluzione di un fenomeno e gli effetti che questo comporta nell'analisi del modello. Per esempio, l'abbassamento di un livello idrometrico sulle sponde di un corso d'acqua, o la simulazione di un moto di filtrazione all'interno di un terreno insaturo, e così molti altri problemi ingegneristici che necessitano di un supporto con metodi numerici per uno studio più approfondito.

6.3.2.6 Determinazione proprietà dei materiali

Le proprietà dei materiali in RS2 consistono nelle proprietà fisiche e idrauliche dell'ammasso roccioso o dei terreni che compongono il modello. Sono due i passaggi basilari richiesti per specificare le proprietà dei materiali del modello:

- 1. Definizione delle proprietà dei materiali
- 2. Assegnazione delle proprietà alle varie regioni del modello.

Il primo passaggio è suddiviso in due step, il primo riguarda la definizione delle proprietà fisiche del materiale mentre il secondo le proprietà idrauliche (condizione necessaria se si conduce un'analisi idraulica).

Cliccando sul comando "Properties" nella barra superiore della schermata principale (Figura 6.19), si aprirà un menu a tendina dove è possibile scegliere tra queste opzioni:

- Define Materials (definizione proprietà dei materiali)
- Define Hydraulic (definizione proprietà idrauliche dei materiali)
- Define Liners (definizione proprietà dei rivestimenti di una galleria)
- Define Joints (definizione proprietà delle discontinuità)
- Define Structural Interface (definizione proprietà delle interfacce strutturali)
- Define Composite (definizione proprietà strutture composite)
- Define Bolts (definizione proprietà tiranti di ancoraggio)
- Assign properties (comando di assegnazione delle proprietà)

File Edit View Profile Analysis	Boundaries Mesh Loading Displacements Dynamic Support Groundwater Statistics P	Properties	Tools Window Help	- 8 ×
Geometry Materials & Staging	Loading Xesh Support Groundwater Restraints		$\overline{\mathbf{A}}$	
D	♂ - □ \ < > = = ≥ :: • < < • < 0 < •	۵ ۱		
A		- F •	≈ 🛛 • ™ + ₺ • ६९ ४४	**** P
Model Items	-			1
Search		8	Define Materials	
E coauling	8-	4	Define <u>H</u> ydraulic	
		r	Define <u>L</u> iners	
		1	Define Joints	
		Æ	Define Structural Interface.	
		徑	Define <u>C</u> omposite	
Display Options		1	Define <u>B</u> olts	
Stress Decimals General	11	57	Assign Properties Ctrl	
Stress Properties			Assign Properties Ctri	+A
Element Numbers				
Discretizations with mesh Shrink Elements	-75 -50 -25 0 25 50	75	100 125	150 175
Materials 🗸				
Elements Color	P			
D Poundam Conditions	Keady		MIN DATATIPS SNAF	GRID OKIHO OSNAP

Figura 6.19 – Schermata di definizione delle proprietà dei materiali

Selezionando il comando "Define Materials" si aprirà una finestra (Figura 6.20) dove è possibile definire i materiali che compongono il modello, specificando il nome e il colore in output.

Define Material Properties		?	×
Material 1	Material 1		
Material 2			
Material 3	Name: Material 1 Fill:	~	\sim
Material 4			_
Material 5	Initial Conditions Stiffness Strength Hydraulic Properties Datum Dependency		
	Type Data		
	Initial Element Loading Field Stress and Body Force		-
	Unit Weight (kN/m3) 27		
	Initial Water Condition Pore Water Pressure		•
	Initial Pore Water Pressure (kPa) 1		
⊹ •	OK	Car	ncel

Figura 6.20 – Finestra di impostazione proprietà dei materiali

Per ogni materiale sono presenti cinque task che determinano le sue caratteristiche:

1. Initial Condition

In questa finestra, vedi Figura 6.21, è richiesta la definizione dello stato iniziale di stress "Initial Element Loading" a scelta fra tre condizioni:

- Field Stress only (questa condizione deriva dalle impostazioni del comando "Field stress, vedi Figura 6.15);
- Body Force only (questa condizione rappresenta il peso specifico del materiale, deriva dal comando "Unit Weight");
- Field Stress and Body Force (combinazione delle precedenti).

Nel caso di analisi idrauliche, è necessario definire le condizioni idrauliche iniziali alla voce "Initial Water Conditions".

Initial Conditions	Stiffness	Strength	Hydraulic Properties	Batum Dependency
Туре				Data
Initial Elemen	t Loading			Field Stress and Body Force 👻
Unit Weight (k	N/m3)			27
Initial Water C	ondition			Pore Water Pressure 🗸
Initial Pore Wa	ater Pressu	ure (kPa)		1

Figura 6.21 – Impostazione delle condizioni iniziali di carico e idrauliche

2. Stiffness

In questo step vengono definiti i parametri di deformabilità del materiale, ovvero il modulo di Young "E" (modulo elastico) e il coefficiente di dilatazione trasversale v (coefficiente di Poisson).

Initial Condition	s Stiffness	Strength	Hydraulic Properties	Datum	Dependency	
Type:	Isotropic		~			
Туре					Data	
Use Unload	Use Unloading Condition					
Loading						
Poisson's	Ratio				0.3	
Young's Me	odulus (kPa)				20000	

Figura 6.22 – Impostazione del modulo di Young E e del coefficiente di Poisson v

3. Strenght

I parametri di resistenza del materiale vengono determinati in funzione del criterio di rottura e della legge costitutiva del materiale. In particolare, RS2 permette di scegliere il criterio di rottura (V. Figura 6.23) fra quelli elencati di seguito:

- Mohr-Coulomb
- Hoek-Brown
- Drucker-Prager
- Generalized Hoek-Brown
- Discrete Function

Initial Conditions	Stiffness	Strength	Hydraulic Properties	Datum D)epen	dency	
Failure Criterion:		М	Iohr-Coulomb	-	- 1		
Type Material Type					Mohr-Coulomb Hoek-Brown	•	
Peak Tensile Strength (kPa) Peak Friction Angle (degrees)					Drucker-Prager		
Peak Cohesion (kPa) Unsaturated Strength Properties					Discrete Function		
Use Unsaturated Parameters			No				

Figura 6.23 – Impostazione criterio di rottura

Il passaggio successivo consiste nella definizione della legge costitutiva del materiale (V. Figura 6.24), in questo caso RS2 permette di scegliere il materiale come un mezzo a comportamento elastico o plastico.

Se si sceglie un comportamento del materiale di tipo elastico lineare, i parametri del criterio di rottura inseriti verranno utilizzati solo per il calcolo e il tracciamento dello stato di sollecitazione all'interno del materiale. Sebbene un materiale elastico non possa andare a rottura, il software calcola lo stato di stress e le deformazioni indotte dai carichi esterni.

Initial Conditions Stiffnes	s Strength Hydraulic Propertie	es Datum Dependency		
Failure Criterion:	Mohr-Coulomb			
Туре		Data		
Material Type		Elastic 🗸 🗸		
Peak Strength				
Peak Tensile Strengt	h (kPa)	0		
Peak Friction Angle (degrees)	35		
Peak Cohesion (kPa)		10.5		
Unsaturated Strength Properties				
Use Unsaturated Pa	rameters	□ No		

Figura 6.24 – Definizione del criterio di rottura di un mezzo a comportamento elastico lineare Se si sceglie un comportamento del materiale di tipo plastico, i parametri di resistenza residui verranno utilizzati nell'analisi quando si verifica uno snervamento, ovvero il superamento di una condizione di stato limite. Questo è diverso dai materiali elastici, dove i parametri di resistenza vengono utilizzati solo per computare lo stato di sollecitazione interno, che non viene in nessun modo condizionato dal raggiungimento della tensione di snervamento del materiale.

Initial Conditions Stiffness Strength	Hydraulic Properties	Datum Dependency		
Failure Criterion: N	1ohr-Coulomb	- <u>/</u>		
Туре		Data		
Material Type	Plastic 🗸			
Peak Strength				
Peak Tensile Strength (kPa)	0			
Peak Friction Angle (degrees)	35			
Peak Cohesion (kPa)	10.5			
Residual Strength				
Residual Tensile Strength (kPa)	0			
Residual Friction Angle (degrees	35			
Residual Cohesion (kPa)	10.5			
Dilation Angle (degrees)	0			
Unsaturated Strength Properties				
Use Unsaturated Parameters	□ No			

Figura 6.25 – Definizione de criterio di rottura di un mezzo a comportamento plastico

Se i parametri di resistenza residui sono uguali ai parametri di picco, allora si è definita una legge costitutiva del materiale di tipo elastico perfettamente plastico.

4. Hydraulic Properties

Le opzioni disponibili nella finestra di dialogo "Hydraulic Properties" corrispondono all'analisi idraulica selezionata nelle impostazioni di progetto (6.3.2.1 Impostazioni generali di progetto - Groundwater).

Se l'analisi idraulica agli elementi finiti è impostata, si è in grado di definire i parametri di permeabilità dei materiali. Questa è richiesta per risolvere il problema dei moti di filtrazione, ossia la determinazione del flusso e la distribuzione della pressione interstiziale in tutto il modello. Le opzioni disponibili sono descritte di seguito.

- Material Behavior (comportamento del materiale, può essere drenato o non drenato);
- Porosity Value (valore della porosità del materiale, corrisponde al complementare dell'indice dei vuoti "e");
- Saturated Permeability Ks (valore della permeabilità in condizioni sature);
- Anisotropic Permeability K1/K2 (indica il variare della permeabilità in direzione verticale e orizzontale, se uguale a 1 significa che la permeabilità è isotropa).

Initial Conditions	Stiffness	Strength	Hydraulic Properties	Datum Dependency	
Model: Simple	!	~ [Plot Function		
Туре				Data	
Material Behaviour				Drained 🗸	
Porosity Value				0.5	
Hydraulic Para	Hydraulic Parameters				
Ks (m/s)				1e-07	
K2 / K1				1	
K1 Definition				Angle 🗸	
K1 Angle (degrees)				0	
Simple Parameters					
Soil Type				General 🗸	

Figura 6.26 – Impostazione dei parametri idraulici del materiale

I seguenti modelli idraulici sono disponibili in RS2 per descrivere la permeabilità nella zona insatura:

- Simple
- Fredlund and Xing
- Van Genuchten
- Brooks and Corey

- Gardner
- Constant
- User Defined

Initial Conditions Stiffness Strength Hydrau	ic Properties Datum Depende	ency			
Model: Simple V Plot Function					
Туре	Data				
Material Behaviour	Simple 🗸 🗸	-			
Porosity Value	Simple				
Hydraulic Parameters	Fredlund and Xing van Genuchten Brooks and Corey Gardner				
Ks (m/s)					
K2 / K1					
K1 Definition	Constant	-			
K1 Angle (degrees)	User Defined				
Simple Parameters					
Soil Type	General	•			



5. Datum Dependency

L'opzione "Datum Dependency" consente di definire la variazione lineare delle proprietà del materiale con la profondità da un'elevazione del datum definita dall'utente o con la distanza radiale da un centro definito dall'utente (Figura 6.28).

Questo comando può essere attivato su tre parametri:

- Cohesion (coesione)
- Friction Angle (angolo di attrito)
- Young's Modulus (modulo di Young)
| Initial Conditions Stiffness Str | rength Hydraulic Properties Datum Dependency | | | | | | |
|------------------------------------|---|-----------|--|--|--|--|--|
| Datum Dependent | | | | | | | |
| | Туре | Data | | | | | |
| Friction Angle | Datum Type | Depth 🚽 | | | | | |
| | Datum [m] | 0 | | | | | |
| | Peak Cohesion Datum [kPa] | 10.5 | | | | | |
| | Peak Change [kPa/m] | 0 | | | | | |
| | Peak Cutoff? | | | | | | |
| | Peak Cutoff Value [kPa] | 0 | | | | | |
| | Residual Cohesion Datum [kPa] | 10.5 | | | | | |
| | Residual Change [kPa/m] | 0 | | | | | |
| | Residual Cutoff? | | | | | | |
| | Residual Cutoff Value [kPa] | 0 | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| If change is positive, property va | alue increases as you go vertically down (y-coordinate de | creases). | | | | | |

CAPITOLO 6 – MODELLAZIONE NUMERICA IN INGEGNERIA GEOTECNICA



6.4 Validazione del modello numerico: Simulazione del moto di filtrazione attraverso un rilevato arginale in terra

In questo paragrafo verranno analizzati gli andamenti delle pressioni interstiziali all'interno di rilevato arginale in terra al fine di validare il software confrontando le soluzioni numeriche con i risultati delle soluzioni analitiche. In particolare, verranno confrontate le superfici freatiche che si instaurano nel corpo del rilevato a seguito di una differenza del carico idraulico tra i due fianchi arginali, e le portate in uscita dal rilevato.

6.4.1 Analisi in moto stazionario di un flusso non confinato: metodo della parabola di Casagrande (1937)

Un flusso non confinato all'interno di un materiale isotropo ed omogeneo porta ad una superficie freatica parabolica secondo le ipotesi di *Dupuit*. Per identificare e disegnare questa parabola possiamo usare la soluzione di *Casagrande* (1937).

Il fuoco della parabola è indicato con F e la parabola assume coordinate identificate dalla seguente equazione:

$$z^2 = s^2 + 2sx (6.11)$$

Con:

$$s = \sqrt{d^2 + h^2} - d \tag{6.12}$$

Il tratto BE viene definito come:

$$\overline{BE} = 0.3 * \overline{BC}$$

Il metodo proposto da Casagrande tende a sopravvalutare l'altezza della sorgente sospesa, che si posizionerebbe nel punto l' invece che nel punto I (Figura 6.29).



Figura 6.29 – Schematizzazione del metodo di Casagrande (1937)

A tal proposito, quando l'angolo di inclinazione del fianco α è minore di 30°, come nel caso in esame, la lunghezza FI' può essere identificata attraverso l'espressione proposta da *Schaffernak - Van Iterson*:

$$\overline{FI'} = \frac{d}{\cos\alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2\alpha} - \frac{h^2}{\sin^2\alpha}}$$
(6.13)

I parametri richiesti dal metodo sono la geometria del modello e le sue dimensioni, l'altezza del carico idraulico *h*, la distanza orizzontale *d*.

Conoscendo questi dati è possibile calcolare il parametro *s*, di conseguenza impostando un passo Δx e inserendo la coordinata nell'equazione (6.11), sarà tracciata per punti la parabola.

A questo punto viene definita la geometria del problema come segue:

	Tabella 6.1 – Dati Geometrici di input	
--	--	--

Base minore (\overline{HG})	Base maggiore (\overline{AF})	Altezza	Lx	h	α
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]
5	160	30	77,5	25	21



Figura 6.30 – Geometria del modello

Utilizzando le formule descritte nella pagina precedente sono stati calcolati i seguenti parametri:

rabena 6. 2 – Dati geometrici carcolati							
BC	BE	d	s	$\overline{FI'}$	\overline{AB}		
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]		
64,58	19,38	114,79	2,69	21,33	69,25		

Ipotizzando una permeabilità $K = 10^{-7} m/s$, è stata calcolata la portata in uscita con i metodi di *Casagrande* (1937) e *Schaffernak - Van Iterson*, che verranno in seguito confrontate con i valori ottenuti con il software RS2.

Tabella 6.3 – Valori di portata in uscita calcolati

Casagrande ($\alpha > 30^\circ$)	Sc	chaffernak (α<30°)
$q = -kl\sin\beta tg\beta$		$q = kl \sin^2 \beta$
[m ³ /s]		[m ³ /s]
2.78E-07		2.98E-07

In Figura 6.31 viene mostrata la soluzione analitica della superficie freatica calcolata con il metodo della parabola di Casagrande (1937).



Figura 6.31 – Soluzione analitica della superficie freatica

6.4.2 Analisi in moto stazionario di un flusso non confinato: soluzione numerica mediante il software RS2

Al fine di validare il software RS2 viene preso in esame il caso di una diga in terra soggetta a un moto di filtrazione sotto le ipotesi del metodo della parabola di Casagrande. Come anticipato nei precedenti paragrafi, il primo passo consiste nella determinazione delle impostazioni generali dell'analisi, come riportato in Figura 6.32 e Figura 6.33.

Partial y Sta			
Type:		Plane Strain	~
Consolidation Opt	tion:	None	~
Solver Type:	Gauss	sian Elimination	~
Use XFEM	Gauss	sian Elimination	~
Units:	Metrie	:, stress as kPa	~
m, kN, kN/m, kPa, k	N/m3		

Figura 6.32 – Impostazioni generali di progetto (validazione del software)

		_	
Steady State FEA	✓ Pore	e Fluid Unit We	eight: 9.81 kiv/m
Negative Pore Pressur	e Cutoff		
Maximum negativ	e PWP (kPa):		0
Maximum negativ	e PWP for unsatu	arated strengt	th (kPa): 0
Options			
Grid Interpolation:	Modified Chugh	~	Advanced
Steady State FEA Se	ttings:		

Figura 6.33 – Impostazione analisi idraulica agli elementi finiti (validazione del software)

Vengono successivamente definite la geometria del modello e le sue dimensioni, come indicato nel paragrafo 6.3.2.2 Definizione del dominio del modello



Figura 6.34 – Lista coordinate del modello



Figura 6.35 – Geometria e dimensioni del modello

Il prossimo passaggio consiste nella definizione della mesh, come anticipato al paragrafo 6.3.2.3 Discretizzazione del modello, in particolare data la geometria del modello si è scelto di discretizzare il modello con degli elementi triangolari a 6 nodi.

Mesh and Discretization	Settings		F ⁺ Discreti
Mesh Type:	Graded	\sim	Mach
Element Type:	6 Noded Triangles	s ~	Mean Mean
Gradation Factor;		0.1	
Default Number of Nod	es on External:	90	

Figura 6.36 – Impostazione della mesh



Figura 6.37 – Discretizzazione del modello

Una volta definita la mesh si passa alla determinazione delle condizioni al contorno del modello, in particolare si impostano i vincoli del modello (V. paragrafo 6.3.2.4 Determinazione delle condizioni al contorno e le condizioni al contorno idraulico) che rappresentano il dato di input della simulazione.

Per quanto riguarda i vincoli, dato che l'analisi che si sta svolgendo è un'analisi di tipo idraulico dove verrà analizzato l'andamento delle pressioni interstiziali, sono stati scelti arbitrariamente i carrelli, come mostrato in Figura 6.38.



Figura 6.38 – Impostazione dei vincoli del modello

Le condizioni al contorno idrauliche del modello, mostrate in Figura 6.39, sono definite come segue:

- Total Head (H), questa condizione è stata applicata alla porzione del rilevato su cui viene applicata la pressione dell'acqua;
- Unknown (P=0 or Q=0), questa condizione è stata applicata sui tratti di terrapieno sui quali non si hanno informazioni sulla portata o pressione dell'acqua.
- Normal Infiltration (q), questa condizione è stata applicata alla base del rilevato, adottando un valore nullo in modo da definirlo come interfaccia impermeabile

Set Boundary Conditions ? 🔺 🗙	Set Boundary Conditions ? 🔺 🗙	Set Boundary Conditions ? • ×
●●⊕●●●	● ● ● ● ● ◆ ± ● ● ●	● ● ● ● ● ● ● ● ● ● ● ● ● ● ● ● ● ● ●
BC Type: 💿 Total Head (H) 🗸	BC Type: O Unknown (P=0 or Q=0)	Properties:
Properties: Total Head Value (m): 25	Properties: Vacuum Pressure (kPa): 25	Infiltration Value (m/s): 0 Seepage face condition Min pressure: -1
Selection mode: Boundary Segments ~	Selection mode: Boundary Segments	Max pressure: 0
Apply at this stage only (do not propagate)	Apply at this stage only (do not propagate)	Selection mode: Boundary Segments Apply at this stage only (do not propagate)
Apply Close	Apply Close	Apply Close





Figura 6.40 – Visualizzazione delle condizioni al contorno idrauliche

Prima di concludere la definizione del modello vanno determinate le caratteristiche del materiale costituente il rilevato, come indicato al paragrafo 6.3.2.6 Determinazione proprietà dei materiali.

Sulla base delle ipotesi del metodo di Casagrande (1937) che descrive l'andamento di flusso non confinato all'interno di un materiale omogeneo e isotropo, vengono determinate le proprietà del materiale come mostrato in Figura 6.41.

Homo	geneus	Isotropic	materia	d			
Name:	Homoge	neus Isotrop	ic material	Fill:		⊻ Hatch:	~
Initial C	Conditions	Stiffness	Strength	Hydraulic Properties	Datum	Dependency	
Type:	I	sotropic		\sim			
Туре						Data	
Use Unloading Condition							
Load	ding						
Poi	Poisson's Ratio 0.3						
You	ung's Mo	dulus (kPa)				20000	

Figura 6.41 – Impostazione delle proprietà del materiale

Per quanto riguarda le proprietà idrauliche, è stato scelto come coefficiente di conducibilità idraulica K = 10^{-7} m/s, come definito nella soluzione analitica, i restanti parametri sono stati inseriti da default.

Homog	jeneus I	sotropic	materia	al		
lame:	Homogene	us Isotrop	oic material		Fill:	Hatch:
Initial C	onditions	Stiffness	Strength	Hyd	draulic Properties	Datum Dependency
Model:	Simple		~	2	Plot Function.	
Туре						Data
Mate	rial Behav	viour				Drained 🗸
Poros	ity Value					0.5
Hydra	aulic Parar	meters				
Ks (m/s)					1e-07
K2 /	K1					1
K1 [Definition					Angle 🗸
K1 /	K1 Angle (degrees)				0	
Simp	le Parame	ters				·
Soil	Type					General _

Figura 6.42 – Impostazione delle proprietà idrauliche del materiale

Il modello numerico è stato definito in tutte le sue parti, adesso cliccando sul comando "Compute" il software inizierà la fase di calcolo, alla fine di questa cliccando sul comando "Interpret" (V. Figura 6.43) verranno mostrati i risultati dell'analisi.



Figura 6.43 – Finestra comandi Compute e Interpret

In Figura 6.44 sono mostrati i risultati delle analisi numeriche, raffiguranti l'andamento delle pressioni interstiziali all'interno della diga in terra, mentre con la linea fucsia viene indicato il livello freatico che attraversa il corpo dell'opera.

In Figura 6.45 sono mostrate le linee di flusso che attraversano il corpo della diga in terra.



Figura 6.44 – Andamento delle pressioni interstiziale nel corpo della diga



Figura 6.45 - Linee di flusso del moto di filtrazione nel corpo della diga

I risultati di questa analisi verranno adesso confrontati con i risultati ottenuti con la soluzione analitica in forma chiusa proposta da Casagrande (1937), come mostrato in Figura 6.46



Figura 6.46 – Confronto tra soluzione analitica (Casagrande) e soluzione numerica (RS2)



Figura 6.47 – Andamento superficie freatica (Soluzione di Schaffernak – Van Iterson) Sono riportate in Tabella 6.4 e

Tabella 6.5 i confronti dei risultati ottenuti con la soluzione analitica e la soluzione numerica. Come si evince dalle tabelle seguenti e dalla Figura 6.46, la somiglianza dei risultati tra le due soluzioni suggerisce che l'analisi numerica possa considerarsi valida.

$\overline{FI'}$ - RS2	$\overline{FI'}$	Errore
[m]	[m]	[%]
28,91	21,33	26,2

Portata							
Metodi analitici Metodi numerici - RS2							
Casagrande (α>30°)	Schaffernak (α>30°)	F I' - R S2	FI'				
q	q	q	q				
[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]				
2,78 E-07	2,98 E-07	3,61 E-07	3,19 E-07				

Nel seguente capitolo verranno studiate le condizioni di stabilità delle sezioni arginali mediante il software di calcolo bidimensionale agli elementi finiti *RS2 (Rocscience suite).* Il codice di calcolo consente di effettuare delle analisi tensionali e deformative dei terreni, simulando il moto di filtrazione in regime stazionario e transitorio mediante la teoria accoppiata (Biot, 1940). In particolare, il software permette di calcolare il regime delle pressioni interstiziali all'interno del corpo arginale e nel suolo di fondazione in funzione delle condizioni al contorno di tipo idraulico (condizioni di invaso, svaso), e inoltre le condizioni di stabilità dei paramenti laterali del rilevato arginale.

Le analisi numeriche sono state eseguite sulle 9 sezioni arginali (V. Allegato 4) descritte al Capitolo 5; in particolare verranno discussi i risultati delle simulazioni riguardanti una sezione rappresentativa di ogni sponda arginale:

- Sponda arginale in sinistra idraulica (Sezione ASX_14);
- Sponda arginale in destra idraulica (Sezione ADX_20);

7.1 Geometria del modello

I modelli numerici sono stati creati partendo dalle ricostruzioni stratigrafiche delle sezioni arginali (Vedi Allegato 2) derivanti dai rilievi topografici, dai sondaggi geognostici e dai risultati delle prove di laboratorio effettuate nelle ultime campagne di indagine, come indicato al paragrafo 5.4 Caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica delle sezioni arginali.

La geometria è stata modellata utilizzando una mesh triangolare a 6 nodi, distribuita uniformemente nel modello in modo da ottenere un analisi stabile ed affidabile. Il numero degli elementi che compongono il modello varia in funzione della grandezza del modello stesso; ogni modello in media ha delle dimensioni pari a 30 metri in altezza e 100 in larghezza.

In Figura 7.1 viene illustrato il modello geometrico di una delle sezioni analizzate; vengono altresì indicate le posizioni dei piezometri, installati al fine di monitorare le pressioni interstiziali e confrontarle con i valori computati dalle simulazioni numeriche.



Figura 7.1 – Modello geometrico della sezione ASX_13 con mesh, vincoli e posizionamento dei piezometri.

7.2 Impostazioni del modello

7.2.1 Tipologia di analisi

Come si è anticipato, le analisi numeriche sono state condotte in campo bidimensionale considerando condizioni accoppiate di comportamento meccanico e idraulico dei materiali costituenti i corpi arginali. In Figura 7.2 sono illustrate le ipotesi base dell'analisi utilizzate per tutte le simulazioni numeriche.

General			
Analysis Type: Consolidation Optic Apply Viscous P	on: roperties	Plane Strain Coupled (Biot)	~
Solver Type:	Gaussian	Elimination	\sim
Units:	Metric, s	tress as <mark>k</mark> Pa	\sim
m, kN, kN/m, kPa, kN	/m3		
Time Units:	Hours		\sim
Permeability Units:	meters/s	econd	\sim

Figura 7.2 – Impostazioni generali del modello

Per quanto riguarda le analisi dal punto di vista idraulico queste sono state condotte simulando il moto di filtrazione sia in regime stazionario sia in regime transitorio, andando a ricostruire l'evoluzione del flusso idraulico all'interno dei corpi arginali e nei terreni di fondazione. In Figura 7.3 vengono illustrati i metodi di analisi idraulica utilizzati.

Groundwater	Groundwater
Method: Steady State FEA V Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kV/m3	Method: Transient FEA Pore Fluid Unit Weight: 9.81 dV/m3 Define pwp method by stage
Negative Pore Pressure Cutoff Maximum negative PWP (kPa): Maximum negative PWP for unsaturated strength (kPa): 0	Negative Pore Pressure Cutoff Maximum negative PWP (kPa): Maximum negative PWP for unsaturated strength (kPa): 0
Options Grid Interpolation: Modified Chugh Advanced	Options Grid Interpolation: Modified Chugh Advanced
Steady State FEA Settings: Transient FEA Settings: Restrain excess pore pressure from undrained material	Steady State FEA Settings: Transient FEA Settings: Restrain excess pore pressure from undrained material

Figura 7.3 – Impostazione del moto di filtrazione in regime stazionario e transitorio

7.2.2 Condizioni al contorno e vincoli

Le condizioni al contorno idrauliche e i vincoli statici dei modelli numerici sono state ipotizzate come segue:

- Vincoli statici sul contorno del modello: carrelli disposti in direzione x alla base del modello (spostamento verticale impedito), carrelli disposti in direzione y sui fianchi laterali del dominio (spostamento orizzontale impedito), cerniere posizionate agli spigoli inferiori del modello, mentre sulla superficie libera non è stato imposto nessun vincolo.
- Condizioni al contorno idrauliche: sono stati imposti i carichi idraulici totali (H) nei contorni dove il livello idrometrico è noto, in modo da simulare sia le condizioni di invaso che le condizioni di svaso; la base del modello è stata supposta impermeabile (acquifero confinato), poiché situata a una distanza sufficiente da non influenzare le condizioni di flusso superficiale; nei contorni in cui le condizioni idrauliche (pressione o portata) non sono note, è stato imposta una condizione di flusso non confinato.

Per quanto riguarda lo stato di stress iniziale indotto agli elementi del dominio, è stato imposto un carico di tipo gravitativo, in questo modo le tensioni verticali iniziali di un dato

punto sono calcolate in funzione della profondità rispetto alla superficie libera del modello.

Il coefficiente di spinta a riposo dei terreni K_0 è stato invece calcolato tenendo conto dello stato di sovraconsolidazione dei materiali costituenti i rilevati arginali, seguendo le seguenti formulazioni:

• Terreni NC:
$$K_0(NC) = \left(1 + \frac{2\sin\varphi'}{3}\right) \frac{(1-\sin\varphi')}{(1+\sin\varphi')} \approx 1 - \sin\varphi'$$
 Jaky (1944)

• Terreni OC: $K_0(OC) = K_0(NC) OCR^{\alpha}$ Schmidt (1966) e Alpan (1967) dove il coefficiente α viene suggerito pari a 0,5.

In Tabella 7.1 sono mostrati i valori del coefficiente di spinta a riposo dei materiali costituenti i rilevati arginali.

	Limi e argille sabbiosi	Argille	Sabbie con limi d. argillose	Limi con argille	Limi sabbiosi	Ghiaie con sabbie	Argille e limi
φ' [°]	23,9	17,8	32,6	25,3	28,4	34,3	26,65
OCR [-]	1,01	1,27	1	2,37	4,38	1	1,12
K ₀ [-]	0,60	0,78	0,46	0,88	1,10	0,44	0,58

Tabella 7.1 – Coefficiente di spinta a riposo K_0 dei materiali costituenti il modello

In Figura 7.4 è mostrata la schermata del software dove viene impostato lo stato di stress iniziale e i coefficienti di spinta a riposo dei materiali.

Field Stress Type: Gravit	у ~	ОК
Use actual ground surfac	e 🗹 Use effective stress ratio 🗌 Use variable stress ratio	
Ground Surface Elevation (m	i): 0	Cancel
Unit Weight of Overburden ((kN/m3): 27	
Effective Stress Ratio (horiz	/vert in plane):	
Effective Stress Ratio (horiz	/vert out-of-plane):	
Locked-in horizontal stress (i	in plane) (kPa, Comp. +) : 0	Statistics
Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (kPa, Comp. +) : 0	<u>A</u> dvanced <<
Argille 🔨	Argile	
Argille e limi	Apply Custom Field Stress	
Limi con argille	Ground Surface Elevation (m);	0
Limi e argille sa	Unit Weight of Overburden (kW/m3):	0.027
Sabbie con limi	Effective Stress Ratio (horiz/vert in plane):	0.78
Undefined 8	Effective Stress Ratio (boriz/vert out-of-plane):	0.78
Undefined 10		
Undefined 11	Locked in norizontal stress (in plane) (kPa, Comp. +) :	
<	Locked-in horizontal stress (out-of-plane) (kPa, Comp. +):	0

Figura 7.4 – Impostazione dello stato di stress iniziale, dei coefficienti di spinta a riposo Ko

7.2.3 Materiali

I materiali che caratterizzano i modelli numerici sono stati definiti sulla base delle campagne di indagine svolte nei precedenti anni, come ampiamente descritto al Capitolo 5. A ogni materiale sono stati assegnati i parametri meccanici ed idraulici secondo la caratterizzazione riportata al paragrafo "5.4 – Caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica delle sezioni arginali".

I materiali costituenti il modello sono stati considerati omogenei ed isotropi, definiti da un comportamento elasto-plastico perfettamente plastico ed un criterio di rottura lineare alla Mohr-Coulomb.

Ad ogni materiale sono stati assegnati i parametri fisici e meccanici quali: Peso specifico (γ) , modulo di Young (*E*) e coefficiente di Poisson (ν), angolo di resistenza al taglio (φ') e coesione (c'), coefficiente di conducibilità idraulica (*K*).

	Limi e argille sabbiosi	Argille	Sabbie con limi d. argillose	Limi con argille	Limi sabbiosi	Ghiaie con sabbie	Argille e limi
γ _n [kN/m³]	19	17,5	18,6	19,6	19,6	20	19,05
φ' [°]	23,9	17,8	32,6	25,3	28,4	34,3	26,65
c' [kPa]	17,7	13,7	3	24	14	1	28,8
K [m/s]	1,43E-08	1,88E-08	1,17E-06	1,01E-08	1,01E-08	2,83E-04	1,49E-08
ν[-]	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E _{ed} [kPa]	3934	7438	-	9671	16046		15722
E' [kPa]	2922	5525	25554	7184	11920	42186	11679

In Tabella 7.2 sono riportate le unità geotecniche che caratterizzano i modelli numerici.

Tabella 7.2 – Unità geotecniche costituenti il modello numerico

7.3 Fasi della simulazione

Le analisi numeriche svolte hanno il compito di studiare l'andamento delle pressioni interstiziali all'interno dei corpi arginali e nei terreni di fondazione quando questi sono interessati dalle operazioni di invaso e svaso della cassa di espansione. In particolare, il tema principale delle simulazioni è la verifica delle condizioni di stabilità dei rilevati arginali durante le fasi di invaso e svaso, condizionate dall'innalzamento del livello idrometrico in cassa e dallo svuotamento della medesima.

Le simulazioni sono state condotte in diverse fasi in modo da analizzare separatamente le diverse condizioni:

1) <u>Condizione INIZIALE</u>: in questa fase la quota della falda libera è quella delle condizioni precedenti all'evento. La quota (in m s.l.m) è stata determinata da un interpolazione delle letture dei piezometri presenti nella sezione arginale e in alveo, prese nei giorni precedenti all'evento studiato in una situazione di stazionarietà. Questa fase permette di definire le condizioni di stabilità iniziali dei rilevati arginali.

2) <u>Condizione di INVASO</u>: in questa fase viene simulato l'innalzamento progressivo del livello idrometrico interno alla cassa di espansione. La simulazione è stata condotta seguendo due diversi approcci: il primo consiste in una simulazione di flusso stazionario in cui si studia l'andamento delle pressione neutre interne al rilevato una volta raggiunta la stazionarietà; il secondo approccio consiste in una simulazione in regime transitorio della procedura di invaso, riproducendo i tempi e i gradienti misurati durante l'evento di

dicembre 2020. Questa fase permette di determinare la risposta del sistema arginale e l'influenza del carico idraulico sulle condizioni di stabilità dei rilevati durante le operazioni di invaso.

3) <u>Condizione di SVASO</u>: in questa fase viene simulato un abbassamento progressivo del livello idrometrico all'interno del bacino di espansione. In questa simulazione sono state condotte diverse analisi con tempi (velocità) di svaso differenti, in modo da studiare la variazione delle condizioni di stabilità al variare delle velocità di svaso.

Le simulazione sono state eseguite considerando la teoria accoppiata formulata da Biot, che tiene conto della simultanea influenza tra condizioni idrauliche e stato tensionale e deformativo dello scheletro solido. A tal proposito, le analisi accoppiate sono state condotte considerando un comportamento del sistema di tipo drenato per i materiali granulari e non drenato per i materiali coesivi (vedi Figura 7.5).

Material Name	Material Color	Unit Weight (kN/ m3)	Failure Criterion	Material Type	Peak Friction Angle (degrees)	Peak Cohesion (kPa)	Material Behaviour	Ks (m/s)
Argille		17.5	Mohr- Coulomb	Plastic	17.8	13.7	Undrained	1.88e-08
Argille e limi		19.05	Mohr- Coulomb	Plastic	0	130	Undrained	1.49e-08
Ghiaie con sabbie		20	Mohr- Coulomb	Plastic	34.3	1	Drained	0.000283
Limi con argille		19.6	Mohr- Coulomb	Plastic	25.3	24	Undrained	1.01e-08
Limi e argille sabbiosi		19	Mohr- Coulomb	Plastic	23.9	17.7	Undrained	1.43e-08
Limi sabbiosi		19.6	Mohr- Coulomb	Plastic	28.4	14	Undrained	1.01e-08
Sabbie con limi d. argillose		18.6	Mohr- Coulomb	Plastic	32.6	3	Drained	1.17e-06

Figura 7.5 – Comportamento dei materiali di tipo drenato/non drenato

La verifica sulle condizioni di stabilità dei rilevati arginali è stata determinata attraverso un metodo (SSR, Shear Strenght Reduction) che permette di calcolare il coefficiente di sicurezza FS.

Il metodo consiste nell'aumento/riduzione dei parametri di resistenza dei materiali definiti in fase di modellazione (coesione *c*, angolo di resistenza al taglio φ '), fino al raggiungimento di una condizione di instabilità del modello, definendo un fattore di sicurezza pari al rapporto tra i parametri di resistenza del modello e i parametri di resistenza critici per cui si verifica l'instabilità. Quando il rapporto è inferiore all'unità, significa che il modello non è in condizioni di equilibrio, viceversa quando il rapporto è maggiore dell'unità significa che il modello è in condizioni di equilibrio.

7.4 Sezione in argine sinistro "ASX_14"

Le analisi della sezione arginale ASX_14 sono state condotte, come anticipato nei paragrafi precedenti, prendendo come input i dati monitorati durante l'evento del dicembre 2020.

Il modello della sezione ASX_14 è stato definito sulla base dei sondaggi effettuati nelle diverse campagne di indagine; in Figura 7.6 è mostrato il modello geometrico della sezione interessata, con indicazione dei materiali costituenti il modello e dei piezometri installati.



Figura 7.6 - Modello geometrico della sezione ASX_14, con indicazione dei materiali e dei piezometri installati In Tabella 7.3 sono elencati i parametri fisici, meccanici e idraulici dei materiali costituenti la sezione ASX_14 analizzata.

Tabella 7.3 – Parametri fisici, meccanici ed idraulici dei materiali costituenti la sezione ASX_14

	Argille	Argille e limi	Ghiaie con sabbie	Limi sabbiosi	Sabbie con limi d. argillose
γ _n [kN/m³]	17,5	19,05	20	19,6	18,6
φ' [°]	17,8	26,65	34,3	28,4	32,6
c' [kPa]	13,7	28,8	1	14	3
cu [kPa]	243	130	-	102	-
K [m/s]	1,88E-08	1,49E-08	2,83E-04	1,01E-08	1,17E-06
ν[-]	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E' [kPa]	5525	11679	42186	11920	25554

Come anticipato precedentemente, le simulazioni numeriche delle sezioni arginale sono state condotte in diverse fasi per studiare la variazione delle condizioni di stabilità in funzione delle condizioni idrauliche applicate.

7.4.1 Analisi sezione ASX_14 – Condizione INIZIALE

L'analisi numerica in condizione iniziali è definita come una situazione di stazionarietà in cui il livello di falda non è influenzato dall'innalzamento del livello idrometrico causato dall'evento di piena. La quota piezometrica è stata determinata considerando le letture piezometriche registrate nei piezometri in alveo e nella sezione interessata. In particolare, si sono ottenute delle condizioni al contorno idrauliche fittizie ai bordi del modello interpolando linearmente le letture dei piezometri precedentemente citati.

In Figura 7.7 sono mostrate le condizioni al contorno idrauliche applicate nella fase iniziale, definite come segue:

Estremo del dominio	Condizione idraulica applicata
Base inferiore	Flusso confinato, Q=0 (impermeabile)
Lato sx, lato dx	Carico totale <i>H</i> (da interpolazione letture piezometri)
Piano campagna	Flusso non confinato, Q=? (Permeabile)



Figura 7.7 – Condizioni al contorno idrauliche relative alla fase iniziale, sezione ASX_14 Una volta definite le condizioni al contorno idrauliche, sono state condotte le analisi accoppiate in modo da determinare l'andamento delle pressioni neutre e lo stato tensodeformativo all'interno della sezione arginale.

Per quanto riguarda il confronto delle letture piezometriche con i valori restituiti dal software, si è deciso di considerare le letture del piezometro al piede superficiale (indicato con la lettera C in Figura 7.8) e il piezometro in argine profondo (indicato con la lettera B) poiché intercettano la falda superficiale e descrivono con adeguata accuratezza le variazione del livello idrico sotterraneo; a differenza del piezometro D che legge le misure piezometriche di uno strato inferiore all'acquifero superficiale, e del piezometro A che quasi in nessun caso viene lambito dalla superficie libera e pertanto non registra variazioni delle pressioni interstiziali.



Figura 7.8 – Schema illustrativo di un argine con ubicazione dei piezometri installati

Come si evince dai risultati mostrati in Tabella 7.4, vi è un ottima corrispondenza tra i valori del livello di falda misurati e quelli computati dal software RS2.

Tabella 7.4 - Risultati delle analisi di stabilità della sezione ASX_14, confronto delle letture dei piezometri con i risultati del modello

SEZIONE ASX_14							
Fase	Analisi di stabilità SRF	Piezometro	Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]		
Inizialo	1 90	[C] P14-ASX_P7m	30,23	30,22	0,01		
miziale	1,85	[B] P14-ASX_S15m	30,25	30,20	0,05		

In Tabella 7.5 è mostrato l'andamento delle tensioni verticali efficaci, delle pressioni interstiziali e delle tensioni totali relative alla sezione analizzata.

Tabella 7.5 - Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione ASX_14 in condizioni INIZIALI



L'ultimo passaggio dell'analisi consiste nel calcolo del fattore di sicurezza alla stabilità globale dell'opera, condotto mediante un'analisi SSR (Shear Strenght Reduction) che consiste nella riduzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti il modello fino al raggiungimento di una condizione di instabilità. A quel punto viene definito un "Critical SRF (Strenght Reduction Factor)" che corrisponde al nostro fattore di sicurezza FS.

Il valore del fattore di sicurezza calcolato in condizioni iniziali è riportato in Tabella 7.4 ed è pari a 1,89; nei paragrafi successivi verrà mostrato il confronto delle potenziali superficie di rottura nelle tre condizioni di analisi: iniziale, invaso e svaso.

7.4.2 Analisi sezione ASX_14 – Condizione di INVASO

Le condizioni di invaso sono state simulate, partendo dalle condizioni iniziali descritte nel paragrafo precedente, con due differenti approcci: il primo consiste in un'analisi in regime transitorio che segue l'innalzamento del livello idrometrico registrato nell'evento del dicembre 2020, sia in termini di quota di invaso che in termini di velocità di invaso; il secondo approccio consiste in una simulazione in regime stazionario, dove la quota di invaso viene portata alla quota massima registrata, in modo da considerare il limite superiore della possibile superficie freatica interna all'argine, e da qui calcolare il fattore di sicurezza con l'analisi di Shear Strenght Reduction.

In particolare, l'analisi in regime transitorio è stata di aiuto per studiare l'innalzamento del livello di falda all'interno della sezione arginale e la sua interazione con le condizioni di stabilità dell'opera.

Come dati di input sono state considerate le letture dell'idrometro di monte ubicato nelle vicinanze dello sbarramento e dedicato alla lettura del livello idrometrico interno alla cassa; per quanto riguarda la durata della fase di invaso, si è preso come tempo iniziale l'istante in cui il livello idrometrico ha raggiunto la quota del piano campagna (lato bacino) della sezione arginale considerata, e come istante finale quello in cui il livello idrometrico raggiunge la quota massima di 39,80 m s.l.m..

In Tabella 7.6 è riportato un estratto delle letture idrometriche dell'evento di dicembre 2020 utilizzate come base di simulazione delle analisi condotte. La durata della fase di invaso, per la sezione analizzata, è stata di 26 ore con una velocità di invaso pari a circa 0,28 m/h. Sulla base di questi dati sono state condotte le analisi accoppiate in regime transitorio mostrate in Tabella 7.7.

164

Quota p.c.	Giorno / Ora	Variazione del carico	Idr. di Monte
sez. ASX_14		idraulico ∆H	[m s.l.m.]
[m s.l.m.]		[m]	
32,29			
Inizio Invaso	05/12/2020 02:00	0	32,26
	05/12/2020 03:00	0,62	32,88
	05/12/2020 04:00	1,13	33,39
	05/12/2020 05:00	1,44	33,7
	05/12/2020 06:00	1,59	33,85
	05/12/2020 07:00	1,67	33,93
	05/12/2020 08:00	1,7	33,96
	05/12/2020 09:00	1,74	34
	05/12/2020 10:00	1,73	33,99
	05/12/2020 11:00	1,68	33,94
	05/12/2020 12:00	1,64	33,9
	05/12/2020 13:00	1,66	33,92
	05/12/2020 14:00	1,75	34,01
	05/12/2020 15:00	1,97	34,23
	05/12/2020 16:00	2,24	34,5
	05/12/2020 17:00	2,53	34,79
	05/12/2020 18:00	2,85	35,11
	05/12/2020 19:00	3,27	35,53
	05/12/2020 20:00	3,76	36,02
	05/12/2020 21:00	4,61	36,87
	05/12/2020 22:00	5,26	37,52
	05/12/2020 23:00	5,62	37,88
	06/12/2020 00:00	6,08	38,34
	06/12/2020 01:00	6,55	38,81
	06/12/2020 02:00	6,92	39,18
	06/12/2020 03:00	7,49	39,75
Fine Invaso	06/12/2020 04:00	7,54	39,8

Tabella 7.6 – Letture idrometro di monte durante la fase di invaso dell'evento di dicembre 2020

Tabella 7.7 - Diagrammi delle pressioni interstiziali e andamento del livello freatico in regime transitorio, in condizioni di invaso per la sezione ASX_14



Osservando gli output che il software ha restituito si può notare come il flusso idrico all'interno del corpo arginale, a seguito dell'innalzamento del livello idrometrico, viene ostacolato da uno strato di argille che funge da nucleo impermeabilizzante e rallenta il moto di filtrazione.

Dal confronto delle letture dei piezometri con i valori restituiti dall'analisi si evince una modesta correlazione tra il modello numerico e la situazione reale; In Tabella 7.8 sono riportati i risultati delle analisi di stabilità e il confronto tra le letture piezometriche.

	SEZIONE ASX_14							
Fase		Analisi di stabilità SRF	Piezometro	Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]		
Invaso –	Stazionario	Stazionario 1,93	P14-ASX_P7m	31,72	32,19	0,47		
			P14-ASX_S15m	31,60	35,06	3,46		
	Transitorio	Transitionia 1.00	P14-ASX_P7m	31,72	32,06	0,34		
		Transitorio 1,96	P14-ASX_S15m	31,60	32,42	0,82		

Tabella 7.8 - Risultati delle analisi di stabilità della sezione ASX_14 in condizioni di invaso

Il secondo approccio consiste in una simulazione delle condizioni di invaso condotta in regime stazionario, simulando un lento innalzamento del livello idrometrico tale per cui venga raggiunta la stazionarietà del flusso idrico all'interno del corpo arginale.

Tabella 7.9 - Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione ASX_14 in condizioni di INVASO (stazionario)



Questo approccio ci fornisce una soluzione che in termini di flusso idrico e valori di pressione neutra corrisponde a un limite superiore delle possibili soluzioni, e rispetto alle soluzioni che si ottengono con un'analisi di tipo transitorio con tempi di invaso brevi.

Come si evince dalle figure riportate in Tabella 7.9, la superficie libera nel caso di moto stazionario si colloca nell'asse centrale del rilevato arginale a un'altezza superiore rispetto al caso di moto transitorio, poiché nel primo è stata raggiunta la configurazione di

equilibrio (indipendente dal tempo) mentre nel secondo lo sviluppo della superficie freatica è fortemente condizionato dalle velocità di invaso imposte.

7.4.3 Analisi sezione ASX_14 – Condizione di SVASO

Le analisi in condizioni di svaso sono state condotte simulando lo svuotamento della cassa di espansione tramite un'analisi accoppiata in regime transitorio, imponendo un tempo di svuotamento del bacino; in questo caso la condizione iniziale corrisponde al livello di invaso massimo raggiunto, fino al raggiungimento della quota del piano campagna lato fiume.

L'obiettivo di questa simulazione è l'analisi delle condizioni di stabilità del fianco arginale interno alla cassa di espansione, che risulta essere la parte dell'opera maggiormente influenzata quando vengono effettuate le operazioni di svaso.

In questo tipo di simulazione la velocita di svaso risulta un parametro determinante ai fini delle analisi di stabilità; nel caso in esame, è stato imposto inizialmente un tempo di svuotamento del bacino pari a 24h, che corrisponde a una velocità di svaso pari a 0,31 m/h, superiore alle velocità registrate durante l'evento del dicembre 2020 (pari a 0,18 m/h).

Data l'influenza della velocità di svaso sulle condizioni di stabilità del rilevato arginale, sono state effettuate altre simulazioni in cui il tempo di svuotamento del bacino è stato ipotizzato più rapido. Le simulazioni sono state condotte secondo questi tempi:

1. Svaso in 24 h;

2. Svaso in 12 h;

3. Svaso istantaneo (1 h).

Per ognuna di queste simulazioni è stata condotta un'analisi SSR per il calcolo delle condizioni di stabilità, i risultati sono riportati in Tabella 7.10.

In Tabella 7.11 sono mostrati i risultati dell'analisi di svaso con tempo di svuotamento pari a 24 ore, simulato con un unico step dalla condizione iniziale di massimo invaso alla condizione finale di svuotamento del bacino.

169

	risultati dei modello									
	SEZIONE 14									
Fas	se	Analisi di stabilità SRF	Piezometro	Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]				
	246	1,48	P14_ASX - P7m	31,65	30,9	0,75				
C	24n		P14_ASX - S15m	31,54	33,51	1,97				
Svaso	12h	1,50								
	1h	1,26								

Tabella 7.10 – Risultati delle analisi di stabilità della sezione ASX_14, confronto delle letture dei piezometri con i risultati del modello

Tabella 7.11 -	Diagrammi d	elle tensioni	verticali totali	, pressioni	interstiziali	e tensioni	verticali	efficaci	della
sezione ASX 1	L4 in condizioni	i di SVASO 24	h (step unico d	a condizior	e iniziale a co	ondizione f	inale)		



In Tabella 7.12 sono mostrate le potenziali superfici di scivolamento nelle tre condizioni analizzate: condizione iniziale, invaso e svaso. Osservando le figure è possibile notare l'origine di una potenziale superficie di rottura preferenziale che ha la stessa forma e giacitura in tutte le condizioni analizzate; a cambiare è il fattore di sicurezza che nella condizione di svaso si porta a un valore di 1,48. Ne risulta che la condizione più sfavorevole tra quelle analizzate è la condizione di svaso.





7.5 Sezione in argine destro "ADX_20"

La sezione arginale ADX_20 fa parte del sistema arginale in destra idraulica della cassa di espansione. Le analisi della sezione citata sono state condotte seguendo lo stesso iter della sezione descritta al paragrafo precedente.

In Figura 7.9 è mostrato il modello geometrico della sezione interessata, con indicazione dei materiali costituenti il modello e dei piezometri installati.



Figura 7.9 - Modello geometrico della sezione ADX_20, con indicazione dei materiali e dei piezometri installati In Tabella 7.13 sono elencati i parametri fisici, meccanici e idraulici dei materiali costituenti la sezione ADX_20 analizzata.

	Argille e limi	Ghiaie con sabbie	Limi con argille	Sabbie con limi d. argillose
γո [kN/m³]	19,05	20	19,6	18,6
φ' [°]	26,65 34,3		25,3	32,6
c' [kPa]	28,8	1	24	3
cu [kPa]	130	-	102	-
K [m/s]	1,49E-08	2,83E-04	1,01E-08	1,17E-06
ν[-]	0,3	0,3	0,3	0,3
E' [kPa]	11679	42186	7184	25554

Tabella 7.13 - Parametri fisici, meccanici ed idraulici dei materiali costituenti la sezione ADX_20

Come per la sezione analizzata in precedenza, vengono discusse le fasi di simulazione numerica per la sezione ADX_20 al fine di studiare la variazione delle condizioni di stabilità in funzione delle condizioni idrauliche applicate.

7.5.1 Analisi sezione ADX_20 – Condizione INIZIALE

L'analisi numerica in condizione iniziali della sezione interessata riprende le modalità di analisi della precedente, sia come impostazione delle condizioni al contorno sia come procedimento di analisi.

In Figura 7.10 sono mostrate le condizioni al contorno idrauliche applicate nella fase iniziale.



Figura 7.10 – Condizioni al contorno idrauliche relative alla fase iniziale, sezione ADX_20

Definite le condizioni al contorno idrauliche, le analisi accoppiate vengono condotte in modo da determinare l'andamento delle pressioni neutre e lo stato tenso-deformativo all'interno della sezione arginale.

Osservando i risultati mostrati in Tabella 7.14 si può constatare una buona corrispondenza tra le letture dei piezometri installati e i valori restituiti dal modello numerico.

Tabella 7.14 - Risultati delle analisi di stabilità della sezione ADX_20, confronto delle letture dei piezometri con i risultati del modello

SEZIONE ADX_20							
Fase	Analisi di stabilità SRF	Piezometro	Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]		
Iniziale 1,49	[C] P20-ADX_P6m	35,36	35,09	0,27			
	1,49	[B] P20-ADX_S15m	35,33	35,31	0,02		

Anche in questo caso sono state considerate le letture dei piezometri "B" e "C" indicati in Figura 7.8 poiché valutate attendibili ai fini della descrizione del moto di filtrazione in fondazione e nel corpo arginale. In Tabella 7.15 è mostrato l'andamento delle tensioni verticali efficaci, delle pressioni interstiziali e delle tensioni totali relative alla sezione analizzata.





Per quanto riguarda le condizioni di stabilita nella fase iniziale di pre-invaso, il valore del fattore di sicurezza calcolato è riportato in Tabella 7.14 ed è pari a 1,49; confrontando questo fattore con il valore ottenuto nella sezione in argine sinistro ASX_14 si può notare

una sostanziale differenza, dovuta principalmente alla diversa stratificazione del rilevato arginale.

Nel paragrafo finale verranno discusse le possibili superfici di scivolamento nelle tre fasi di simulazione e verranno confrontate con i risultati della sezione precedentemente analizzata.

7.5.2 Analisi sezione ADX_20 – Condizione di INVASO

Le condizioni di invaso definite per l'analisi della sezione ADX_20 mostrano delle differenze rispetto alla sezione arginale discussa al paragrafo precedente, in particolare i tempi di invaso e la variazione del carico totale applicato sul fianco risultano ridotti drasticamente; questo fatto è dovuto alla diversa ubicazione della sezione arginale (la sezione ADX_20 è ubicata in prossimità dell'imbocco del bacino, mentre la sezione ASX_14 è situata nelle vicinanze dell'opera di sbarramento) e alla differente quota del piano campagna lato fiume (35,37 m s.l.m. per la sezione ADX_20 contro i 32,29 m s.l.m. per la sezione ASX_14).

Osservando le misurazioni dell'idrometro di monte riportate in Tabella 7.16, si nota che la durata della fase di invaso risulta ridotta, poiché il livello idrometrico in cassa lambisce la superficie del piano campagna a una quota superiore rispetto alla sezione analizzata precedentemente, di conseguenza il tempo di invaso si riduce.

Quota p.c. sez. ADX 20 [m s.l.m.] 35,37	Giorno / Ora	Variazione del carico idraulico ∆H [m]	Idr. di Monte [m s.l.m.]
Inizio Invaso	05/12/2020 19:00	0	35,53
	05/12/2020 20:00	0,49	36,02
	05/12/2020 21:00	1,34	36,87
	05/12/2020 22:00	1,99	37,52
	05/12/2020 23:00	2,35	37,88
	06/12/2020 00:00	2,81	38,34
	06/12/2020 01:00	3,28	38,81
	06/12/2020 02:00	3,65	39,18
	06/12/2020 03:00	4,22	39,75
Fine Invaso	06/12/2020 04:00	4,27	39,80

Considerando un tempo di raggiungimento della quota massima di invaso pari a 9 ore e una variazione del carico totale pari a 4,27 m, si ottiene una velocita di invaso pari a circa 0,47 m/h, più alta rispetto alla velocità di invaso calcolata nella sezione precedente (0,28 m/h); questa differenza è dovuta al progressivo aumento dei volumi d'acqua affluenti al bacino di espansione prima di arrivare alla quota massima di invaso.

Sulla base di questi dati sono state condotte le analisi accoppiate in regime transitorio mostrate in Tabella 7.17.

Tabella 7.17 - Diagrammi delle pressioni interstiziali e andamento del livello freatico in regime transitorio, in condizioni di invaso per la sezione ADX_20



Anche in questo caso osservando gli output restituiti dal programma si può notare come la superficie freatica all'interno del corpo arginale, a seguito dell'innalzamento del livello idrometrico, mostra un ritardo dovuto al fatto che il flusso idrico ha bisogno di un arco temporale più esteso prima di raggiungere una condizione di equilibrio stabile, come invece viene raggiunta nel secondo approccio utilizzando un'analisi in regime stazionario. Dal confronto delle letture dei piezometri con i valori restituiti dall'analisi, indicati in Tabella 7.18, si evince una modesta correlazione tra i valori ottenuti con il modello numerico in regime transitorio e la situazione reale, mentre per il caso di moto in regime stazionario (vedi Tabella 7.19) si può notare come la superficie freatica trova la condizione di equilibrio a una quota superiore.

SEZIONE ASX_14							
Fase		Analisi di stabilità SRF	Piezometro	Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]	
Stazio Invaso Transi	G 1 1 1 1 1 1	1.00	P14-ASX_P7m	31,72	32,19	0,47	
	Stazionario	1,93	P14-ASX_S15m	31,60	35,06	3,46	
	Transitorio	Transitorio 1,96 –	P14-ASX_P7m	31,72	32,06	0,34	
			P14-ASX_S15m	31,60	32,42	0,82	

Tabella 7.18 - Risultati delle analisi di stabilità della sezione ASX_14 in condizioni di	i invaso
---	----------
Tabella 7.19 - Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione ADX_20 in condizioni di INVASO (stazionario)



7.5.3 Analisi sezione ADX_20 – Condizione di SVASO

Le analisi in condizioni di svaso sono state condotte simulando lo svuotamento della cassa di espansione tramite un'analisi accoppiata in regime transitorio, imponendo un tempo di svuotamento del bacino; in questo caso la condizione iniziale corrisponde al livello di invaso massimo raggiunto, fino al raggiungimento della quota del piano campagna lato fiume. Nel caso in esame è stato imposto, come in tutte le simulazione condotte, un tempo di svuotamento del bacino pari a 24h, che corrisponde a una velocità di svaso pari a 0,18 m/h, pari alla velocità registrata durante l'evento del dicembre 2020 (pari a 0,18 m/h). Data l'influenza della velocità di svaso sulle condizioni di stabilità del rilevato arginale, sono state effettuate diverse simulazioni in cui il tempo di svuotamento del bacino è stato ipotizzato più rapido. Le simulazioni sono state condotte secondo questi tempi:

- 1. Svaso in 24 h;
- 2. Svaso in 12 h;
- 3. Svaso istantaneo (1 h).

Come per la sezione analizzata in precedenza, per ognuna di queste simulazioni è stata condotta un'analisi SSR per il calcolo delle condizioni di stabilità, i risultati sono riportati in Tabella 7.20.

Tabella 7.20 - Risultati delle analisi di stabilità della sezione ADX_20 in condizioni di svaso

			SEZ	IONE 20			
Fas	e	Analisi di stabilità SRF	Piezometro	Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]	
	246	244	1.22	P20-ADX_P6m	35,47	36,42	0,95
Svaso 12	24n	1,55	P20-ADX_S15m	35,45	39,53	4,08	
	12h	1,24					
	1h	1,08					

In Tabella 7.21 sono mostrati i risultati dell'analisi di svaso con tempo di svuotamento pari a 24 ore, simulato con un unico step dalla condizione iniziale di massimo invaso alla condizione finale di svuotamento del bacino.

 Tabella 7.21 - Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della

 sezione ADX_20 in condizioni di SVASO 24h (step unico da condizione iniziale a condizione finale)



In Tabella 7.22 sono mostrate le potenziali superfici di scivolamento nelle tre condizioni analizzate: condizione iniziale, invaso e svaso. Osservando le figure è possibile notare le come in tutte le fasi abbia origine una potenziale superficie di rottura che interessa il fianco arginale destro, simili nella forma ma con ampiezze e dimensioni diverse; di fatto è possibile notare come nella fase iniziale e di invaso la superficie identifica una rottura di tipo locale, che parte dalla sommità dell'argine e si conclude nella parte sommitale della berma stabilizzante, mentre nella fase di svaso la superficie interessa una porzione di

terreno maggiore che si conclude al piede del rilevato arginale, coinvolgendo una porzione notevole del fianco arginale che potrebbe portare il sistema al collasso globale.

Come si evince dai risultati del fattore di sicurezza, la condizione più sfavorevole risulta la condizione di svaso, con un fattore di sicurezza pari a 1,33.





CAPITOLO 8 – CONCLUSIONI

Il presente elaborato di tesi ha avuto come obiettivo lo studio e l'analisi delle condizioni di stabilità delle sezioni arginali maestre in destra e sinistra idraulica e della sezione arginale della cassa sussidiaria, simulata sulla base dei dati strumentali monitorati durante l'evento di piena storica in dicembre 2020. Tramite l'ausilio del software agli elementi finiti *RS2 (Rocscience)*, sono state condotte delle analisi tenso-deformative in campo bidimensionale considerando condizioni accoppiate di comportamento meccanico e idraulico dei materiali costituenti i corpi arginali, sia in regime stazionario che transitorio, in modo da determinare il regime delle pressioni neutre all'interno dei corpi arginali e nei terreni di fondazione. Sulla base dei dati raccolti durante le campagne di indagine sono state definite le caratteristiche litostratigrafiche delle sezioni arginali e i terreni di fondazione; una volta ricavati i parametri geo-meccanici e idraulici, sono state condotte le analisi numeriche nelle tre condizioni di carico:

- Condizione INIZIALE
- Condizione di INVASO
- Condizione di SVASO

I risultati delle simulazioni numeriche hanno permesso la definizione delle condizioni di stabilità delle sezioni arginali dimostrando, in termini di fattore di sicurezza, come queste rispettino i limiti di sicurezza imposti dalla normativa. In particolare, delle 7 sezioni arginali analizzate, in nessun caso si sono verificate delle condizioni di criticità nei riguardi della stabilità globale della sezione. La condizione di carico più sfavorevole è stata identificata nella condizione di svaso, con dei fattori di sicurezza che diminuiscono in alcuni casi del 25% rispetto alle condizioni iniziale di pre-invaso, come è il caso della sezione ASX_14. In generale, i valori calcolati del coefficiente di sicurezza, calcolati in condizione di svaso con tempo di svuotamento pari a 24 ore, oscillano tra un valore minimo pari a 1,33 (per la sezione 20) ad un valore massimo pari a 1,60 (per la sezione 15).

In altre sezioni i risultati delle analisi hanno mostrato una risposta indipendente dalle condizioni di carico applicate, nelle quali il coefficiente di sicurezza è rimasto invariato; questo comportamento evidenzia come la risposta del sistema arginale sia diversa in funzione del tratto analizzato per motivi dovuti alla variazione topografica e stratigrafica delle sezioni arginali.

Oltre al calcolo del fattore di sicurezza il software permette la visualizzazione delle superfici dove è massima la concentrazione degli sforzi tangenziali, identificando le zone in cui il materiale raggiunge la plasticizzazione. I risultati delle simulazioni numeriche hanno mostrato la formazione di possibili superfici di scivolamento di tipo rotazionale localizzate, nella maggior parte delle sezioni, sui fianchi arginali interni al bacino. Tuttavia, essendo i fattori di sicurezza di molto superiori all'unità, queste superfici rappresentano delle superfici dove è massima la concentrazione degli sforzi, ma nelle quali l'equilibrio è garantito.

Il software di calcolo (RS2) utilizzato in questa tesi è un potente strumento in grado di stimare, seppur con un certo grado di approssimazione, l'andamento delle pressioni neutre all'interno di un mezzo poroso in condizioni accoppiate in regime transitorio. Data la complessità della trattazione matematica che sta alla base dei problemi di questo tipo, i software di calcolo agli elementi finiti stanno diventando sempre più necessari nell'ambito dell'ingegneria geotecnica.

Una raccomandazione per ulteriori applicazioni future potrebbe essere quella di realizzare uno studio simile al fine di valutare il ruolo che ha la suzione sulla variazione delle condizioni di stabilità del pendio. In questa tesi il contributo della suzione è stato volutamente annullato/limitato in modo da mettersi a favore di sicurezza, ed evitare l'erronea valutazione dei suoi effetti che avrebbero portato a sovrastimare le condizioni di stabilità; tuttavia, data l'importanza di questo fenomeno, studiarne il comportamento sarebbe un'ulteriore passo avanti.

184

ALLEGATO 1

PLANIMETRIE CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI/SONDAGGI, CAMPIONI PRELEVATI E PIEZOMETRI



SIMBOLOGIA

- Sondaggi
- Piezometri
- o doppio
- singolo
- 🍇 Campioni
- Sezioni
- --- Stendimenti sismici

LEGENDA

1988

- Sondaggio Son2 🌲 Campioni A e B
- Sezione 24

2006

- Sondaggi e piezometri 2008
- Sondaggio S01Z
- Sezione 4dx
- --- Stendimento sismico

2016

Idrometri Sondaggi e piezometri - alveo - Sezioni 2020 Sondaggi S1 e S2

- Sondaggi e piezometri vasca di dissipazione
- Sondaggi e piezometri manufatto
- Sondaggi e piezometri argine secondario
- Sondaggi e piezometri argini principali



Son 2	IABELLA ATTRIBUTI
Camp A	
Camp. A	Carartteristiche fisiche, granulometriche, limiti di attemberg
Sezione 24	Prova penetrometrica PP3, 5 prove CPT, Verifiche di stabilità
S1	Sondaggio e piezometro (prof. 8.50 m)
S2	Sondaggio e piezometro (prof. 12.00 m),
S3	Sondaggio e piezometro (prof. 12.00 m)
S4	Sondaggio e piezometro (prof. 9.00 m)
S5	Sondaggio e piezometro (prof. 9.00 m),
S6	Sondaggio e piezometro (prof. 8.50 m),
S7	Sondaggio e piezometro (prof. 9.00 m),
S8	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 9.50 m 25.00 m),
S9	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 10.50 m 25.00 m),
<u>\$10</u>	Sondaggio e piezometro (prof. 11.50 m),
<u>\$11</u>	Sondaggio e piezometro (prof. 12.00 m)
S12	Sondaggio e piezometro (prof. 12.00 m)
S01Z	Sondaggio con stratigrafia,
Stend. Sisimico	
Sezione 4dx	ventiche in condizioni statiche pre e post sismiche, verifiche
	pseudostatiche
Idrometri	Livello Valle, Livello Monte
P1-AF	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 5.97 m 21.27 m)
P2-AF	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 7.20 m 26.92 m)
P3-AF	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 5.10 m 26.10 m)
P4-AF	Sondaggio e 2 piezometri (prot. 15.10 m 31.60 m)
P5-VD	Sondaggio e piezometro (prof. 4.50 m)
	Sondaggio e piezometro (prof. 4.50 m)
	Sondaggio e piezometro (prof. 4.50 m)
P22-1 3	Sondaggio e piezometro (prof. 4.00 m)
P23-L5	Sondaggio e piezometro (prof. 4.65 m)
P9-MSX sup	Sondaggio e piezometro (prof. 7.59 m)
P9-MSX prof.	Sondaggio e piezometro (prof. 7.59 m), 1 campione
P10-MSX sup	Sondaggio e piezometro (prof. 8.70 m)
D10 MSV prof	Sandaggio e piezometre (prof. 41.22 m) 13 campioni
	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 8.57 m 31.92 m)
P12-WSX sup. P12-MSX prof	Sondaggio e piezometro (prof. 6.95 m)
P21-AS sommità	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 6.18 m 14.59 m), 1 campione
P21-AS piede	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 9.05 m 14.25 m)
P13-ASX sommità	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 9.10 m 15.45 m) 1 campione
P13-ASX piede	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 10.33 m 16.81 m), 1 campione
P14-ASX sommità	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 7.86 m 15.16 m), 1 campione
P14-ASX piede	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 7.11 m 12.24 m)
P15-ASX sommità	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 7.07 m 15.08 m), 1 campione
P15-ASX piede	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 8.67 m 17.90 m)
P16-ASX sommità	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 6.16 m 14.81 m), 1 campione
P16-ASX piede	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 8.85 m 19.55 m)
P17-ADX sommità	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 7.97 m 13.57 m), 1 campione
P17-ADX piede	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 5.55 m 17.87 m)
P18-ADX sommità	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 7.37 m 12.17 m), 1 campione
P18-ADX piede	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 9.19 m 17.92 m)
P19-ADX sommità	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 7.32 m 14.82 m), 1 campione
P19-ADX piede	Sondaggio e 2 piezometri (prof. 5.84 m 12.18 m)
P20-ADX sommità	Sondaggio e 2 piezometri (prot. 7.77 m 14.97 m), 1 campione
P20-ADX piede	Sondaggio e 2 piezometri (prot. 6.37 m 19.22 m)
	Benetremeter, Trevene's area SPT
	Penetrometer, Irovane), prove SP1,
S01	4 prove di permeabilita Lefranc a carico variabile (prof. 4.50
	m, 16.00 m, 23.20 m, 31.40 m)
	5 campioni rimaneggiati e 7 campioni indisturbati
	Sondaggio, prove di consistenza speditive (Pocket
	Penetrometer, Trovane), prove SPT,
S02	3 prove di permeabilità Lefranc a carico variabile (prof. 4.50
	m, 16.00 m, 23.20 m, 31.40 m)
	5 campioni rimaneggiati e 6 campioni indisturbati
MASW	2 prove MASW





ALLEGATO 2

SEZIONI ARGINALI TRASVERSALI CON UBICAZIONE E DESCRIZIONE DEI LOG STRATIGRAFICI



POLITECNICO	Tavola 1 - Sezione 13	Scala 1:200	Codici sensori piezometrici	Codici Sondaggi	Coord
DI TORINO	Quote in m s.l.m.m	Data: 11/11/2020	P13-ASX_S9m P13-ASX_S15m	P13-ASX.s data: 03/01/2017 P13-ASX.p data: 04/01/2017	P13-AS P13-AS
Contraction of the second seco	Distanze in m	······	P13-ASX_P10m P13-ASX_P17m		

ordinate UTM-WGS84

Nord

Est

ASX.s ASX.p 4941178,216 4941197,928 659047,605 659047,114



POLITECNICO	POLITECNICO	Tavola 2 - Sezione 14	Scala 1:200	Codici sensori piezon	netrici Codici Sor	ndaggi	Coordi
	DI TORINO	Quote in m s.l.m.m	Data: 11/11/2020	P14-ASX_S7m P14-ASX_S15m	P14-ASX.s P14-ASX p	data: 06/01/2017 data: 09/01/2017	P14-AS
O. Tak		Distanze in m		P14-ASX_P7m P14-ASX_P7m P14-ASX_P12m		P14-ASX.p data: 09/01/2017	P 14-AS

rdinate UTM-WGS84

Nord

Est

ASX.s ASX.p 4940953,845 4941197,928 658716,410 658716,410



DI TORINO Quote in m s.l.m.m Data: 11/11/2020 P15-ASX_S7m P15-ASX.s data: 11/01/2017 P17 Distanze in m Distanze in m	POLITECNICO	Tavola 3 - Sezione 15	Scala 1:200	Codici sensori piezometrici	Codici Sondaggi	Coord
Distanze in m P15-ASX_P8m P15-ASX_P18m	DI TORINO	Quote in m s.l.m.m	Data: 11/11/2020	P15-ASX_S7m P15-ASX_S15m	P15-ASX.s data: 11/01/2017 P15-ASX p data: 12/01/2017	P15-AS
	N. O. S.	Distanze in m	<u></u>	P15-ASX_P8m P15-ASX_P18m	P13-A3A.p Udid. 12/01/2017	F 15-AC

		44.49 m.s.l.m.	
	43.79 V	0.70	Sottofondo in ciottolame, pietrisco e sabbia
pale)		6.30	Sabbie limose marroni. Qualche clasto di ghiaia.
	37.49 V		
		2.70	Limi argillosi grigi e grigio-marroni. Qualche clasto di ghiaia.
	34.79 V		l imi argillosi e sabbiosi grigi
	33.49 V 32.69	2.10	grigio-marroni e marroni
	30.99 V	1.70	Sabbie limose grigie
	29.39	1.60	Ghiaie con sabbie grigie
1			

L	EGENDA
	Sensore piezometrico
	Campione prelevato

linate UTM-WGS84

Nord

Est

SX.s SX.p 4940617,700 4940634,351 658190,255 658187,046



POLITECNICO Di torino
POLITECNI DI TORINO

Tavola 4 - Sezione 16

Quote in m s.l.m.m

Scala 1:200

Codici sensori piezometrici

P16-ASX_S6m P16-ASX_S15m

P16-ASX_P9m

P16-ASX_P19m

Codici Sondaggi

P16-ASX.s data: 17/01/2017 P16-ASX.p data: 18/01/2017

Data: 11/11/2020

......

Distanze in m

Coordinate UTM-WGS84

Nord

Est

P16-ASX.s P16-ASX.p 4939949,766 4939965,389 657676,452 657682,728



POLITECNICO	Tavola 5 - Sezione 17	Scala 1:200	Codici sensori piezometrici	Codici Sondaggi	Coordinate
DI TORINO	Quote in m s.l.m.m	Data: 11/11/2020	P17-ADX_S8m P17-ADX_S13m	P17-ADX.s data: 02/12/2016 P17-ADX.p data: 30/11/2016	P17-ADX.s P17-ADX.p
6. S.	Distanze in m	·	P17-ADX_P5m P17-ADX_P18m		

te UTM-WGS84

Nord

Est

4941354,457 4941379,870 659655,414 659645,373



POLITECNICO	Tavola 6 - Sezione 18	Scala 1:200	Codici sensori piezometrici	Codici Sondaggi	Coord
DI TORINO	Quote in m s.l.m.m	Data: 11/11/2020	P18-ADX_S9m P18-ADX_S12m	P18-ADX.s data: 12/12/2016 P18-ADX.p data: 08/12/2016	P18-AD P18-AD
N. O. IS	Distanze in m		P18-ADX_P9m P18-ADX_P17m		

Argine destro: SEZIONE 18

rdinate UTM-WGS84

Nord

Est

ADX.s ADX.p 4940903,617 4940900,573 660003,471 660012,876



POLITECNICO	Tavola 7 - Sezione 19	Scala 1:200	Codici sensori piezometrici	Codici Sondaggi	Coordir
DI TORINO	Quote in m s.l.m.m	Data: 11/11/2020	P19-ADX_S7m P19-ADX_S15m	P19-ADX.s data: 14/12/2016 P19-ADX.p data: 15/12/2016	P19-ADX P19-ADX
	Distanze in m	······	P19-ADX_P6m P19-ADX_P12m		

nate UTM-WGS84

Nord

Est

X.s X.p 4940051,666 4940043,644 659691,554 659698,123

POLITECNICO DI TOBINO	Tavola 8 - Sezione 20	Scala 1:200	Codici sensori piezometrici	Codici Sondaggi	Coordi
DI TORINO	Quote in m s.l.m.m	Data: 11/11/2020	P20-ADX_S8m P20-ADX S15m	P20-ADX.s data: 28/12/2016 P20-ADX.p data: 29/12/2016	P20-AD) P20-AD)
C. O. Tax	Distanze in m	·	P20-ADX_P6m P20-ADX_P15m		

rdinate UTM-WGS84

Nord

Est

ADX.s ADX.p 4939529,575 4939522,514 658819,387 658834,604

CNICO DI	POLITECNICO	Tavola 9 - Sezione 21	Scala 1:200	Codici sensori piezometrici	Codici Sondaggi	Coord
	DI TORINO	Quote in m s.l.m.m	Data: 11/11/2020	P21-ADX_S6m P21-ADX_S14m	P21-ADX.s data: 19/12/2016 P21-ADX.p data: 22/12/2016	P21-AD P21-AD
Contraction of the second seco		Distanze in m	·	P21-ADX_P8m P21-ADX_P18m		

rdinate UTM-WGS84

Nord

Est

ADX.s ADX.p 4940360,790 4940355,041 659243,106 659253,642

ALLEGATO 3

RICOSTRUZIONE LITOSTRATIGRAFICA DELLE SEZIONI ARGINALI

L	EGE	ENC)A

 I
 Argille grigie - Resti torbosi

 II
 Sabbie limose grigie

 III
 Argille grigie - Resti torbosi

 IV
 Ghiaie con sabbie marroni

 V
 Sabbie limose marroni / Sabbie e limi sabbiosi grigi e grigi-marroni
 IX

 VI
 Ghiaie con sabbie marroni
 X

 VII
 Sabbie limose grigio - marroni
 X

 VIII
 Ghiaie con sabbie marroni
 X

Tavola 1 - Sezione 13

Quote in m s.l.m.m

Scala 1:200

Data: 11/12/2020

Distanze	in	m	

.....

Codici Sondaggi	Co
P13-ASX.s data: 03/01/20 P13-ASX.p data: 04/01/20	17 P1 17 P1
	Codici Sondaggi P13-ASX.s data: 03/01/201 P13-ASX.p data: 04/01/201

IX Sabbie limose marroni

X Sottofondo in ciottolame, pietrisco e sabbia

oordinate UTM-WGS84

Nord

Est

13-ASX.s 13-ASX.p 4941178,216 4941197,928 659047,605 659047,114

Punto numero	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Quota terreno [m.s.l.m]	37.13	37.15	37.04	37.93	38.78	39.10	40.59	42.72	44.45	44.45	42.70	41.06	40.79	39.47	38.14	37.87	36.78	35.62	35.42
Progressiva [m]	0.00	2.30	4.10	6.07	7.82	10.46	13.25	16.82	20.45	24.30	28.03	31.56	34.42	37.29	40.27	43.13	45.57	48.00	51.21

LEGENDA

I	Argille limose grigie
II	Limi sabbiosi e sabbie limose grigi
III	Argille limose grigie
IV	Sabbie e sabbie limose grigie - Qualche resto torboso

V	Ghiaie con sabbie grigie	IX	Sabbie limose marroni - Qualche clasto di ghiaia
VI	Limi sabbiosi e argille limose grigi / Sabbie limose grigie	Х	Sabbie limose marroni - Qualche clasto di ghiaia
VII	Sabbie limose marroni - Qualche resto torboso	XI	Sottofondo in ciottolame, pietrisco e sabbia
VIII	Limi argillosi grigi e grigio-marroni - Qualche clasto di ghiaia		

Tavola 3 - Sezione 15

Scala 1:200

Data: 11/12/2020

Codici sensori piezometrici	Codici Sondaggi	Coo
P15-ASX_S7m P15-ASX_S15m P15-ASX_P8m P15-ASX_P18m	P15-ASX.s data: 11/01/2017 P15-ASX.p data: 12/01/2017	P15- P15-

Distanze in m

Quote in m s.l.m.m

ordinate UTM-WGS84

Nord

Est

-ASX.s -ASX.p 4940617,700 4940634,351 658190,255 658187,046

Punto numero	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Quota terreno [m.s.l.m]	37.16	37.18	38.09	38.77	39.12	40.51	42.66	44.40	44.45	44.50	41.07	40.89	39.12	37.40	37.57
Progressiva [m]	00.0	2.58	4.57	5.99	8.93	11.26	14.79	17.98	21.89	25.63	29.29	32.57	35.88	40.01	42.81

L	EC	ΞEI	٧D	A

Ι	Ghiaie con sabbie marroni
II	Argille localmente limose grigie
III	Ghiaie con sabbie grigie
IV	Limi argillosi grigi / Argille limo sabbiose grigie
	I II III IV

	V	Ghiaie con sabbie grigie	IX	Sabbie
	VI	Sabbie limose e debolmente limose marroni e poi marroni-giallastre / Limi con sabbie marroni e poi grigio-marroni	Х	Sottofo
	VII	Argille limose grigie, con qualche frammento di laterizio		
	VIII	Sabbie debolmente limose marroni, con qualche laterizio		

Tavola 4 - Sezione 16

Scala 1:200

Quote in m s.l.m.m

Data: 11/12/2020

Distanze in m

P16-ASX_S6m P16-ASX.s data: 17/01/2017 P16-ASX_S15m P16-ASX.p data: 18/01/2017	Codici sensori piezometrici	Codici Sondaggi	Co
P16-ASX_P9m P16-ASX_P19m	P16-ASX_S6m P16-ASX_S15m P16-ASX_P9m P16-ASX_P19m	P16-ASX.s data: 17/01/2017 P16-ASX.p data: 18/01/2017	P16 P16

e debolmente limose marroni, con qualche laterizio ondo in ciottolame, pietrisco e sabbia

oordinate UTM-WGS84

Nord

Est

6-ASX.s 6-ASX.p 4939949,766 4939965,389 657676,452 657682,728

LEGENDA

T Π

III

IV

- Limi ed argille grigi con intercalazioni sabbiose e torbose
- Ghiaie con sabbie marroni
- Limi sabbiosi marroni / Sabbie marroni
- Limi e argille grigie con intercalazioni sabbiose Qualche clasto di ghiaia / Limi argillo sabbiosi marroni

Sabbie limose marroni - Qualche clasto di ghiaia v VI Sottofondo in ciottolame, pietrisco e sabbia

Tavola 5 - Sezione 17

Scala 1:200

Distanze in m

Quote in m s.l.m.m

Data: 11/12/2020

Codici sensori piezometrici	Codici Sondaggi
P17-ADX_S8m P17-ADX_S13m P17-ADX_P5m P17-ADX_P18m	P17-ADX.s data: 02/12/2016 P17-ADX.p data: 30/11/2016

20	21	22
35.29	33.98	33.85
52.61	55.60	59.39

Coordinate UTM-WGS84

Nord

Est

P17-ADX.s P17-ADX.p 4941354,457 4941379,870 659655,414 659645,373

Punto numero	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Quota terreno [m.s.l.m]	33.55	33.91	35.90	38.03	38.24	39.98	40.08	40.43	41.10	42.38	44.40	42.24	40.43	39.24
Progressiva [m]	0.00	4.16	7.81	11.43	15.76	18.16	21.20	24.56	27.18	31.06	35.56	39.52	42.27	44.40

	Ι	Limi ed argille grigi con intercalazioni sabbiose - Localmente residui torbosi
	II	Sabbie e limi sabbiosi grigi / Sabbie limose grigie
LEGENDA	III	Sabbie limose marroni - Qualche clasto di ghiaia
	IV	Sabbie limose marroni e grigio marroni - Qualche clasto di ghiaia
	V	Sottofondo in ciottolame, pietrisco e sabbia

	Tavola 6 - Sezione 18	Scala 1:200
>	Quote in m s.l.m.m	Data: 11/12/2020
	Distanze in m	

Codici sensori piezometrici	Codici Sondaggi	Co
P18-ADX_S9m P18-ADX_S12m P18-ADX_P9m P18-ADX_P17m	P18-ADX.s data: 12/12/2016 P18-ADX.p data: 08/12/2016	P18 P18

Argine destro: SEZIONE 18 - Stratigrafia

Nord

Est

8-ADX.s 8-ADX.p 4940903,617 4940900,573 660003,471 660012,876

Punto numero	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	1
Quota terreno [m.s.l.m]	34.22	34.53	36.10	37.87	38.06	39.28	40.75	40.88	42.93	44.36	44.34	42.51	40.70	39.32	38 QF
Progressiva [m]	0.00	2.26	6.42	10.37	13.24	16.06	19.13	21.82	26.09	29.42	34.05	37.73	40.44	42.91	47 09

	Ι	Argille e limi grigie e grigio-marroni		V	Sabbie limose marroni e grigio marroni - Qualche clasto di ghiaia
	II	Sabbie limose grigie e grigio-marroni localmente ghiaiose	Γ	VI	Sabbie limose marroni e grigio marroni - Qualche clasto di ghiaia
LEGENDA	III	Argille limose grigie	Γ	VII	Sottofondo in ciottolame, pietrisco e sabbia
	IV	Sabbie limose grigie / Sabbie con ghiaie, ciottolame e frammenti di laterizi	-		

	Tavola 7 - Sezione 19	Scala 1:200
)	Quote in m s.l.m.m	Data: 11/12/2020
	Distanze in m	

Codici sensori piezometrici	Codici Sondaggi	Coor
P19-ADX_S7m P19-ADX_S15m P19-ADX_P6m P19-ADX_P12m	P19-ADX.s data: 14/12/2016 P19-ADX.p data: 15/12/2016	P19-A P19-A

ordinate UTM-WGS84

Nord

Est

ADX.s ADX.p 4940051,666 4940043,644

659691,554 659698,123

Punto numero	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Quota terreno [m.s.l.m]	35.37	35.51	37.87	38.09	41.02	41.23	42.68	44.70	44.69	42.83	40.62	38.92	38.59	36.55	36.32
Progressiva [m]	0.00	2.65	8.25	11.22	17.69	20.88	23.56	26.80	31.22	34.49	37.94	40.84	43.42	47.26	49.08

	Ι	Ghiaie e ciottoli con sabbie marroni	V	Sabbie limose marroni - Qualche clasto di ghiaia
	II	Limi ed argille grigi	VI	Sottofondo in ciottolame, pietrisco e sabbia
LEGENDA	III	Ghiaie con sabbie marroni		
	IV	Limi argillosi e sabbiosi grigio marroni / Limi argillosi		

Tavola 8 - Sezione 20	Scala 1:200
Quote in m s.l.m.m	Data: 11/12/2020
Distanze in m	

Codici sensori piezometrici	Codici Sondaggi	Co
P20-ADX_S8m P20-ADX_S15m P20-ADX_P6m P20-ADX_P15m	P20-ADX.s data: 28/12/2016 P20-ADX.p data: 29/12/2016	P20 P20

oordinate UTM-WGS84

Nord

Est

20-ADX.s 20-ADX.p

4939529,575 4939522,514 658819,387 658834,604

Punto numero	1	2	3	4	5	6	7	8	9 1011
Quota terreno [m.s.l.m]	35.73	35.85	38.46	40.13	41.89	41.86	39.24	36.87	35.15 35.23 35.11
Progressiva [m]	0.00	2.88	8.47	12.01	15.87	18.83	22.89	26.11	29.28 30.67 31.38

LEGENDA	Ι	Argille e limi grigie e grigio-marroni	V	Sabbie limose marroni
	II	Limi sabbiosi grigi	VI	Ghiaie con sabbie e limi marroni
LEGENDA	III	Argille limose grigie e marroni		
	IV	Ghiaie con sabbie grigie		

Tavola 9 - Sezione 21 Quote in m s.l.m.m

Distanze in m

Scala 1:200

Data: 11/12/2020 P21-ADX_S6m P21-ADX_S14m P21-ADX P8m P21-ADX_P18m

Codici sensori piezometrici Codici Sondaggi

P21-ADX.s data: 19/12/2016 P21-ADX.p data: 22/12/2016

Coordinate UTM-WGS84

Nord

Est

P21-ADX.s P21-ADX.p 4940360,790 4940355,041

659243,106 659253,642

ALLEGATO 4

RISULTATI ANALISI NUMERICHE DELLE SEZIONI ARGINALI

ARGINE SINISTRO – SEZIONE ASX_13

Modello geometrico della sezione ASX_13, con indicazione dei piezometri installati e dei materiali

Proprietà dei materiali costituenti il modello della sezione ASX_13

	Argille e limi	Ghiaie con sabbie	Limi con argille	Limi sabbiosi	Sabbie con limi d. argillose
γ _n [kN/m³]	19,05	20	19,6	19,6	18,6
φ' [°]	26,65	34,3	25,3	28,4	32,6
c' [kPa]	28,8	1	24	14	3
c _u [kPa]	130	-	102	102	-
K [m/s]	1,49E-08	2,83E-04	1,01E-08	1,01E-08	1,17E-06
ν[-]	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E' [kPa]	11679	42186	7184	11920	25554

CONDIZIONE INIZIALE

Risultati delle analisi di stabilità della sezione ASX_13, confronto delle letture dei piezometri con i risultati del modello

	SEZIONE 13										
Fase	Analisi di stabilità SRF	Piezometro	Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]						
Iniziala	1 5 4	P13_ASX - P10m	29,50	29,50	0,00						
miziale	1,54	P13_ASX - S15m	31,23	29,51	1,72						

Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione ASX_13 in condizioni INIZIALI

CONDIZIONE DI INVASO

	SEZIONE 13										
Fase		Analisi di stabilità SRF Piezometro		Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]					
	Stazionario	1 54	P13_ASX - P10m	31,14	31,64	0,50					
Inverse		1,54	P13_ASX - S15m	32,42	32,71	0,29					
Invaso	Transitorio	ansitorio 1,55 (14h)	P13_ASX - P10m	31,14	31,46	0,32					
	(14h)		P13_ASX - S15m	32,42	31,95	0,47					

Risultati delle analisi di stabilità della sezione ASX_13

Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione ASX_13 in condizioni di INVASO (stazionario)

Diagrammi delle pressioni interstiziali e andamento del livello freatico in moto transitorio

CONDIZIONE DI SVASO

	SEZIONE 13									
Fase		Analisi di stabilità SRF	Piezometro	Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]				
	24h	1,54	P13_ASX - P10m	30,71	30,53	0,18				
Suggo			P13_ASX - S15m	32,10	31,57	0,53				
SVASO	12h	1,55								
	1h	1,34								

Risultati delle analisi di stabilità della sezione ASX_13

Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione ASX_13 in condizioni di SVASO (24h)



Superfici di rottura nelle tre condizioni analizzate: Iniziale, invaso, svaso.

ARGINE SINISTRO – SEZIONE ASX_14



Modello geometrico della sezione ASX_14, con indicazione dei piezometri installati e dei materiali

Proprietà dei materiali costituenti il modello della sezione ASX_14

	Argille	Argille e limi	Ghiaie con sabbie	Limi sabbiosi	Sabbie con limi d. argillose
γ _n [kN/m³]	17,5	19,05	20	19,6	18,6
φ' [°]	17,8	26,65	34,3	28,4	32,6
c' [kPa]	13,7	28,8	1	14	3
c _u [kPa]	243	130	-	102	-
K [m/s]	1,88E-08	1,49E-08	2,83E-04	1,01E-08	1,17E-06
ν[-]	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E' [kPa]	5525	11679	42186	11920	25554

CONDIZIONE INIZIALE

Risultati delle analisi di stabilità della sezione ASX_14, confronto delle letture dei piezometri con i risultati del modello

	SEZIONE 14									
Fase	Analisi di stabilità SRF Piezometro [m slm] Piezometro [m slm] Piezometro									
Iniziala	1.80	P14_ASX - P7m	30,23	30,22	0,01					
miziale	1,89	P14_ASX - S15m	30,25	30,20	0,05					

Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione ASX_14 in condizioni INIZIALI



CONDIZIONE DI INVASO

	SEZIONE 14										
Analisi di stabilità Fase SRF			Piezometro	Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]					
	Stanionaria	1.02	P14_ASX - P7m	31,72	32,19	0,47					
Invere	Stazionario	1,95	P14_ASX - S15m	31,60	35,06	3,46					
invaso	Transitorio	1,96	P14_ASX - P7m	31,72	32,06	0,34					
	(27h)		P14_ASX - S15m	31,60	32,42	0,82					

Risultati delle analisi di stabilità della sezione ASX_14

Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione ASX_14 in condizioni di INVASO (stazionario)





Diagrammi delle pressioni interstiziali e andamento del livello freatico in moto transitorio

CONDIZIONE DI SVASO

	SEZIONE 14										
Analisi di Fase stabilità SRF		Piezometro	Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]						
	246	1,48	1 40	P14_ASX - P7m	31,65	30,9	0,75				
C	240		P14_ASX - S15m	31,54	33,51	1,97					
Svaso	12h	1,5									
	1h	1,26]								

Risultati delle analisi di stabilità della sezione ASX_14

Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione ASX_14 in condizioni di SVASO (24h)





Superfici di rottura nelle tre condizioni analizzate: Iniziale, invaso, svaso.

ARGINE SINISTRO – SEZIONE ASX_15



Modello geometrico della sezione ASX_15, con indicazione dei piezometri installati e dei materiali

Proprietà dei materiali costituenti il modello della sezione ASX_15

	Argille e limi	Ghiaie con sabbie	Limi con argille	Limi sabbiosi	Sabbie con limi d. argillose
γ _n [kN/m³]	19,05	20	19,6	19,6	18,6
φ' [°]	26,65	34,3	25,3	28,4	32,6
c' [kPa]	28,8	1	24	14	3
cu [kPa]	130	-	102	102	-
K [m/s]	1,49E-08	2,83E-04	1,01E-08	1,01E-08	1,17E-06
ν[-]	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E' [kPa]	11679	42186	7184	11920	25554

CONDIZIONE INIZIALE

Risultati delle analisi di stabilità della sezione ASX_15, confronto delle letture dei piezometri con i risultati del modello

	SEZIONE 15									
Fase Analisi di stabilità SRF Piezometro Letture piezometro Risultati modello Discrete [m slm] [m slm] [m slm] [m slm]					Differenza [m slm]					
Iniziala	ziale 1,62	P15_ASX - P8m	34,70	34,49	0,21					
Iniziale		P15_ASX - S15m	34,09	34,35	0,26					

Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione ASX_15 in condizioni INIZIALI



CONDIZIONE DI INVASO

	SEZIONE 15										
Fase Analisi di stabilità SRF		Piezometro	Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]						
	Stazionaria	ario 1,52	P15_ASX - P8m	35,03	36,94	1,91					
Invaca	Stazionario		P15_ASX - S15m	34,49	38,87	4,38					
mvaso	Transitorio	orio 1,61	P15_ASX - P8m	35,03	35,92	0,89					
	(9h)		P15_ASX - S15m	34,49	37,85	3,36					

Risultati delle analisi di stabilità della sezione ASX_15

Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione ASX_15 in condizioni di INVASO (stazionario)





Diagrammi delle pressioni interstiziali e andamento del livello freatico in moto transitorio

CONDIZIONE DI SVASO

Risultati delle analisi di stabilità della sezione ASX_15	

	SEZIONE 15									
Fase		Analisi di stabilità SRF	Piezometro	Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]				
	246	1,60	P15_ASX - P8m	35,00	36,29	1,29				
~	24n		1,60	P15_ASX - S15m	34,46	38,01	3,55			
Svaso	12h	1,58								
	1h	1,53								

Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione ASX_15 in condizioni di SVASO (24h)





Superfici di rottura nelle tre condizioni analizzate: Iniziale, invaso, svaso.

ARGINE SINISTRO – SEZIONE ASX_16



Modello geometrico della sezione ASX_16, con indicazione dei piezometri installati e dei materiali

Proprietà dei materiali costituenti il modello della sezione ASX_16

	Argille	Argille e limi	Ghiaie con sabbie	Limi con argille	Limi sabbiosi	Sabbie con limi d. argillose
γ _n [kN/m³]	17,5	19,05	20	19,6	19,6	18,6
φ' [°]	17,8	26,65	34,3	25,3	28,4	32,6
c' [kPa]	13,7	28,8	1	24	14	3
cu [kPa]	243	130	-	102	102	-
K [m/s]	1,88E-08	1,49E-08	2,83E-04	1,01E-08	1,01E-08	1,17E-06
ν[-]	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E' [kPa]	5525	11679	42186	7184	11920	25554

CONDIZIONE INIZIALE

Risultati delle analisi di stabilità della sezione ASX_16, confronto delle letture dei piezometri con i risultati del modello

	SEZIONE 16									
Fase	Analisi di stabilità SRF	Piezometro	Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]					
Iniziale	1.64	P16-ASX_P9m	34,97	33,80	1,17					
	1,64	P16-ASX_S15m	35,00	34,76	0,24					

Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione ASX_16 in condizioni INIZIALI



CONDIZIONE DI INVASO

	SEZIONE 16										
Fase Analisi di stabilità SRF		Analisi di stabilità SRF	Piezometro	Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]					
	Stazionaria	azionario 1,62	P16-ASX_P9m	36,70	37,12	0,42					
Invers	Stazionario		P16-ASX_S15m	36,81	39,05	2,24					
invaso	Transitorio	prio 1.cc	P16-ASX_P9m	36,70	36,79	0,09					
	(9h)	1,00	P16-ASX_S15m	36,81	37,37	0,56					

Risultati delle analisi di stabilità della sezione ASX_16

Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione ASX_16 in condizioni di INVASO (stazionario)





Diagrammi delle pressioni interstiziali e andamento del livello freatico in moto transitorio

CONDIZIONE DI SVASO

	SEZIONE 16								
Fase Analisi di stabilità SRF			Piezometro	Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]			
	24h	1,59	P16-ASX_P9m	35,93	37,08	1,15			
Succe	2411		P16-ASX_S15m	35,96	38,56	2,60			
12h		1,59							
	1h	1,57							

Risultati delle analisi di stabilità della sezione ASX_16

Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione ASX_16 in condizioni di SVASO (24h)





Superfici di rottura nelle tre condizioni analizzate: Iniziale, invaso, svaso.

ARGINE DESTRO – SEZIONE ADX_17



Modello geometrico della sezione ADX_17, con indicazione dei piezometri installati e dei materiali

Proprietà dei materiali costituenti il modello della sezione ADX_17

	Argille e limi	Ghiaie con sabbie	Limi con argille	Limi sabbiosi	Sabbie con limi d. argillose
γ _n [kN/m³]	19,05	20	19,6	19,6	18,6
φ' [°]	26,65	34,3	25,3	28,4	32,6
c' [kPa]	28,8	1	24	14	3
c _u [kPa]	130	-	102	102	-
K [m/s]	1,49E-08	2,83E-04	1,01E-08	1,01E-08	1,17E-06
ν[-]	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E' [kPa]	11679	42186	7184	11920	25554

CONDIZIONE INIZIALE

Risultati delle analisi di stabilità della sezione ADX_17, confronto delle letture dei piezometri con i risultati del modello

	SEZIONE 17							
Fase	FaseAnalisi di stabilità SRFPiezometroLetture piezometro [m slm]Risultati modello [m slm]Differenza [m slm]							
Iniziala	1 5 4	P17-ADX_P5m	29,96	29,87	0,09			
miziale	1,54	P17-ADX_S13m	31,87	29,91	1,96			

Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione ADX_17 in condizioni INIZIALI



CONDIZIONE DI INVASO

	SEZIONE 17							
Fase		Analisi di stabilità SRF	Piezometro	Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]		
		1,48	P17-ADX_P5m	35,01	32,23	2,78		
Invere	Stazionano		P17-ADX_S13m	32,07	38,91	6,84		
Trar (Transitorio	1,58	P17-ADX_P5m	35,01	31,87	3,14		
	(10h)		P17-ADX_S13m	32,07	34,78	2,71		

Risultati delle analisi di stabilità della sezione ADX_17

Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione ADX_17 in condizioni di INVASO (stazionario)





Diagrammi delle pressioni interstiziali e andamento del livello freatico in moto transitorio

CONDIZIONE DI SVASO

	SEZIONE 17								
Fas	se	Analisi di stabilità SRF	Piezometro	Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]			
	24h	1,54	P17-ADX_P5m	31,61	31,81	0,20			
C	2411		P17-ADX_\$13m	31,86	38,43	6,57			
Svaso	12h	1,52							
	1h	1,44							

Risultati delle analisi di stabilità della sezione ADX_17

Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione ADX_17 in condizioni di SVASO (24h)





Superfici di rottura nelle tre condizioni analizzate: Iniziale, invaso, svaso.

ARGINE DESTRO – SEZIONE ADX_20



Modello geometrico della sezione ADX_20, con indicazione dei piezometri installati e dei materiali

Proprietà dei materiali costituenti il modello della sezione ADX_20

	Argille e limi	Ghiaie con sabbie	Limi con argille	Sabbie con limi d. argillose
γ _n [kN/m³]	19,05	20	19,6	18,6
φ' [°]	26,65	34,3	25,3	32,6
c' [kPa]	28,8	1	24	3
c _u [kPa]	130	-	102	-
K [m/s]	1,49E-08	2,83E-04	1,01E-08	1,17E-06
ν[-]	0,3	0,3	0,3	0,3
E' [kPa]	11679	42186	7184	25554

CONDIZIONE INIZIALE

Risultati delle analisi di stabilità della sezione ADX_20, confronto delle letture dei piezometri con i risultati del modello

	SEZIONE 20							
Fase	e Analisi di stabilità SRF Piezometro Letture piezometro [m slm] Risultati Differenza [m slm] [m slm]							
Iniziala	1.40	P20-ADX_P6m	35,36	35,09	0,27			
mziale	1,49	P20-ADX_S15m	35,33	35,31	0,02			

Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione ADX_20 in condizioni INIZIALI



CONDIZIONE DI INVASO

	SEZIONE 20								
Fase Analisi di stabilità SRF Piezometro		Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]					
	Stazionario	1 / 9	P20-ADX_P6m	35,96	36,56	0,60			
Invaca	Stazionario	1,40	P20-ADX_S15m	35,96	38,75	2,79			
IIIvaso	Transitorio	1.50	P20-ADX_P6m	35,96	35,81	0,15			
	(9h)	1,50	P20-ADX_S15m	35,96	36,19	0,23			

Risultati delle analisi di stabilità della sezione ADX_20

Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione ADX_20 in condizioni di INVASO (stazionario)





Diagrammi delle pressioni interstiziali e andamento del livello freatico in moto transitorio

CONDIZIONE DI SVASO

	SEZIONE 20								
Fa	ise	Analisi di stabilità SRF	Piezometro	Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]			
	24h	1,33	P20-ADX_P6m	35,47	36,42	0,95			
<u> </u>	2411		P20-ADX_S15m	35,45	39,53	4,08			
Svaso	12h	1,24							
	1h	1,08							

Risultati delle analisi di stabilità della sezione ADX_20

Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione ADX_20 in condizioni di SVASO (24h)





Superfici di rottura nelle tre condizioni analizzate: Iniziale, invaso, svaso.

ARGINE SECONDARIO – SEZIONE AS_21



Modello geometrico della sezione AS_21, con indicazione dei piezometri installati e dei materiali

Proprietà dei materiali costituenti il modello della sezione AS_21

	Argille	Argille e limi	Ghiaie con sabbie	Limi sabbiosi	Sabbie con limi d. argillose
γ _n [kN/m³]	17,5	19,05	20	19,6	18,6
φ' [°]	17,8	26,65	34,3	28,4	32,6
c' [kPa]	13,7	28,8	1	14	3
c _u [kPa]	243	130	-	102	-
K [m/s]	1,88E-08	1,49E-08	2,83E-04	1,01E-08	1,17E-06
ν[-]	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E' [kPa]	5525	11679	42186	11920	25554

CONDIZIONE INIZIALE

Risultati delle analisi di stabilità della sezione AS_21, confronto delle letture dei piezometri con i risultati del modello

	SEZIONE 21							
Fase	Fase Analisi di stabilità SRF Piezometro Letture piezometro Risultati modello [m slm] [m slm]							
Iniziala	1.20	P21-AS_P8m	30,64	30,65	0,01			
miziale	1,39	P21-AS_S14m	30,59	30,54	0,05			

Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione AS_21 in condizioni INIZIALI



CONDIZIONE DI INVASO

	SEZIONE 21							
Fase		Analisi di stabilità SRF	Piezometro	Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]		
	Starionaria	1 20	P21-AS_P8m	32,75	32,97	0,22		
Invece	Stazionario	1,39	P21-AS_S14m	33,04	35,11	2,07		
invaso	Transitorio (10h)	1,39	P21-AS_P8m	32,75	32,96	0,21		
			P21-AS_S14m	33,04	34,93	1,89		

Risultati delle analisi di stabilità della sezione AS_21

Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione AS_21 in condizioni di INVASO (stazionario)



Diagrammi delle pressioni interstiziali e andamento del livello freatico in moto transitorio



, , , -

CONDIZIONE DI SVASO

Risultati delle analisi di stabilità della sezione AS_21

SEZIONE 21						
Fase		Analisi di stabilità SRF	Piezometro	Letture piezometro [m slm]	Risultati modello [m slm]	Differenza [m slm]
Svaso	24h	1,40	P21-AS_P8m	32,20	31,96	0,24
			P21-AS_S14m	32,23	32,76	0,53
	12h	1,40				
	1h	1.41				

Diagrammi delle tensioni verticali totali, pressioni interstiziali e tensioni verticali efficaci della sezione AS_21 in condizioni di SVASO (24h)


Superfici di rottura nelle tre condizioni analizzate: Iniziale, invaso, svaso.



ALLEGATO 5

CONFRONTO TRA MISURE PIEZOMETRICHE, LIVELLO DI INVASO E PIOGGIE NEL DICEMBRE 2020

















160

140

120

40

20

28/12/2020 28/12/2020

A Q. PC [m sim]

10



ž

Data - Orario

ldr. di Monte

- · - Cumulata Pioggia (mm)

43

41

39

37

35 Metri [m]

33 31

27

25

23

35.67 ¥

28,67 29 é

ŝ

8

P14-ASX_P7m

Q. PIEZ. [m sim]







Piezometro A

Piezometro B



<u>Piezometro C</u>

































Piezometro C











211/02

Q, PC [m slm]

Data - Orario

- Idr. di Monte

- · - Cumulata Pioggia [mm]

43

41

39

37

35

33 0

21 29

27

04/12 04/12 04/12 04/12 04/12 04/12 04/12

P19-ADX_P6m

• Q. PIEZ. [m sim]

Metri [m]

39.31

4

\$3.91

1











Piezometro C



ARGINE SECONDARIO - SEZIONE 21



Schema sintetico di argine con ubicazione generica dei piezometri analizzati

BIBLIOGRAFIA

Paris E. (2004) "Rischio Idraulico: Interventi per la protezione del territorio – Le casse d'espansione", CISM, Udine, pag. 21-52

Ferro V. (2002) "La sistemazione dei bacini idrografici", McGraw-Hill, II edizione, pag. 681-714

- Aronica G. (1996), "Inondazione delle zone vallive dei corsi d'acqua: propagazione di un'onda di piena su superfici fortemente irregolari", Dottorato di ricerca in Ingegneria Idraulica (Consorzio Università degli studi di Napoli "Federico II, Roma "La Sapienza" e Palermo). VII Ciclo, Dissertazione Finale per il conseguimento del titolo.
- Da Deppo L., Datei C., Salandin P. (1995), *"Sistemazione dei corsi d'acqua"*, II edizione, Edizioni Libreria Cortina, Padova, pag 293-364
- Ugo Maione, Le casse di espansione
- Phillippe G. Ciarlet, *The Finite Element Method for Elliptic Problems*, Amsterdam, North-Holland, 1978.
- Felippa, Carlos A., A Historical Outline of Matrix Structural Analysis: A Play in Three Acts, in Computers & Structures (Volume 79, Issue 14, June 2001, Pages 1313-1324), giugno 2001.
- Waterman, Pamela J., Meshing: the Critical Bridge, in Desktop Engineering Magazine, 1º agosto 2008.
- Carlos A. Felippa, Introduction to Finite Element Methods, Lecture Notes for the course Introduction to Finite Elements Methods at the Aerospace Engineering Sciences Department of the University of Colorado at Boulder., from 1976.
- R. Lancellotta (2012), Geotecnica, Editore Zanichelli.

Barla (2019), Slide del Corso: Metodi numerici per l'ingegneria geotecnica.

CIRIA et al. (2013), "The International Levee Handbook".

- Farzin Salmasi and Fatemeh Jafari (2016), "Validity of Schaffernak and Casagrande's analytical solutions for seepage through a homogeneous earth dam".
- Casagrande, A. (1937). "Seepage through dams." J. New England Water Works Association, reprinted in Contribution to soil mechanics 1925- 1940, Boston Society of Civil Engineers, Boston, 1940.

- Da Deppo L., (2001), *Opere accessorie dei grandi serbatoi, "*La progettazione della difesa idraulica", Atti del corso di aggiornamento 2-6 Ottobre 2000, Politecnico di Milano, Editoriale BIOS, Cosenza.
- Adami A. (1998), *Casse d'espansione fluviali Aspetti Idraulici, "*La difesa idtraulica dei territori fortemente antropizzati", Atti del corso di aggiornamento 6-10 Ottobre 1997 Milano, Editoriale BIOS, Cosenza.
- Autorità di Bacino dell'Arno (2000), "Linee guida per la progettazione delle casse di laminazione", Firenze.
- Maione U., Riboni V., (2002), *Le casse di espansione* "La difesa idraulica delle aree urbane" in
 "Sistemazione dei corsi d'acqua", Atti del corso di aggiornamento 1-5 ottobre 2001,
 Politecnico di Milano, U. Maione, A. Barth, P. Mignosa, Editoriale BIOS, Cosenza..
- Colleselli F., (2001) *Il progetto delle arginature delle casse d'espansione* in "La progettazione della difesa idraulica Interventi di laminazione controllata delle piene fluviali", Atti del corso di aggiornamento 2-6 ottobre 2000, Politecnico di Milano, Editoriale BIOS, Cosenza
- Da Deppo L., (2004), *Manufatti idraulici delle casse di laminazione* in "Rischio idraulico: interventi per la protezione del territorio le casse di espansione" a cura di E. Paris, CISM, Udine.
- RocScience (2004), A New Era in Slope Stability Analysis: Shear Strength Reduction Finite Element Technique, Article prepared for RocNews.

Allan Freeze and John Cherry (1979), Groundwater.

R. Lancellotta, J. Calavera (2002), Fondazioni, Editore McGraw-Hill, Milano