



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE
FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria civile
(LM-23-Classe delle lauree magistrali in Ingegneria civile)

**SOLUZIONI OPERATIVE PER IL RIPRISTINO
DI UNA PARATIA**

*Operating solution for the restoration of a drilled
pile wall*

Relatore:
Ing. Marta Di Sante

Correlatore:
Prof. Ing. Erio Pasqualini

Tesi di Laurea di:
**Gianna Di
Giambattista**

Sommario

Indice delle figure	iii
Indice delle tabelle.....	v
1. Introduzione.....	1
2. Descrizione generale.....	4
2.1 Definizione del modello geotecnico	5
2.1.1 Caratterizzazione stratigrafica e idrogeologica	8
2.1.2 Caratterizzazione geotecnica	8
2.2 Descrizione delle opere.....	9
2.2.1 Paratie	9
2.3 Paratia di Valle	14
2.4 Paratia di Monte	16
2.5 Sistema drenante	18
3. Problematiche e modalità operative previste nel progetto di esecuzione del ripristino.....	19
3.1 Problematiche della Paratia di Monte	19
3.2 Progetto del ripristino della paratia.....	21
4. Esecuzione delle opere di ripristino in cantiere	26
4.1 Predisposizione dell'area di cantiere, opere di protezione del versante	27
4.2 Attività di scavo.....	31
4.3 Prove sclerometriche	37
4.4 Attività di scarificazione e pulizia delle inclusioni terrose.....	45
4.5 Passivazione dei ferri delle armature della paratia	46
4.7 Casseratura	50
4.8 Getto di calcestruzzo.....	51
4.9 Ripristino dei tiranti	56
4.10 Rinterri e drenaggi	59
5. Strumento di calcolo ed impostazione del modello	64
5.1 Plaxis 2D	64

5.1.1 – Programma 1: Input	65
5.1.2 – Programma 2 Calculation.....	69
5.1.3 – Programma 3: Output	71
5.1.4 – Programma 4: Curves.....	71
5.2 Caso di studio	72
5.2.1 Definizione della geometria e modellazione del terreno	72
MODELLO B, schema generale.....	74
MODELLO A, schema generale	74
MODELLO A.00 / B.00 - Nodo trave-palo integro (come da progetto).....	75
MODELLO A.01 / B.01- Nodo trave-palo modellato tramite cerniera.....	75
MODELLO A.02 / B.02 – Novo trave-palo modellato in assenza di continuità.....	76
5.2.2 Modellazione degli elementi strutturali	77
5.2.3 Fasi di calcolo	80
6. Risultati	81
6.1 Modello paratia di monte	88
6.1.1 A.00 - Nodo trave palo secondo connessioni di progetto	88
6.1.2 A.01 – Cerniera	91
6.1.3 A.02 – Discontinuità.....	95
6.2 Modello completo.....	98
6.2.1 B.00 - Nodo trave palo secondo connessioni di progetto	98
6.2.2 B.01 – Cerniera.....	102
6.2.3 B.02 – Discontinuità	105
6.3 Discussione dei risultati	109
7.Considerazioni finali.....	112
Bibliografia	114

Indice delle figure

Figura 1.1: Planimetria di inquadramento delle opere di sostegno	1
Figura 2.1: Inquadramento territoriale.....	4
Figura 2.2: Opera principale.....	5
Figura 2.3: Layout generale del sistema di paratie.....	10
Figura 2.4: Sezioni tipologiche delle due paratie.....	11
Figura 2.5: Tirante: Sezione Tipologica	12
Figura 2.6: Tiranti a barre DYWIDAG a filettatura continua	13
Figura 2.7: Paratia di Valle – Sezione Costruttiva	14
Figura 2.8: Paratia di Monte - Sezione Costruttiva.....	16
Figura 3.1: Particolare nodo trave-palo.....	20
Figura 3.2: Particolare della piegatura dei ferri d'evidenza delle inclusioni terrose.....	20
Figura 3.3: Paratia di Monte- Suddivisione dell'intervento in conci	21
Figura 3.4: Fasi del progetto di ripristino della paratia	22
Figura 3.5 Pianta e prospetto dell'intervento - condizione A.....	25
Figura 4.1: Zona d'interesse- lotto 2.....	26
Figura 4.2: Gradonatura del versante.....	27
Figura 4.3: Particolare dello scavo e del cordolo in terra realizzato sul versante.....	28
Figura 4.4: Particolare del tubo di drenaggio	29
Figura 4.5: Schema generale del lotto 2	31
Figura 4.6: Scavo a valle della paratia con mezzi meccanici.....	32
Figura 4.7: Scavo con mezzi manuali	33
Figura 4.8: Risultato della fase di scavo tra le coppie di pali	34
Figura 4.9: Prove sclerometriche lotto 2-pali lato monte- analisi zona fronte. (A,B e C rappresentano i punti di misura, come indicato nello schema in alto a destra).....	39
Figura 4.10: Prove sclerometriche lotto 2-pali lato monte- analisi zona interna e monte. (D E F G H e I rappresentano i punti di misura, come indicato nello schema in alto a destra).....	40
Figura 4.11: Prove sclerometriche lotto 2-pali lato valle- analisi zona fronte. (A,B e C rappresentano i punti di misura, come indicato nello schema in alto a destra).....	41

Figura 4.12: Prove sclerometriche lotto 2-pali lato valle- analisi zona valle. (I e H rappresentano i punti di misura, come indicato nello schema in alto a destra).....	42
Figura 4.13: Visione d'insieme prove sclerometriche lotti 1,2,3,4 e 5	44
Figura 4.14: Idrodemolitrice	45
Figura 4.15: Ciclo di passivazione dei ferri scoperti.....	46
Figura 4.16: Armatura aggiuntiva tra le coppie di pali	48
Figura 4.17: Posa in opera dell'armatura aggiuntiva tra le coppie di pali	49
Figura 4.18: Posa in opera della rete elettrosaldata	49
Figura 4.19: Casseratura	50
Figura 4.20: Particolare della parete dopo la scasseratura	51
Figura 4.21: Strumentazione per la verifica delle prescrizioni del calcestruzzo.....	52
Figura 4.22: Cono di Abrams e piastra liscia piana (le misure sono in millimetri)	53
Figura 4.23: Fase di getto.....	55
Figura 4.24: Ripristino con solo corrugato.....	57
Figura 4.25: Intera procedura di ripristino	58
Figura 4.26: Sezione rappresentativa fase di rinterro- Lato valle.....	59
Figura 4.27: Visuale 3D del riempimento	60
Figura 4.28: Materiale utilizzato per il rinterro	61
Figura 4.29: Fase di riempimento	62
Figura 5.1: schemi di elementi triangolari	69
Figura 5.2: Modalità di calcolo e modalità di carico	70
Figura 5.3: Modello B, Schema generale	74
Figura 5.4: Modello A, schema generale	74
Figura 5.5: Dettaglio connessione incastro nel modello Plaxis, modelli A.00 e B.00	75
Figura 5.6: Dettaglio connessione cerniera nel modello Plaxis, modelli A.01 e B.01.....	75
Figura 5.7: Dettaglio connessione strutturale annullata nel modello Plaxis, modelli A.02 e B.02.....	76
Figura 6.1: Modello paratia di Monte- connessione da progetto- spostamenti orizzontali	88
Figura 6.2: Modello paratia di monte- connessione da progetto-deformata	88
Figura 6.3: Modello paratia di monte- connessione da progetto-grafico spostamenti sezione rappresentativa.....	89

Figura 6.4: Modello paratia di monte- cerniera- spostamenti	91
Figura 6.5: Modello paratia di monte – cerniera - deformata.....	92
Figura 6.6: Modello paratia di monte – cerniera - grafico spostamenti sezione rappresentativa.....	93
Figura 6.7: Modello paratia di monte- discontinuità - spostamenti orizzontali.....	95
Figura 6.8: Modello paratia di monte- discontinuità- deformata (la presenza del carico distribuito nella deformata è un errore grafico fornito a video)	96
Figura 6.9: Modello paratia di monte – discontinuità - grafico spostamenti orizzontali sezione rappresentativa.....	96
Figura 6.10: Modello completo - connessione da progetto - spostamenti orizzontali	99
Figura 6.11: Modello completo - connessione da progetto- deformata.....	99
Figura 6.12: Modello completo - connessione da progetto- grafico spostamenti orizzontali sezione rappresentativa.....	100
Figura 6.13: Modello completo – cerniera - spostamenti orizzontali	102
Figura 6.14: Modello completo - cerniera – deformata (la presenza del carico distribuito nella deformata è un errore grafico fornito a video)	103
Figura 6.15: Modello completo-cerniera- grafico spostamenti orizzontali sezione rappresentativa	103
Figura 6.16: Modello completo-discontinuità-spostamenti orizzontali	106
Figura 6.17: Modello completo-discontinuità-deformata.....	106
Figura 6.18: Modello completo-discontinuità-grafico spostamenti orizzontali sezione rappresentativa	107
Figura 6.19: Confronto spostamenti Modello paratia di monte sezione rappresentativa.....	109
Figura 6.20: Confronto spostamenti Modello completo sezione rappresentativa	110

Indice delle tabelle

Tabella 2.1: Prove in sito per indagini geotecniche	7
Tabella 2.2: Identificazione stratigrafica.....	8
Tabella 2.3: Valori caratteristici dei parametri geotecnici.....	9
Tabella 2.4: Paratia di Valle - Caratteristiche Geometriche	15

Tabella 2.5: Paratia di Monte - Caratteristiche Geometriche	17
Tabella 4.1:Tempistiche di intervento per la fase di scavo paratia di monte	35
Tabella 4.2: Tempi medi di intervento stimati per ogni singolo lotto di intervento - Lato Valle	36
Tabella 4.3: Tempi medi di intervento stimati per ogni singolo lotto di intervento - Lato Monte	36
Tabella 4.4: Caratteristiche tecniche sclerometro.....	38
Tabella 4.5: Prove sclerometriche lotti 1,2,3,4 e 5	43
Tabella 4.6: Malta cementizia anticorrosiva monocomponente Mapefer 1K - Valori dichiarati del produttore.....	47
Tabella 4.7: Malta cementizia anticorrosiva monocomponente Mapefer K1 - Valori dichiarati dal produttore.....	47
Tabella 4.8: Classi di esposizioni calcestruzzo secondo il prospetto 4 della norma UNI 11104.....	52
Tabella 4.9: Classi di spandimento secondo la norma UNI EN 206-9 ed UNI EN 12350-8	53
Tabella 4.10: Valori di viscosità secondo il test di Funnel, UNI EN 206-9 ed EN 12350-9.....	54
Tabella 5.1: Stratigrafia del modello Plaxis e relativa legenda dei colori	73
Tabella 5.2:Parametri geotecnici	73
Tabella 5.3: Parametri per la modellazione del terreno del modello HARDENING SOIL	73
Tabella 5.4: Elementi strutturali utilizzati.....	77
Tabella 5.5: parametri meccanici degli elementi "plate"	78
Tabella 5.6: Parametri meccanici degli elementi "anchor"	78
Tabella 5.7: Parametri meccanici degli elementi "geogrid"	79
Tabella 5.8: Fasi di calcolo	80
Tabella 6.1: Modello paratia di monte - connessione da progetto - valori degli spostamenti sezione rappresentativa.....	91
Tabella 6.2: Modello paratia di monte - cerniera - valori spostamenti sezione rappresentativa.....	95
Tabella 6.3: Modello paratia di monte- discontinuità - valori spostamenti sezione rappresentativa	98
Tabella 6.4: Modello completo- connessione da progetto - valori spostamenti orizzontali sezione rappresentativa.....	102
Tabella 6.5: Modello completo-cerniera- valori spostamenti orizzontali sezione rappresentativa	105
Tabella 6.6: Modello completo-discontinuità-valori spostamenti orizzontali sezione rappresentativa	109
Tabella 6.7:Sforzo assiale tiranti di ancoraggio	111

1.Introduzione

L'obiettivo principale della presente tesi è quello di analizzare le problematiche e descrivere le soluzioni operative relative al ripristino di una paratia composta da due file di pali trivellati collegati in testa con una trave tirantata.

La paratia oggetto di studio è posta a sostegno del versante nord del nuovo complesso ospedaliero di Camerano (AN), ad oggi ancora in fase di costruzione. Nel sito in esame è presente un sistema di paratie diverse per ruolo e funzione, nella presente tesi si analizza specificatamente la paratia posta a monte rispetto all'intero sistema, come rappresentato in Figura 1.1

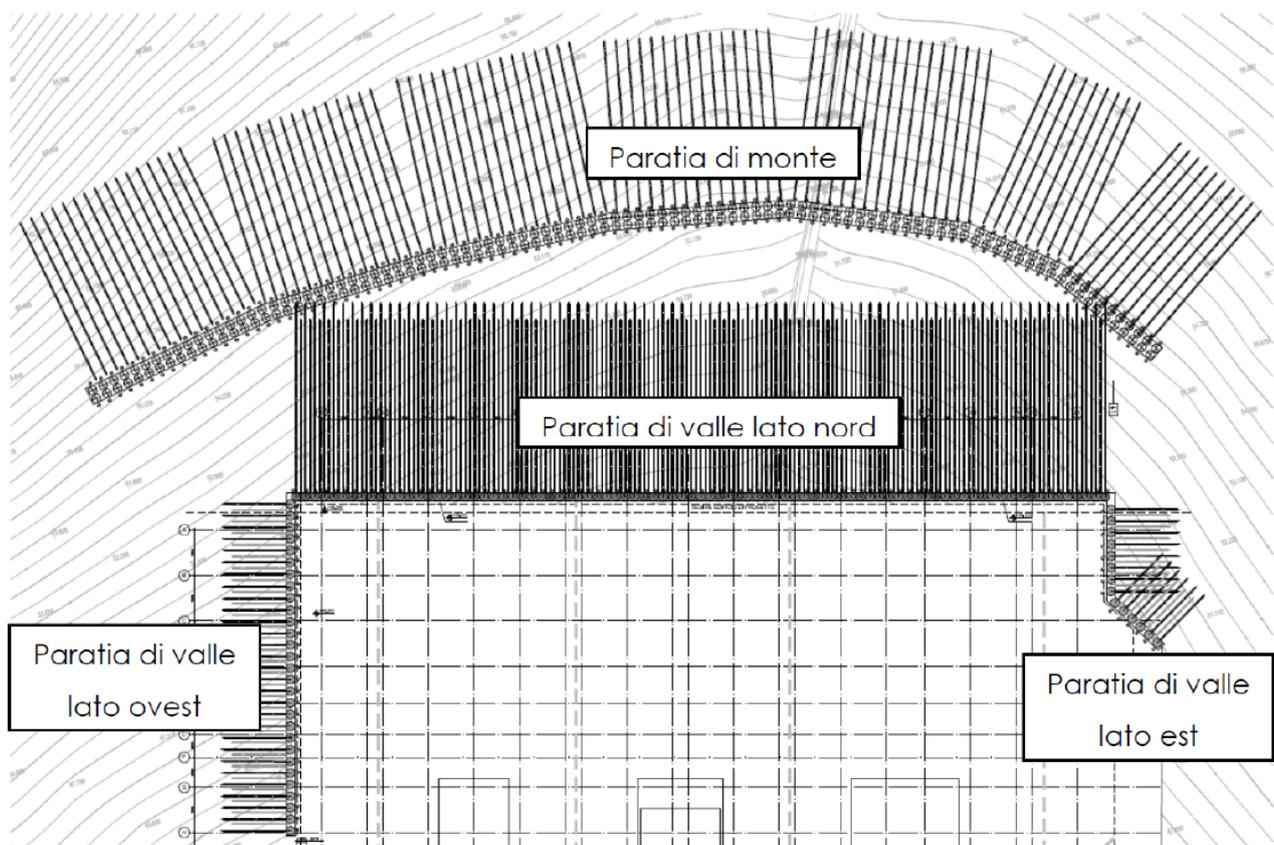


Figura 1.1: Planimetria di inquadramento delle opere di sostegno

Indagini strutturali eseguite su tale paratia hanno evidenziato difetti costruttivi tali da giustificare la necessità di un parziale ripristino. In particolare, le indagini hanno segnalato numerose anomalie in corrispondenza delle quali sono state riscontrate inclusioni terrose nella parte sommitale dei pali, che ammalorando il calcestruzzo in tale zona, hanno reso discontinua ed inefficace l'interazione tra la trave di collegamento tirantata ed i pali costituenti la paratia.

La presente tesi, dopo l'inquadramento generale del sito e delle opere in essere, descrive gli aspetti esecutivi delle attività di ripristino della paratia in esame, attentamente seguiti nel corso di

sopralluoghi ed assistenza all'intervento in cantiere. Inoltre è stato impostato un modello geotecnico del sottosuolo e delle opere di sostegno bidimensionale, sviluppato agli elementi finiti, con lo scopo di analizzare diverse opzioni di modellazione della sconnessione tra i pali e la trave di collegamento.

Si riporta di seguito la sequenza delle fasi costruttive che hanno portato al ripristino della paratia:

Predisposizione dell'area di cantiere;

1. Attività di scavo;
2. Analisi delle prove sclerometriche effettuate;
3. Attività di scarificazione e pulizia delle inclusioni terrose;
4. Passivazione dei ferri e delle armature della paratia;
5. Allestimento ed inghisaggio delle armature aggiuntive;
6. Casseratura e getto delle cordolature di sostegno;
7. Ripristino dei tiranti;
8. Rinterro e drenaggi.

È stato simulato, mediante il software Plaxis v. 8.1, il comportamento in opera della connessione al nodo trave-palo, modellandolo in condizioni statiche secondo tre tre opzioni.

La prima rappresenta l'esecuzione dell'opera secondo la regola dell'arte, (stato dell'arte di progetto) in cui non esistono sconnessioni tra pali e trave di collegamento, la seconda in cui il nodo palo trave è danneggiato ma ancora in grado di opporsi a traslazioni orizzontali e verticali, in tal caso il nodo è stato sostituito da un vincolo di tipo cerniera), la terza, che descrive la completa sconnessione tra la trave di collegamento ed i pali, simulata rappresentando una sconnessione di 10 cm, tra palo e trave, condizione che, comporterebbe il mancato assolvimento della funzione strutturale di sostegno affidata al sistema di tiranti.

Questi tre scenari sono stati simulati su due rappresentazioni modellistiche: il primo relativo alla sola paratia di monte, il secondo, che comprende l'intero sistema di opere di sostegno costituito dalla paratia di monte e dalla paratia di valle (Figura 1.1).

Ogni opera di ingegneria deve essere considerata secondo due aspetti: l'aspetto funzionale (strutturale) e l'aspetto contrattuale, diversi ma ugualmente importanti. Il ripristino dell'opera in esame si è reso necessario per garantirli entrambi poiché, sebbene fosse stato verificato dai progettisti che il danno causato dalla mancata connessione tra pali e trave di collegamento non compromettesse la funzionalità dell'opera, tale danno avrebbe certamente portato alla declassazione dell'opera, compromettendo gli aspetti contrattuali e quindi causando anche danni economici all'impresa esecutrice.

In sostanza si può affermare che il ripristino eseguito ha avuto il duplice scopo di:

riportare l'opera al livello di qualità previsto in progetto per ottemperare agli aspetti contrattuali;

non vanificare il ruolo degli ancoraggi intestati sulla trave di collegamento, che avrebbero potuto garantire la funzionalità dell'opera anche per situazioni più severe rispetto a quelle attese in progetto, fornendo un ulteriore contributo stabilizzante.

2. Descrizione generale

La nuova struttura ospedaliera di Ancona-Sud in comune di Camerano, si collocherà a circa 2 km dal centro di Camerano e a circa 10 Km da quello di Ancona, sorgerà lungo la SP direttissima del Conero, sul versante di un pendio proteso verso il torrente Aspicio, ricettore di tutte le acque che filtrano e scorrono lungo il suddetto versante (Figura 2.1).



Figura 2.1: Inquadramento territoriale

La struttura avrà una doppia funzione di centro di ricerca e di ospedale di zona con 250 posti letto (in grado di ospitare dai 13 ai 14 mila ricoveri all'anno), 6 sale operatorie, 30 ambulatori, un pronto soccorso con area OBI, servizi di diagnostica e aree per la ricerca scientifica per un totale di circa 60.000 mq di superficie (Figura 2.2). Oltre agli spazi esterni per i parcheggi e per l'atterraggio dell'elisoccorso.

L'opera strategica sarà completamente in calcestruzzo armato e sarà isolata sismicamente mediante "isolatori sismici a pendolo" che permettono, durante la fase sismica, alle accelerazioni e agli spostamenti di trasferirsi alla struttura solo in minima parte.

Fra le altre caratteristiche, si tratta del primo ospedale in Italia costruito in classe energetica A.



Figura 2.2: Opera principale

2.1 Definizione del modello geotecnico

Al fine di realizzare un modello coerente con il comportamento reale delle opere, la modellazione geotecnica si avvale di ricostruzioni della stratigrafia basate su indagini del sottosuolo programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento, devono riguardare il volume significativo e, in presenza di azioni sismiche, devono essere conformi a quanto prescritto ai §§ 3.2.2 e 7.11.2 NTC2018.

Per volume significativo di terreno si intende la parte del sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso. Le indagini devono permettere la definizione del modello geotecnico di sottosuolo necessario alla progettazione. Della definizione del piano delle indagini, della caratterizzazione e della modellazione geotecnica è responsabile il progettista.

Ai fini dell'analisi quantitativa di uno specifico problema, per modello geotecnico di sottosuolo si intende quindi uno schema rappresentativo del volume significativo del terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico.

Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato nella fase di progetto dell'opera. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi del terreno e di prove e misure in sito.

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità. Deve inoltre essere specificato se la resistenza caratteristica si riferisce alle discontinuità dell'ammasso roccioso.

Per la verifica delle condizioni di sicurezza e delle prestazioni, la scelta dei valori caratteristici, delle quote piezometriche e delle pressioni interstiziali deve tener conto della loro variabilità spaziale e temporale.

Le prove di laboratorio sulle terre e sulle rocce devono essere eseguite e certificate dai laboratori di prova di cui l'art. 59 del DPR 6 giugno 2001, n. 380. I laboratori su indicati fanno parte dell'elenco depositato presso il Servizio tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata su preesistenti indagini e prove documentate, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.

A titolo indicativo, nella tabella 2.1 si elencano i mezzi di indagine e le prove geotecniche in sito di più frequente uso.

Stratigrafia		Trincee Pozzi Cunicoli Sondaggi a carotaggio continuo Prove penetrometriche Indagini di tipo geofisico (*)
Proprietà fisiche e meccaniche	Terreni a grana fine	Prove penetrometriche Prove scissometriche Prove dilatometriche Prove pressiometriche Prove di carico su piastra Prove di laboratorio Prove di tipo geofisico (*)
	Terreni a grana grossa	Prove penetrometriche Prove di carico su piastra Prove di laboratorio Prove di tipo geofisico (*)
	Rocce	Prove speciali in sito (prove di taglio) Prove di carico su piastra Prove di laboratorio Prove di tipo geofisico (*)
Misure di pressione interstiziale	Terreni di qualsiasi tipo	Piezometri
Permeabilità	Terreni a grana fine	Misure piezometriche Prove di laboratorio
	Terreni a grana grossa	Prove idrauliche in fori di sondaggio Prove di emungimento da pozzi
Verifica di procedimenti tecnologici	Palificate	Prove di carico su pali singoli Prove di carico su gruppi di pali
	Impermeabilizzazioni	Prove di permeabilità in sito e misura di altezza piezometrica prima e dopo l'intervento
	Consolidamenti	Determinazione delle proprietà meccaniche in sito prima e dopo l'intervento Prove di laboratorio
(*) Indagini di tipo geofisico	In foro con strumentazione in profondità	Cross hole Down hole
	Senza esecuzioni di fori, con strumentazione in profondità	Penetrometro sismico Dilatometro sismico
	Con strumentazione in superficie	Prove SASW o MASW Prove di rifrazione sismica Prove di riflessione sismica

Tabella 2.1: Prove in sito per indagini geotecniche

2.1.1 Caratterizzazione stratigrafica e idrogeologica

La tabella 2.2 riporta la sequenza stratigrafica desunta dalle indagini conoscitive eseguite nel sito durante la fase di progettazione delle opere.

IDENTIFICAZIONE STRATIGRAFICA				
ORIZZONTE	DESCRIZIONE	PROFONDITA' TETTO DA P.C.	PROFONDITA' LETTO DA P.C.	SPESSORE STRATO
[N°]	[-]	[m]	[m]	[m]
1	Limo argilloso	0,00	7,50	7,50
2	Strato alterato	7,50	10,00	2,50
3	Limo argilloso	10,00	12,00	2,00
4	Argilla limosa	12,00	29,00	17,00
5	Argilla grigio-azzurra	29,00	-	-

Tabella 2.2: Identificazione stratigrafica

Dalle letture piezometriche si riscontra che il livello di falda è a circa 5 m di profondità dal p.c., tale valore è stato assunto nei calcoli per il dimensionamento delle opere di sostegno e per le successive modellazioni riportate nella presente tesi.

2.1.2 Caratterizzazione geotecnica

Dalle prove geotecniche svolte è stato possibile individuare i valori caratteristici dei parametri geotecnici che sono stati utilizzati per i calcoli di progetto (stato ante intervento di ripristino) e per la modellazione e lo studio delle problematiche operative oggetto della presente tesi. In tabella 2.3 sono riassunti tali valori in relazione agli strati di terreno individuati.

VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI					
ORIZZONTE	DESCRIZIONE	γ - PESO VOLUME NATURALE	C' - COESIONE APPARENTE	φ - ANGOLO DI ATTRITO	E_d - MODULO EDOMETRICO
[N°]	[-]	[k/mc]	[kPa]	[°]	[kPa]
1	Limo argilloso	19	0	25	7500
2	Strato alterato	19	0	14	1500
3	Limo argilloso	19	0	25	750
4	Argilla limosa	19	3	27	16000
5	Argilla grigio-azzurra	19	45	30	28000

Tabella 2.3: Valori caratteristici dei parametri geotecnici

2.2 Descrizione delle opere

Come anticipato nel primo capitolo, l'attenzione della presente tesi è stata posta sugli aspetti geotecnici connessi alla problematica della discontinuità strutturale tra pali e trave di collegamento nella paratia di monte costituente il sistema di paratie tirantate a sostegno della struttura ospedaliera ancora in fase di costruzione.

2.2.1 Paratie

Le paratie sono pareti verticali parzialmente o interamente immerse nel terreno, che possono avere funzione idraulica, di sostegno del terreno, di fondazione profonda, o mista.

Le paratie con funzione di sostegno del terreno sono pareti verticali immorsate nel terreno, generalmente con quota diversa ai due lati della parete. Tale differenza di quota può essere dovuta ad uno scavo o ad un riporto. Nel primo caso la struttura è interamente a contatto con terreno naturale, nel secondo caso il terreno di fondazione è naturale e quello sostenuto è di riporto.

In condizioni di equilibrio, le azioni orizzontali, a monte e a valle della struttura, hanno risultante di eguale intensità, verso opposto, e stessa direzione d'azione. Nella risultante vanno comprese le eventuali forze concentrate trasmesse da vincoli, quali tiranti di ancoraggio o puntoni.

I movimenti e la deformazione della parete, e di conseguenza le tensioni orizzontali mutue, dipendono dalla rigidità relativa della struttura, e sono determinate mediante un'analisi di interazione terreno-struttura.

Il meccanismo di funzionamento delle paratie si basa sul fatto che l'intensità della pressione mutua di contatto fra la parete e il terreno dipende dal movimento della parete, e quindi dalle conseguenti deformazioni del terreno.

Nel caso specifico in analisi le opere di sostegno sono diversificate in termini di:

- posizionamento ed estensione;
- caratteristiche geometriche;
- scopo.

In merito al posizionamento ed estensione sono state individuate le due tipologie di paratie riportate in Figura 2.3 in planimetria ed in Figura 2.4 in sezione, denominate in figura e nel seguito del testo "paratia di monte" e "paratia di valle" realizzate rispettivamente con lo scopo di stabilizzare il pendio ed a presidio degli scavi per la realizzazione dell'opera principale e della sua vita in opera.

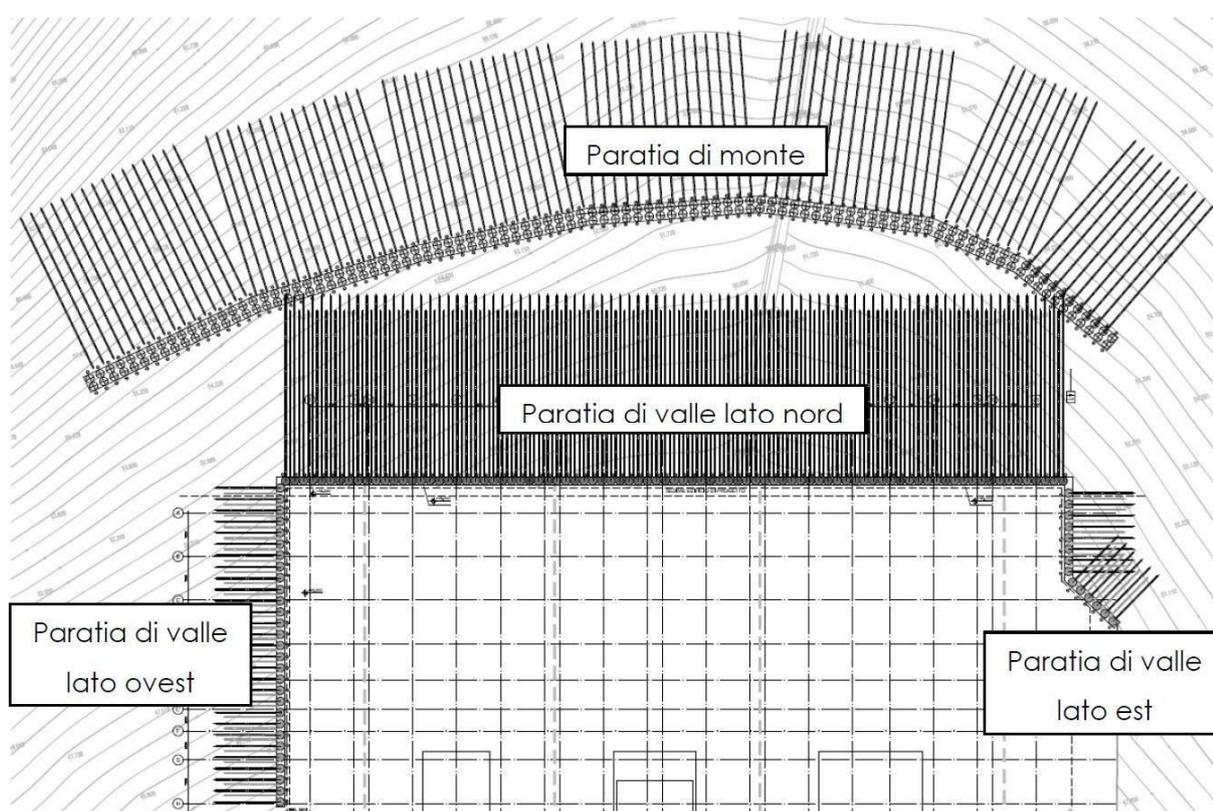


Figura 2.3: Layout generale del sistema di paratie

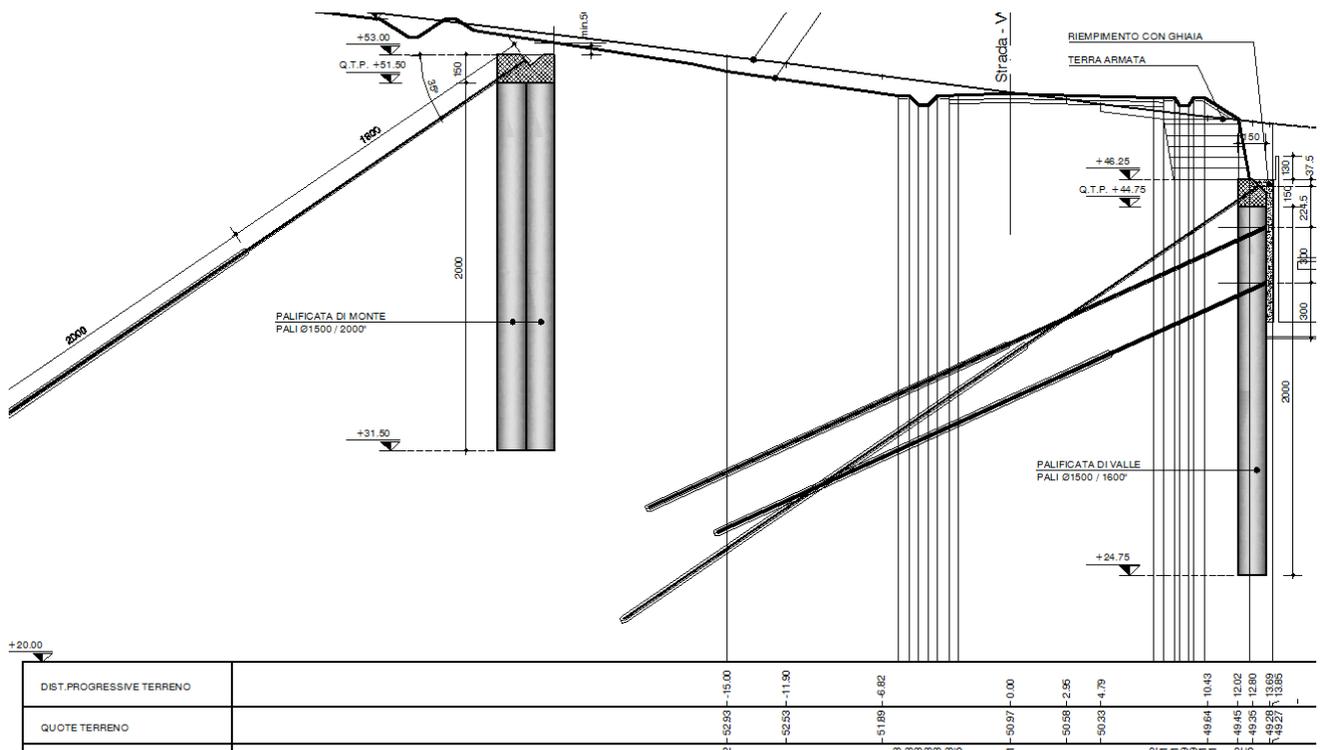


Figura 2.4: Sezioni tipologiche delle due paratie

2.2.2 Tiranti di ancoraggio

Le paratie in esame sono state progettate prevedendo l'ausilio di tiranti di ancoraggio i quali rappresentano una delle migliori soluzioni per stabilizzare gli scavi essendo più convenienti rispetto all'uso di puntoni in calcestruzzo o in acciaio. Infatti, i tiranti non limitano l'accessibilità della porzione scavata ai mezzi meccanici e consentono inoltre operabilità continua e priva di ostacoli per la gru, minimizzano il rischio di cedimenti e offrono una scelta quasi illimitata di forze di ancoraggio.

Se richiesto, i tiranti possono essere rimossi una volta esaurita la funzione in modo da non interferire con le successive attività. Secondo le intrinseche caratteristiche di un sistema di tiranti attivo, i tiranti sono messi in tensione per controllare e limitare le deformazioni dello scavo, in modo da stabilizzare la paratia e poter svolgere i lavori di cantiere in sicurezza garantendo la stabilità degli edifici adiacenti, se presenti. Negli scavi con deformazioni limitate si possono utilizzare sistemi passivi come chiodi o micropali a trazione.

Gli elementi costitutivi funzionali principali di un tirante sono:

- Lunghezza di ancoraggio: Il tirante è connesso nella perforazione con boiaccia di cemento e può trasmettere la forza al terreno portante per aderenza e attrito.

- Lunghezza libera: La barra non è connessa alla perforazione essendo dotata di un tubo (guaina) liscio che permette il libero allungamento del tratto libero. In questo modo il sistema può essere messo in tensione.
- Testata di ancoraggio: La testata trasferisce la forza alla struttura di contrasto e quindi alla struttura da ancorare.

Tirante a barre

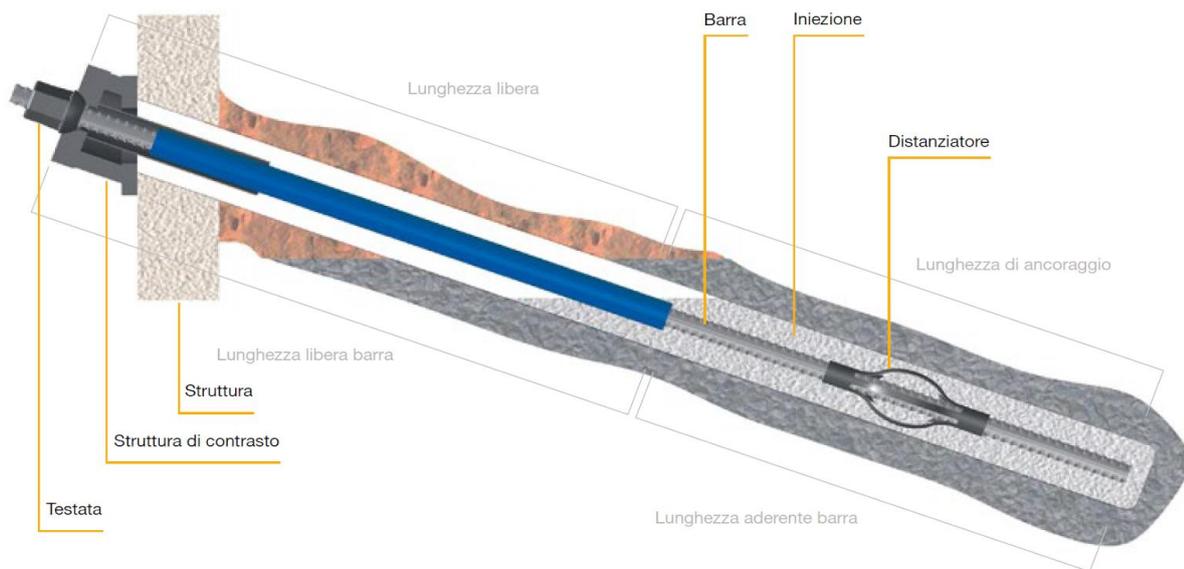


Figura 2.5: Tirante: Sezione Tipologica

L'armatura del tirante è solitamente in acciaio armonico, e viene di norma presollecitata. Il bulbo di ancoraggio è realizzato mediante iniezione a pressione di malta cementizia. Quest'ultimo deve essere posto ad una minima distanza dalla parete e collocato oltre il cuneo di spinta attiva. Deve essere preferibilmente immerso in uno strato di terreno resistente ed omogeneo.

Nel caso in esame il sistema di tiranti utilizzato è quello in cui i trefoli di acciaio armonico sono sostituiti da barre a filettatura continua, tipo DYWIDAG (Figure 2.5 e 2.6), descritti in dettaglio nei successivi capitoli.

Tiranti permanenti

- Sistema a lunga durata per uso permanente (più di 100 anni)
- Omologato, Doppia Protezione Anticorrosione (DCP) con guaina preiniettata a fessurazione controllata
- Componenti secondo ETA 05/0123 (sistema di precompressione a barre)
- Testata omologata, sigillata per uso permanente con robusta calotta e guarnizioni
- Vari rivestimenti protettivi per la testata a seconda delle modalità di esposizione

Campi di Impiego

- Tiranti di banchina permanenti
- Controllo delle sottospinte
- Stabilizzazione funzionale
- Costruzione di dighe
- Stabilizzazione di pareti rocciose e pendii



Figura 2.6: Tiranti a barre DYWIDAG a filettatura continua

2.3 Paratia di Valle

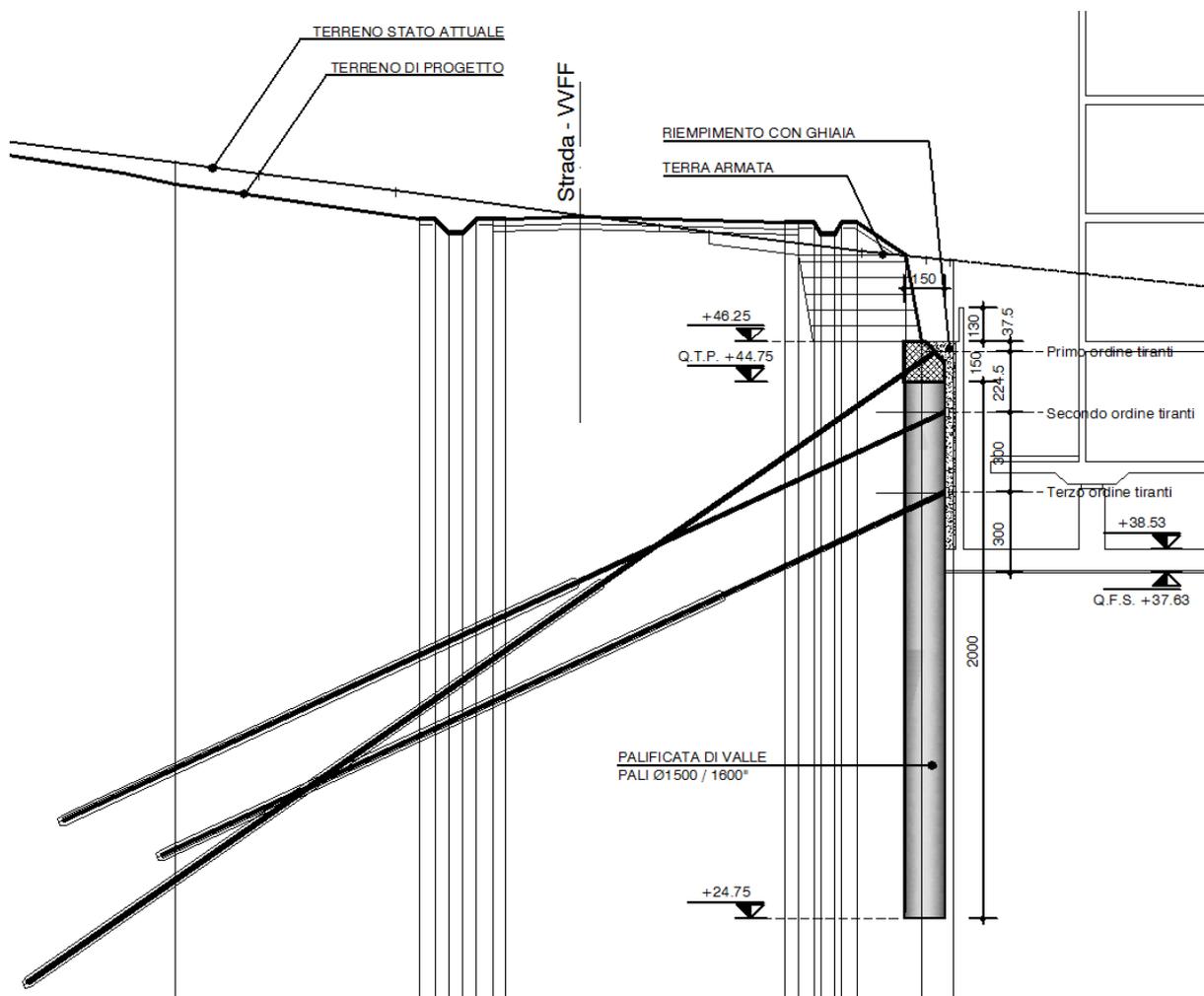


Figura 2.7: Paratia di Valle – Sezione Costruttiva

La paratia di valle è situata in prossimità del lato nord dell'opera principale e presenta pali di diametro 1,5 m e di lunghezza 20 m con interasse di 1,7 m, la paratia è inoltre vincolata con tre ordini di tiranti permanenti di tipo attivo a barra disposti con interasse di 1,7 m.

Il primo ordine di tiranti è attestato sulla trave di coronamento, che ha dimensioni 1,5×1,5 m, ha inclinazione di 35°, barra Gewi-plus di diametro 63,5 mm e lunghezza totale di 41 m, di cui 15 m di lunghezza libera per consentire l'immorsamento del bulbo nello strato 4 (Argilla limosa tabella 2.2).

Il secondo ordine è attestato a quota +43,63 m s.l.m.m. mediante un doppio profilo in acciaio HEA200, ha inclinazione di 25°, barra Gewi-plus di diametro 57,5 mm e lunghezza totale di 36 m, di cui 15 m di lunghezza libera per consentire l'immorsamento del bulbo nello stesso strato 4 (Argilla limosa tabella 2.2).

Il terzo ordine è attestato a quota +40,63 m s.l.m.m. mediante un doppio profilo in acciaio HEA200, ha inclinazione di 25°, barra gewi-plus di diametro 63,5 mm e lunghezza totale di 32 m, di cui 9 m di lunghezza libera per consentire l'ammorsamento del bulbo nuovamente nello strato 4 (Argilla limosa tabella 2.2).

Per evitare interferenze sia tra i tiranti, date le diverse inclinazioni, che tra i tiranti del secondo e terzo ordine e i pali, i tiranti in testa verranno realizzati in corrispondenza di ogni palo, mentre quelli del secondo e terzo ordine verranno realizzati tra due pali consecutivi. Durante l'esercizio dell'opera, alla platea di fondazione della struttura ospedaliera viene inoltre affidata la funzione di puntone sulla paratia. A tal proposito, si vedrà come nella modellazione definitiva relativa al ripristino verrà considerata questa specifica funzione per la modellazione della platea.

Si riportano in Tabella 2.4 i dati riassuntivi delle caratteristiche geometriche della paratia con le caratteristiche dei tiranti.

PARATIA VALLE													
PALI			TIRANTI										
Tipo	Dm (m)	Int (m)	Ordine	Travi di ripartizione	Tipo barra	Dm barra (mm)	Dm perforazione	Int (m)	L. libera (m)	L.bulbo (m)	L. totale (m)	Inclinazione (°)	Pre tiro (kN)
CFA	1,5	1,7	I°	-	GEWI PLUS	63.5	200	1,7	15	26	41	35	490
			II°	HEB180	GEWI PLUS	57.5	200	1,7	15	21	36	25	510
			III°	HEB200	GEWI PLUS	63.5	200	1,7	9	23	32	25	510

Tabella 2.4: Paratia di Valle - Caratteristiche Geometriche

2.4 Paratia di Monte

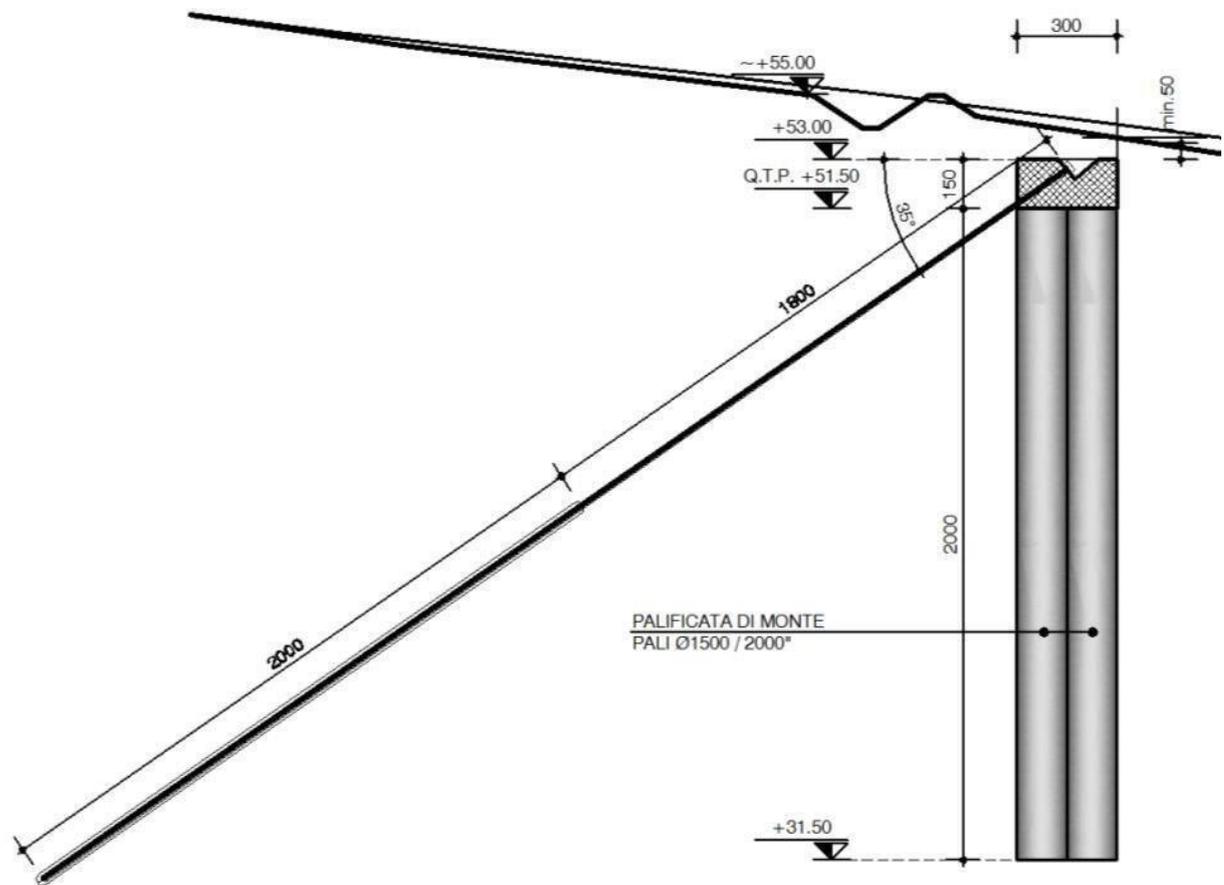


Figura 2.8: Paratia di Monte - Sezione Costruttiva

La paratia di monte ha un'estensione di 200 m ed è disposta ad arco lungo la linea di livello di progetto corrispondente alla quota di +54,5 m s.l.m., appena al di sotto del fosso di ricezione delle acque meteoriche previsto. I pali sono disposti in doppia fila e hanno diametro 1,5 m, lunghezza 20 m e interasse di 2,0 m.

La trave di coronamento ha dimensioni 3×1,5 m, su tale trave viene realizzato un ordine di tiranti permanenti di tipo attivo a barra Dywidag di diametro 47 mm, inclinazione di 35°, interasse di 2,0 m, diametro di perforazione di 0,2 m e pretiro applicato pari a 480 kN. La lunghezza totale di ogni tirante è 38 m, di questi 18 m rappresentano la lunghezza libera per consentire l'immorsamento del bulbo nel terreno sicuramente stabile.

Si riporta una tabella riassuntiva delle caratteristiche geometriche della paratia con le dimensioni dei tiranti applicati (tabella 2.5).

PARATIA MONTE													
PALI			TIRANTI										
Tipo	Dm (m)	Int (m)	Ordine	Travi di ripartizione	Tipo barra	Dm barra (mm)	Dm perforazione	Int (m)	L. libera (m)	L.bulbo (m)	L. totale (m)	Inclinazione (°)	Pretiro (kN)
CFA	1,5	2	I°	-	DYWIDAG	47	200	2	18	20	38	35	480

Tabella 2.5: Paratia di Monte - Caratteristiche Geometriche

2.5 Sistema drenante

L'attuale blanda concavità del versante deriva da processi geomorfologici i cui principali agenti sono sicuramente da individuare nelle acque interstiziali, la cui debole circolazione è in parte governata dal fosso che attraversa l'area in direzione NNE-SSW segnandone l'asse di compluvio e che verrà obliterato nella sistemazione finale che prevede riporto a monte.

La presenza dell'acqua in un sistema di questo genere può provocare un aumento delle spinte sul paramento con possibili danni sia fisici che chimici. Per eliminare questo problema bisogna utilizzare una soluzione che permetta un efficace allontanamento delle acque filtranti dei terreni presenti a tergo della struttura, realizzando un sistema di drenaggio.

Pur confermando, ai fini del dimensionamento e della verifica delle opere, le ipotesi di pressioni efficaci circa i massimi livelli piezometrici, è evidente che l'introduzione del sistema drenante consente un importante miglioramento delle condizioni di stabilità complessive del sistema pendio-strutture, in condizioni sia statiche sia sismiche.

3. Problematiche e modalità operative previste nel progetto di esecuzione del ripristino

La storia del nuovo complesso ospedaliero di Camerano ha visto, dal primo affidamento con bando di gara del 2012, il susseguirsi di quattro imprese costruttrici.

3.1 Problematiche della Paratia di Monte

Da alcune indagini effettuate nell'Agosto 2017 è emerso che alcuni pali costituenti le paratie già realizzate presentavano delle anomalie.

In seguito a specifiche operazioni di scavo per ispezionare lo stato della paratia di monte è stato verificato che la parte esterna del calcestruzzo che costituiva i pali, esibiva alcune fessurazioni per porzioni di palo estese fino a 70 cm dall'intradosso della trave di coronamento. Tali fessure lasciavano presumere l'esistenza di una zona sommitale dei pali ammalorata.

Queste fessurazioni sono state causate da due fattori principali:

- si è visto che la larghezza della trave di collegamento non riusciva a coprire interamente l'impronta dei pali sottostanti. Per tale motivo i ferri di ripresa provenienti dai pali sottostanti, sono stati piegati eccessivamente per permettere la connessione tra i due elementi, hanno così compromesso la qualità del calcestruzzo e, conseguentemente, l'intrusione di inclusioni terrose (Figura 3.1);
- le condizioni meteorologiche avverse hanno alimentato il dilavamento del pendio di monte e hanno creato ristagni di terreno durante le operazioni di getto delle strutture (Figura 3.2).

Il nodo trave palo è un punto importante e delicato per il corretto trasferimento degli sforzi.



Figura 3.1: Particolare nodo trave-palo



Figura 3.2: Particolare della piegatura dei ferri d'evidenza delle inclusioni terrose

Lungo tutto lo sviluppo longitudinale della paratia di monte sono state condotte indagini su un totale di 49 pali, i risultati di tali indagini hanno evidenziato come 9 di essi fossero ammalorati. Sul totale dei pali realizzati il 18% di essi era interessato dalla presenza di inclusioni terrose nella zona sommitale per uno spessore superiore a 30 cm.

3.2 Progetto del ripristino della paratia

Le attività connesse con la presente tesi includono l'assistenza in cantiere alla prima parte degli interventi di ripristino relativi alla paratia di monte, per riportarla alle condizioni previste nel progetto esecutivo, coerentemente con i vincoli del progetto depositato al Genio Civile, unitamente allo studio ed all'impostazione delle analisi per la loro valutazione.

Nel progetto di ripristino la paratia di monte è stata suddivisa in una spezzata costituita da 7 lotti, rappresentati in Figura 3.3:

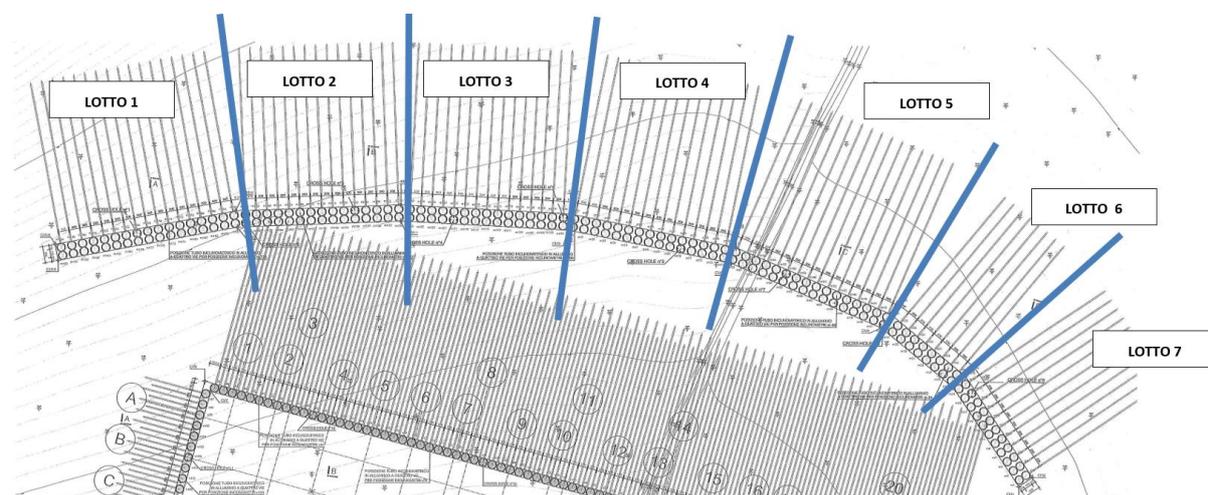


Figura 3.3: Paratia di Monte- Suddivisione dell'intervento in conci

Il progetto del ripristino prevedeva, per ogni lotto di intervento, 10 fasi, schematizzate in Figura 3.4 e descritte nel seguito.

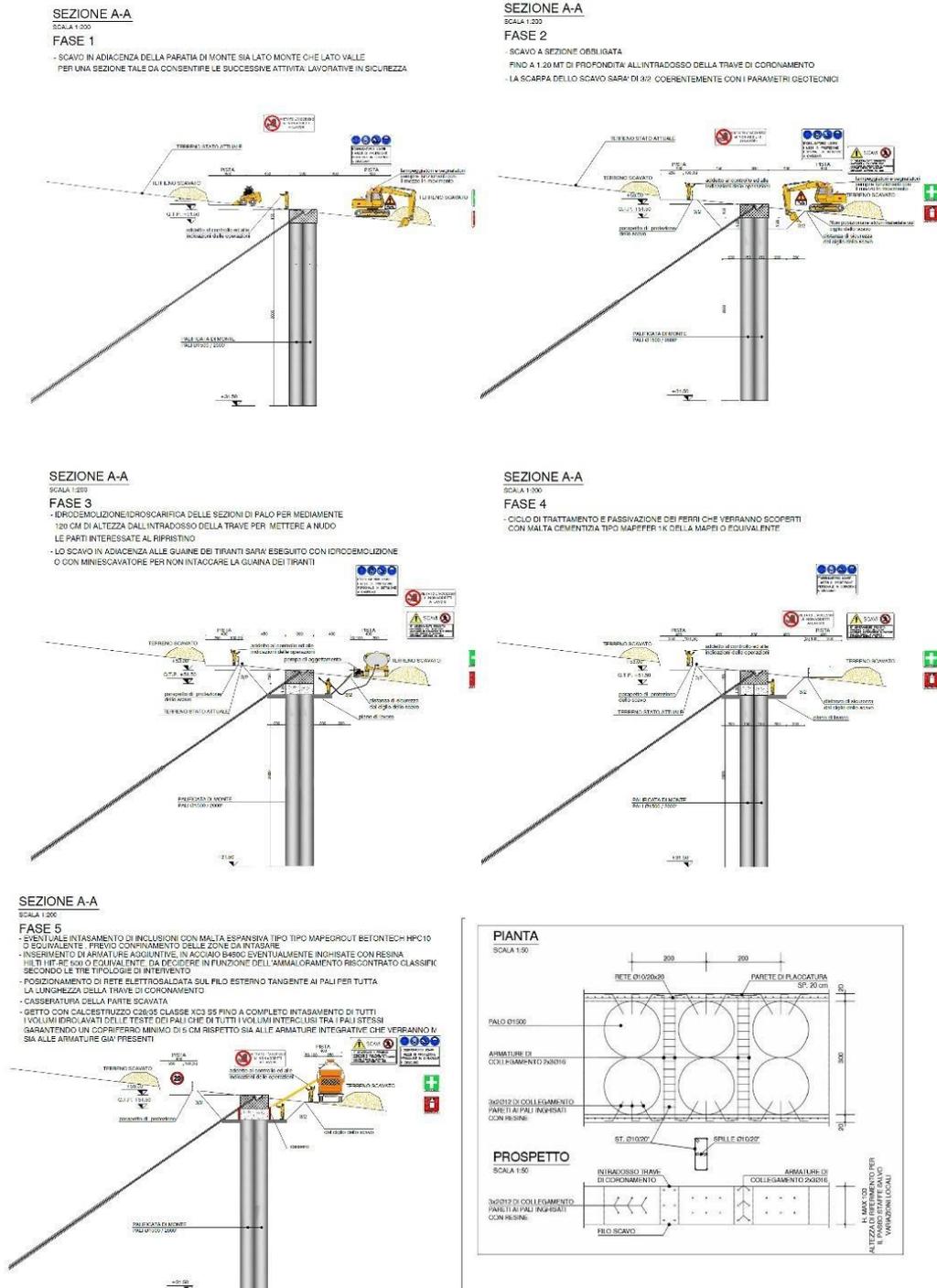


Figura 3.4: Fasi del progetto di ripristino della paratia

FASE 1. Scavo in adiacenza della paratia di monte sia lato monte che lato valle per una sezione tale da consentire le successive attività lavorative in sicurezza. Lo scavo era previsto di altezza compresa tra 2.5 e 3 m e riguardava la porzione più superficiale dei depositi coesivi consistenti e sovraconsolidati che caratterizzano il sito in esame.

FASE 2. Idrodemolizione/idroscarifica delle sezioni di palo per mediamente 60-80cm di altezza dall'intradosso della trave per mettere a nudo le parti oggetto di ripristino. Tali operazioni, a parere dei progettisti, non determineranno un cambiamento dello stato di tensionamento del tirante in quanto, in ragione della natura tridimensionale del funzionamento dell'opera di sostegno e della fasizzazione a "tratti" della paratia si può sicuramente escludere ogni torsione della testa della trave ovvero la plasticizzazione del nodo trave-palo.

Si prevedeva a bisogno l'utilizzo di idrovore per la captazione dei liquidi di risulta dell'idrolavaggio in modo da garantire costantemente le necessarie condizioni di sicurezza per l'operatore che, in tutti i casi, avrebbe operato su pedane amovibili. Qualora le condizioni di lavoro, in ragione altresì delle condizioni meteorologiche, non avessero garantito le necessarie condizioni di sicurezza per l'operatore, l'appaltatore poteva riservarsi la facoltà di predisporre un magrone.

In merito alla pressione e alla procedura di idroscarifica, l'intervento prevedeva l'esecuzione di operazioni di taratura iniziale sulle prime teste dei pali da trattare, allo scopo di individuare la metodologia più efficace per l'evento di pulizia senza danneggiare il calcestruzzo non ammalorato. In aggiunta a queste operazioni iniziali, era stata prevista l'esecuzione di alcune prove puntuali non distruttive di tipo sclerometrico o equivalente oppure tarature mediante prove dirette su campioni già prelevati dal manufatto.

FASE 3. Ciclo di trattamento e passivazione previsto nei ferri scoperti.

FASE 4. Eventuale intasamento di vuoti prodotti dalla rimozione delle inclusioni con malta tipo Mapegrout Betontech HPC10 o equivalente, previo confinamento delle zone da intasare.

FASE 5. Inserimento di armature aggiuntive, in acciaio B450C eventualmente inghisate con resina Hilti Hit-Re 500 o equivalente, per garantire continuità della sezione e del relativo getto di calcestruzzo.

In funzione dell'ammaloramento era prevista una scelta tra le tre tipologie di intervento sottoelencate:

- A. Condizioni analoghe a quanto rinvenuto su campagna di indagini al quale corrisponde lo schema di intervento come da Figura 3.5;
- B. Condizioni di ripristino del solo copriferro;
- C. Condizioni di completa separazione tra testa palo e trave, analoghe a quanto rilevato in alcuni casi nella paratia di valle.

FASE 6. Posizionamento di rete elettrosaldata sul filo esterno tangente ai pali per tutta la lunghezza della trave di coronamento da entrambi i lati.

FASE 7. Casseratura della parte scavata.

FASE 8. Getto con calcestruzzo C28/35 classe XC3 S5 fino a completo intasamento di tutti i volumi idrolavati delle teste dei pali e di tutti i volumi interclusi tra i pali stessi. A tal proposito si considerava un copriferro minimo di 5 cm rispetto sia alle armature integrative sia alle armature già presenti.

FASE 9. Rinterro con materiale arido fino alla completa copertura dei tiranti e con materiale proveniente dagli scavi opportunamente compattato fino al ripristino delle quote ante operam.

FASE 10. Eventuale verifica a campione della tesatura dei tiranti nella misura del 10% di quelli interessati dagli interventi.

In merito alla FASE 5 si specificava che le armature aggiuntive, rappresentate nello schema seguente, dovevano garantire il collegamento tra i pali e le pareti di placcatura esterne realizzate in corrispondenza dei fili esterni della trave di coronamento e la solidarizzazione del getto aggiuntivo rispetto all'intera opera.

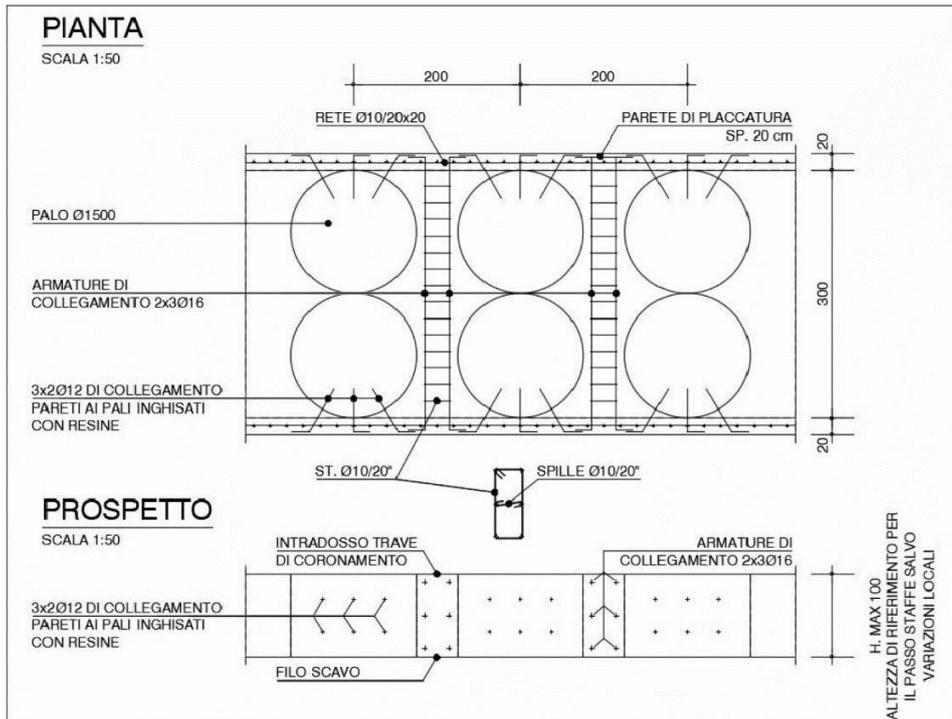


Figura 3.5 Pianta e prospetto dell'intervento - condizione A

Nel caso si fossero individuate delle situazioni che esulavano da quanto previsto nel progetto di ripristino, si prevedeva l'inserimento di micropali per garantire la continuità della struttura.

4. Esecuzione delle opere di ripristino in cantiere

I lavori di ripristino della paratia ammalorata sono stati eseguiti dall'impresa Salc ICS, con data inizio lavori in cantiere nel Settembre 2020.

Alla data di scrittura della presente tesi, Gennaio 2021, i lavori sono ancora in corso d'opera, con data di consegna prevista per il 1° Febbraio 2021.

Si riportano a seguire alcune osservazioni, la descrizione e la discussione delle problematiche e riscontrate nelle fasi di lavoro descritte al paragrafo 3.2 e delle relative soluzioni operative, eseguite nel lotto numero 2 (figura 4.1).

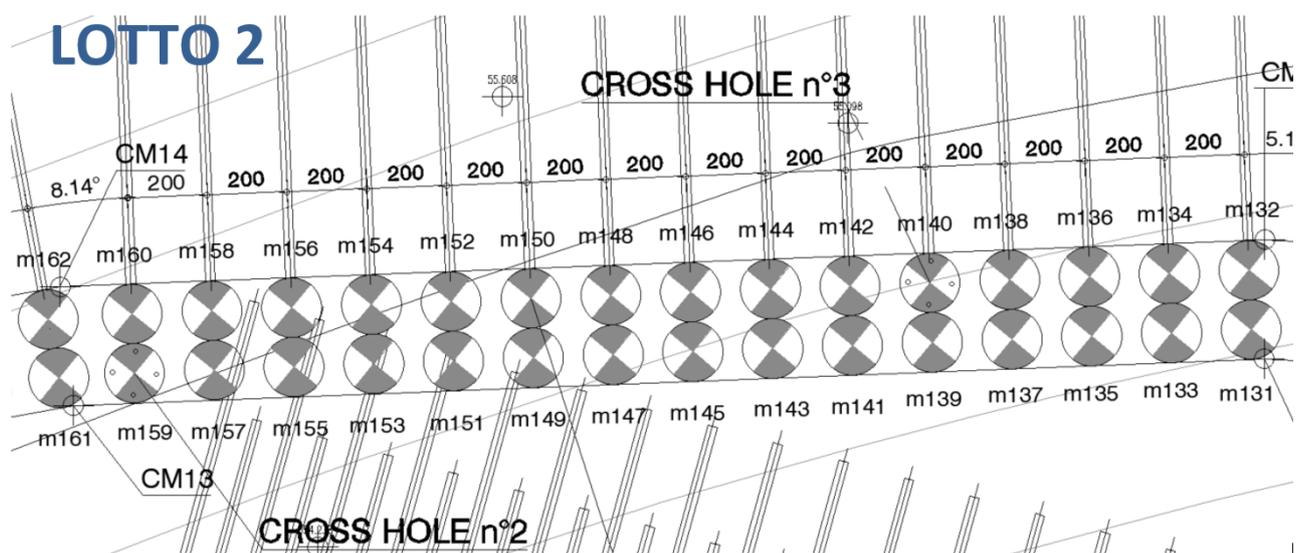


Figura 4.1: Zona d'interesse- lotto 2

La scelta del lotto 2 come primo lotto d'intervento è motivata da due considerazioni:

- l'organizzazione del cantiere poiché l'impresa incaricata di effettuare il ripristino non ha ad oggi l'appalto per la costruzione dell'ospedale. Per questo motivo bisognava, al momento dell'inizio dei lavori, lasciare una pista alla nuova impresa appaltante per continuare la costruzione dell'opera strategica.
- la priorità al lotto che presentava le maggiori problematiche poiché durante la campagna d'indagine questo lotto aveva riscontrato un numero di pali soggetti ad ammaloramento maggiore rispetto agli altri lotti indagati.

I tempi relativi all'intero ripristino è dell'ordine di 3 mesi per il solo lotto 2, mentre dell'ordine di 2 mesi per tutti gli altri lotti. Il lotto due ha richiesto più del 60% del tempo totale per il ripristino in quanto, oltre alla presenza di maggiori problematiche a livello di danneggiamento, è stato impiegato più tempo poiché essendo il primo lotto di intervento, era necessaria una messa a punto della metodologia di intervento. Tale allungamento dei tempi è ragionevole, poiché vanno considerati anche i tempi di preparazione del cantiere alle lavorazioni (piste, scelta degli spazi in

funzione degli ingombri delle attrezzature, etc.) e di verifica della fattibilità delle fasi proposte in fase di progetto rispetto alla realtà di cantiere.

4.1 Predisposizione dell'area di cantiere, opere di protezione del versante

Una delle problematiche più importanti che si sono riscontrate durante l'effettiva realizzazione delle paratie originarie in esame sono sembrate imputabili, a parere dell'appaltatore, alle condizioni meteorologiche avverse occorse nella zona di cantiere durante il periodo dei getti di calcestruzzo. Al fine di proteggere l'intervento di ripristino dall'acqua di ruscellamento del versante, l'impresa appaltatrice ha predisposto in cantiere un cordolo in terra a monte della paratia, visibile nelle figure 4.2 e 4.3.



Figura 4.2: Gradonatura del versante



Figura 4.3: Particolare dello scavo e del cordolo in terra realizzato sul versante

La presenza di venute d'acqua, con o senza trasporto solido, in generale deve essere motivo di grande attenzione, infatti il flusso idraulico potrebbe indurre cedimenti importanti sulle strutture e sulle opere presenti nelle zone degli scavi.

A tal proposito, prima dell'operazione di scavo si è studiata anche la possibilità di inserire un sistema di tubi di drenaggio disposti ortogonalmente allo sviluppo della trave di collegamento; questi tubi di drenaggio sono stati collegati da un collettore che convoglierebbe le acque nell'unico pozzetto ad oggi presente, onde evitare la realizzazione di una trincea drenante con la collocazione di un tubo drenante collocato longitudinalmente alla paratia (figura 4.4).



Figura 4.4: Particolare del tubo di drenaggio

La soluzione del tubo drenante posto longitudinalmente alla paratia con posizionamento di geotessile è stata scartata poiché:

Per l'impresa appaltante il geotessuto si sarebbe potuto ostruire nel giro di poco tempo a causa del materiale argilloso a monte della paratia;

L'unico pozzetto per lo scarico del tubo si trova su un lato dell'opera e, ipotizzando una pendenza del 3%, con la paratia lunga 200 m, si sarebbe arrivati ad una massima profondità di scavo di 6 m

superiore alla profondità di scavo oggetto di valutazione e verifica (lo scavo previsto era di 1.5-2 m);

È stata valutata anche la possibilità di una soluzione di disposizione del tubo a “schiena d’asino” ma l’assenza del pozzetto del lato sud e il fatto che, ipotizzando nuovamente la pendenza del 3%, si sarebbe comunque arrivati a una massima profondità di scavo di 4.5 m ha reso anche tale soluzione non praticabile.

Le eccessive profondità di scavo, rispetto alle quote previste nel progetto, hanno determinato l’esclusione delle ultime due soluzioni operative elencate ai punti precedenti.

4.2 Attività di scavo

Successivamente alla preparazione della zona di cantiere è iniziata l'attività di scavo secondo lo schema riportato in figura 4.5. Le profondità indicate nelle etichette rappresentano le intersezioni tra i pali trattati nella presente tesi. La nomenclatura è la stessa indicata nella figura 4.1.

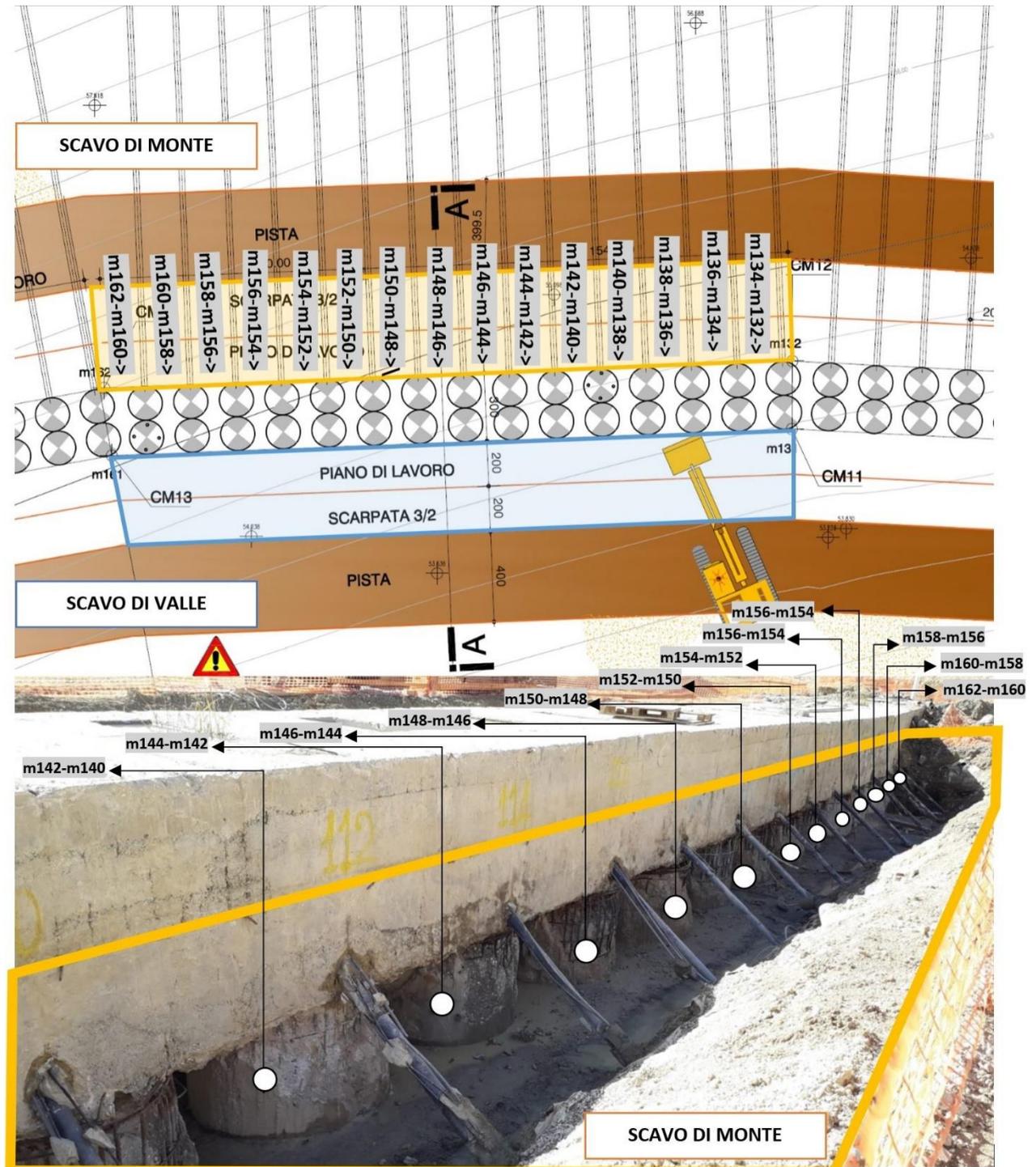


Figura 4.5: Schema generale del lotto 2

Scavo lato valle

Al fine di velocizzare le operazioni di scavo, è stato scelto di utilizzare mezzi meccanici, quali escavatori, per il lato di valle poiché tale zona non era interessata da tiranti interferenti.

Le attività di scavo sono state eseguite quindi posizionando il mezzo direttamente sopra la trave di coronamento, dove un operatore azionava la benna controllando accuratamente la porzione di terreno da rimuovere. Le operazioni sono state aidate da un operatore secondario che da valle coordinava il collega sul mezzo (figura 4.6).



Figura 4.6: Scavo a valle della paratia con mezzi meccanici

Scavo lato monte

Per realizzare lo scavo di monte, vista la presenza dei tiranti interferenti con le attività del mezzo meccanico, gli operatori hanno dovuto procedere manualmente per rimuovere le porzioni di terreno comprese tra un concio e l'altro (figure 4.7 e 4.8). Questa attività ha richiesto particolare attenzione dovendo procedere con cura in prossimità del tirante per non pregiudicarne il rivestimento e la guaina.



Figura 4.7: Scavo con mezzi manuali



Figura 4.8: Risultato della fase di scavo tra le coppie di pali

Tempi medi di intervento

Date le modalità di scavo descritte nei paragrafi precedenti si riportano le tempistiche medie di intervento, divise per realizzazione della parte di valle tramite mezzi meccanici e quella di monte, comprensiva del tempo di svuotamento del materiale di intercapedine, effettuata sempre tramite mezzi manuali.

Come è possibile vedere nella tabella 4.1, sia per numero di addetti che per le tempistiche di intervento, il lato di monte è risultato particolarmente gravoso in termini di coinvolgimento delle risorse impiegate (uomini giorno), un fenomeno dovuto alla difficoltà stessa di liberare i tiranti e le zone di intercapedini tra pali manualmente.

Va specificato inoltre che, per evitare sovrapposizioni tra lavorazioni interferenti ai fini della sicurezza, si è scelto di non effettuare i due scavi in contemporanea agendo prima sulla parte di valle per poi realizzare in sicurezza la parte di monte lato tiranti.

PARATIA DI MONTE - LOTTO 2					
NOME LOTTO	LATO PARATIA	NUMERO DI PALI TRATTATI	TEMPO MEDIO	NUMERO ADDETTI	UOMINI GIORNO
(DENOMINAZIONE)	(DENOMINAZIONE)	(TOTALE PER LATO LOTTO)	(GIORNI)	(UNITA')	(NUMERO DI ADDETTI x TEMPO)
LOTTO 2	VALLE	15	1	2	2
LOTTO 2	MONTE ed INTERCAPEDINE	15	6	4	24

Tabella 4.1:Tempistiche di intervento per la fase di scavo paratia di monte

Dall'analisi dei dati riguardanti il singolo lotto di intervento, studiato in cantiere, è stato possibile estrapolare una tabella riassuntiva utile alla stima della durata complessiva delle lavorazioni estese all'intera paratia di monte.

Per quanto riguarda i lotti da 1 a 5, lato valle, numero pali compreso tra 15 e 17, il tempo medio dell'intervento è stato considerato identico al lotto 2. In questa ipotesi è stato valutato come trascurabile il contributo aggiuntivo alle tempistiche di lavorazione dei quattro pali aggiuntivi del lotto 1 visto e considerato l'utilizzo del mezzo meccanico.

Per quanto riguarda invece i lotti 6 e lotto 7, numero complessivo di pali 8 e 11, si sono considerati a titolo cautelativo 1 giornata di lavoro per la pulizia del lato di monte identificandola come unità di minimo intervento, arrotondando quindi la mezza giornata effettiva di lavoro ad 1.

Per l'analisi del lato di monte invece, visto e considerato anche l'utilizzo di mezzi manuali e la difficoltà di scavo, si è proceduto ad un calcolo più puntuale della tempistica secondo la

proporzione riportata di seguito:

$Uomini\ Giorno\ Lotto\ 2 : Numero\ di\ Pali\ Lotto\ 2 = Uomini\ Giorno\ Lotto\ X : Numero\ di\ Pali\ Lotto\ X$

Ottenendo dunque i tempi medi riportati nelle tabelle 4.2 e 4.3:

PARATIA DI MONTE - TEMPI DI INTERVENTO - LATO VALLE				
NOME LOTTO	NUMERO DI PALI TRATTATI	TEMPO MEDIO	NUMERO ADDETTI	UOMINI GIORNO
(DENOMINAZIONE)	(TOTALE PER LATO LOTTO)	(GIORNI)	(UNITA')	(NUMERO DI ADDETTI x TEMPO)
LOTTO 1	17	1	2	2
LOTTO 2	15	1	2	2
LOTTO 3	16	1	2	2
LOTTO 4	15	1	2	2
LOTTO 5	15	1	2	2
LOTTO 6	8	1	2	2
LOTTO 7	11	1	2	2
TOTALE	97	7	14	14

Tabella 4.2: Tempi medi di intervento stimati per ogni singolo lotto di intervento - Lato Valle

PARATIA DI MONTE - TEMPI DI INTERVENTO - LATO MONTE E INTERCAPEDINE PALI				
NOME LOTTO	NUMERO DI PALI TRATTATI	TEMPO MEDIO	NUMERO ADDETTI	UOMINI GIORNO
(DENOMINAZIONE)	(TOTALE PER LATO LOTTO)	(GIORNI)	(UNITA')	(NUMERO DI ADDETTI x TEMPO)
LOTTO 1	17	7	4	28
LOTTO 2	15	6	4	24
LOTTO 3	16	6.5	4	26
LOTTO 4	15	6	4	24
LOTTO 5	15	6	4	24
LOTTO 6	8	3	4	12
LOTTO 7	11	5	4	20
TOTALE	97	39,5	28	158

Tabella 4.3: Tempi medi di intervento stimati per ogni singolo lotto di intervento - Lato Monte

Da quanto risultato dalla previsione appena fatta per le operazioni di scavo, i tempi sarebbero stati

- Scavo lato monte: una settimana
- Scavo lato valle: circa un mese e 10 giorni.

In realtà le varie fasi del ripristino riportate nel paragrafo 3.2 sono state eseguite prima sul lotto due in modo da permettere all'impresa e alla direzione lavori di calibrare il metodo di scavo più opportuno, in modo da utilizzarlo in maniera sicura ed efficace per gli altri lotti a seguire.

4.3 Prove sclerometriche

DESCRIZIONE DELLA STRUMENTAZIONE E DELLA PROVA SCLEROMETRICA

Le indagini sclerometriche sono prove non distruttive eseguite in sito allo scopo di stimare la resistenza meccanica superficiale di strutture in calcestruzzo; questo tipo di indagine permette di valutare l'uniformità del calcestruzzo, delineare zone o aree di calcestruzzo di scarsa qualità o deteriorato, nonché di stimare la resistenza a compressione del calcestruzzo in opera (definita "resistenza strutturale") correlando i risultati con quelli ottenuti da prove a compressione (carotaggi).

Lo sclerometro classico è quello a rimbalzo di Schmidt; questo è dotato di un percussore che colpisce la superficie del calcestruzzo e rimbalza in funzione della durezza superficiale. Il risultato viene espresso in termini di Indice di Rimbalzo (IR). Va considerato che se la durezza superficiale del cls è influenzata da fattori non correlabili con la resistenza, come ad esempio nel caso della carbonatazione, la misura perde di significato.

L'apparecchiatura minima per eseguire tale prova è composta da: sclerometro, incudine di acciaio di taratura per la verifica dello strumento, pietra abrasiva al carburo di silicio con tessitura granulare media o materiale equivalente.

Gli elementi in calcestruzzo da sottoporre a prova devono essere di almeno 100 mm di spessore e approssimativamente 300 x 300 mm di area. Prima di effettuare la prova è necessario rettificare le superfici a tessitura ruvida o tenera o le superfici con resti di malta, fino a renderle lisce, utilizzando la pietra abrasiva.

La procedura di prova è descritta schematicamente a seguire:

1. Verifica di taratura dello sclerometro utilizzando l'incudine in acciaio di riferimento.
2. Tenendo lo sclerometro perpendicolare alla superficie di prova, la pressione sul pistone viene aumentata gradualmente fino all'impatto del martello e si registra l'indice sclerometrico.
3. Se l'impatto ha frantumato o sfornato a causa di un vuoto la superficie, il risultato va scartato.
4. È necessario un minimo di 9 misure per ottenere una stima affidabile dell'indice sclerometrico dell'area di prova.

5. Vanno registrate la posizione e l'orientamento dello sclerometro per ciascuna serie di misurazioni.
6. È importante eseguire periodicamente, anche durante la stessa campagna di indagine, la verifica di taratura dello strumento. Qualora la superficie da saggiare abbia una giacitura diversa da quella verticale, la lettura deve essere corretta per depurarla dal peso del martello

Nel caso oggetto di studio lo strumento utilizzato è rappresentato in figura 4.9, con le caratteristiche tecniche indicate in tabella 4.4.

Questo tipo di strumento restituisce la misura direttamente come "Resistenza strutturale" in MPa, ottenendo una misura più speditiva rispetto al classico sclerometro di Schimidt.



Figura 4.9: Sclerometro meccanico di tipo N per calcestruzzo "ECTHA 1000"

CARATTERISTICHE TECNICHE SCLEROMETRO ECTHA 1000:
Modello: Sclerometro meccanico tipo N
Energia di impatto: 2,207 N·m
Range di misura 5-120 N·mm ²
Limiti di utilizzo: spessore > 120 mm
Norme di riferimento: UNI EN 12504n2, ASTM, C 805, BS1881
Peso: 1,1 kg

Tabella 4.4: Caratteristiche tecniche sclerometro

RISULTATI DELLE PROVE

La campagna d'indagine nel lotto d'interesse della presente tesi, lotto 2, è stata condotta sul calcestruzzo dopo aver eseguito le operazioni di scavo. Di seguito si schematizzano i risultati ottenuti (figure 4.10,4.11,4.14,4.13). Si specifica che il punto B mostrato in figura 4.10 e 4.12 è stato misurato nella zona sottostante alle inclusioni terrose.

PROVA SCLEROMETRICHE LOTTO 2 - PALI LATO MONTE - ANALISI ZONA FRONTE

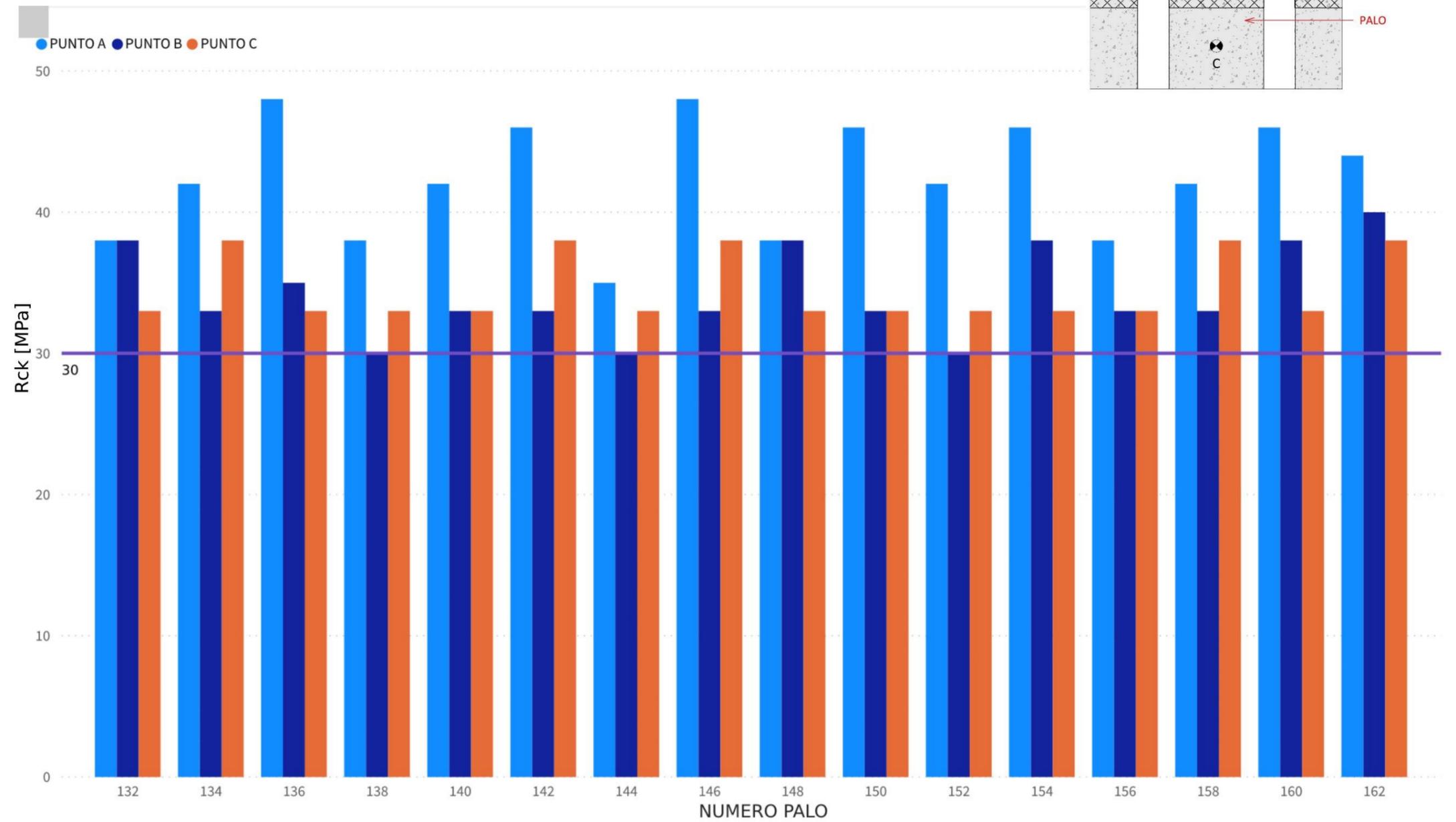


Figura 4.9: Prove sclerometriche lotto 2-pali lato monte- analisi zona fronte. (A,B e C rappresentano i punti di misura, come indicato nello schema in alto a destra)

PROVE SCLEROMETRICHE LOTTO 2 - PALI LATO MONTE - ANALISI ZONA INTERNA E MONTE

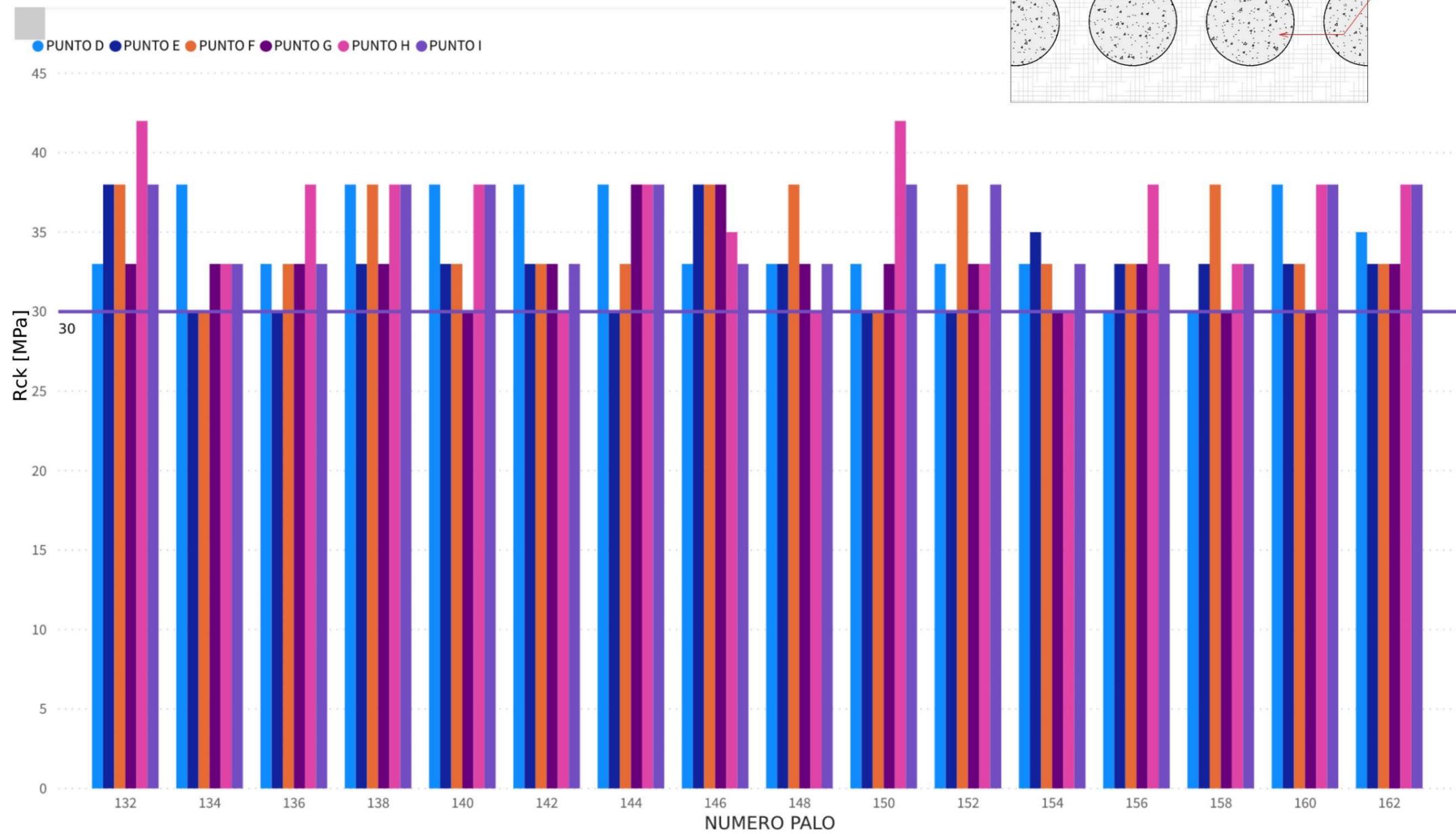


Figura 4.10: Prove sclerometriche lotto 2-pali lato monte- analisi zona interna e monte. (D E F G H e I rappresentano i punti di misura, come indicato nello schema in alto a destra)

PROVE SCLEROMETRICHE LOTTO 2 - PALI LATO VALLE - ANALISI ZONA FRONTE

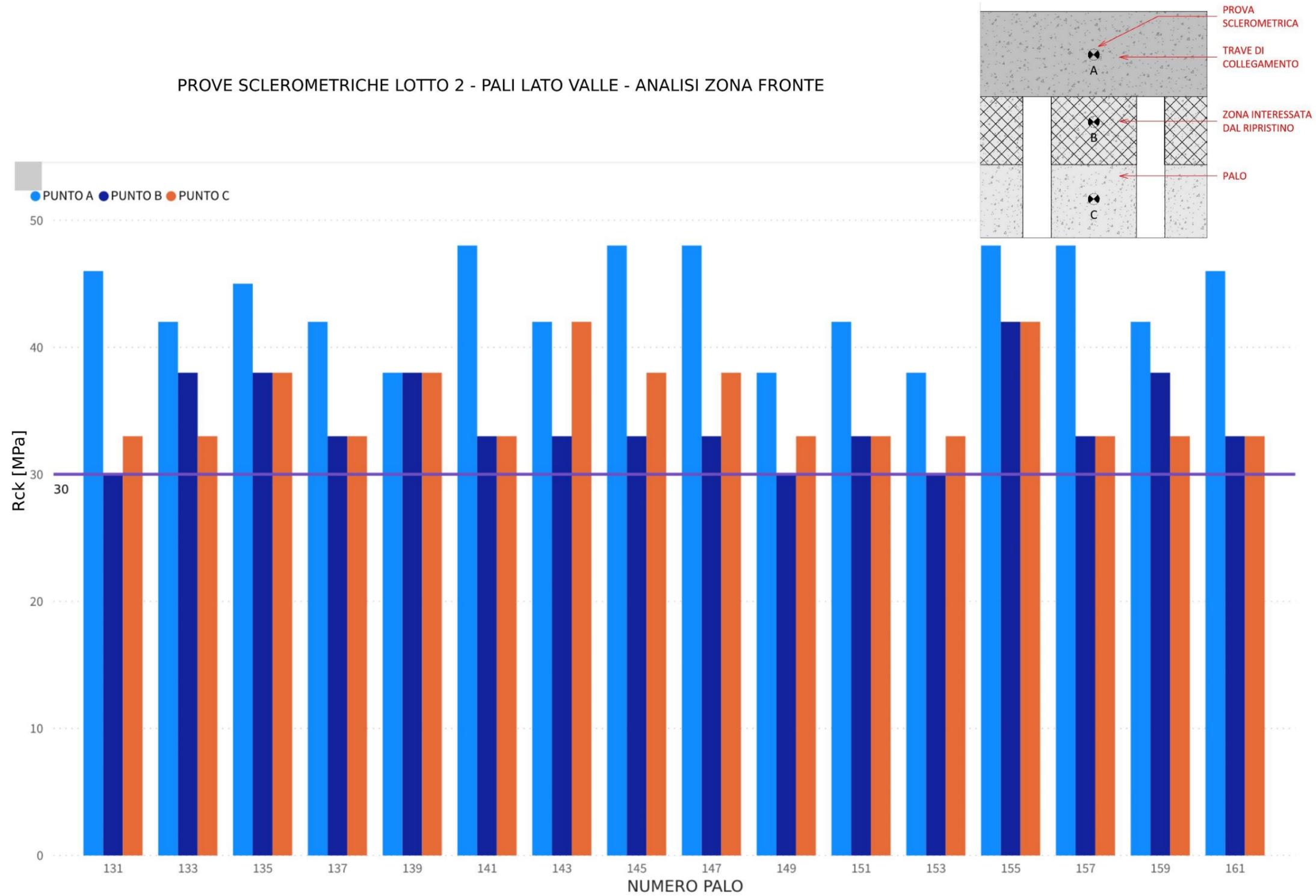


Figura 4.11: Prove sclerometriche lotto 2-pali lato valle- analisi zona fronte. (A,B e C rappresentano i punti di misura, come indicato nello schema in alto a destra)

PROVA SCLEROMETRICHE LOTTO 2 - PALI LATO VALLE - ANALISI ZONA VALLE

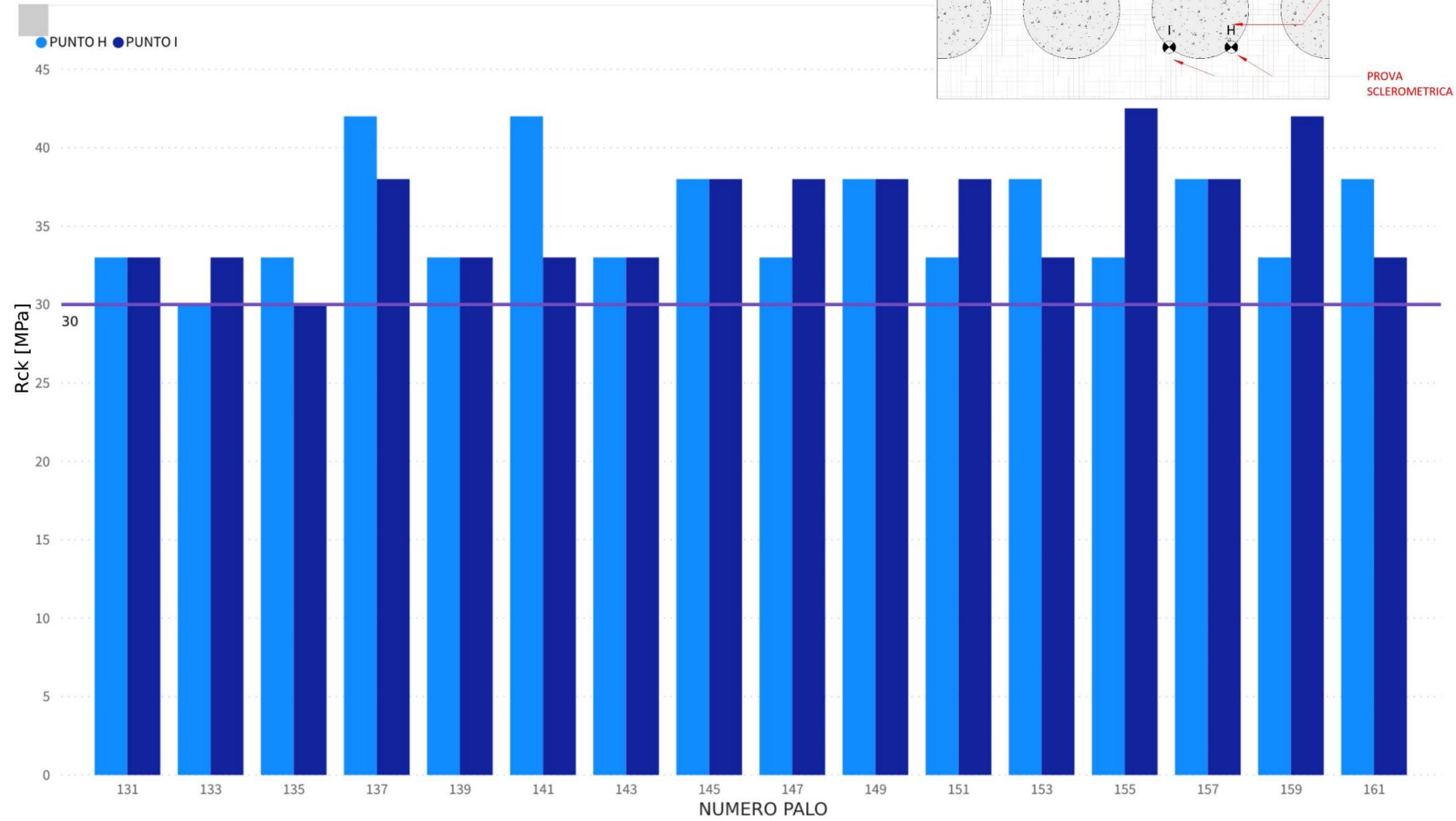


Figura 4.12: Prove sclerometriche lotto 2-pali lato valle- analisi zona valle. (I e H rappresentano i punti di misura, come indicato nello schema in alto a destra)

La linea viola nelle figure dalla figura 4.10 alla 4.13 rappresenta la resistenza meccanica attesa del calcestruzzo utilizzato in fase di esecuzione della paratia di monte originaria: C 25/30. Come si nota dai grafici, tutte le prove hanno restituito un valore maggiore o uguale a tale limite.

Avendo a disposizione anche i risultati delle prove sclerometriche nel lotto 1, 3, 4 e 5, è stato possibile constatare che, anche in questo caso, tutti i valori erano superiori alla resistenza meccanica richiesta. Per questo motivo si è scelto di utilizzare come limite inferiore di riferimento la classe immediatamente successiva la C 28/35 e di riportare nella tabella 4.5 la somma dei valori che superavano il limite 35 Mpa, i valori uguali al limite scelto ed i valori inferiori. Per una visione complessiva del risultato si riporta la figura 4.14.

LOTTO	n. prove con R>35 MPa	n. prove con R=35 MPa	n. prove con 30MPa<R<35Mpa	TOTALE PROVE
1	165	35	24	224
2	96	17	102	215
3	145	11	28	184
4	104	4	114	222
5	73	28	26	127
TOTALE	583	95	294	972

Tabella 4.5: Prove sclerometriche lotti 1,2,3,4 e 5

Su 972 prove sclerometriche 294 restituiscono un risultato minore di 35 Mpa ma comunque maggiore della resistenza richiesta in fase di progetto della paratia originaria.

La verifica eseguita mostra che la problematica che si sta trattando nella presente tesi non è causata dall'utilizzo di un materiale con basse prestazioni meccaniche intrinseche.

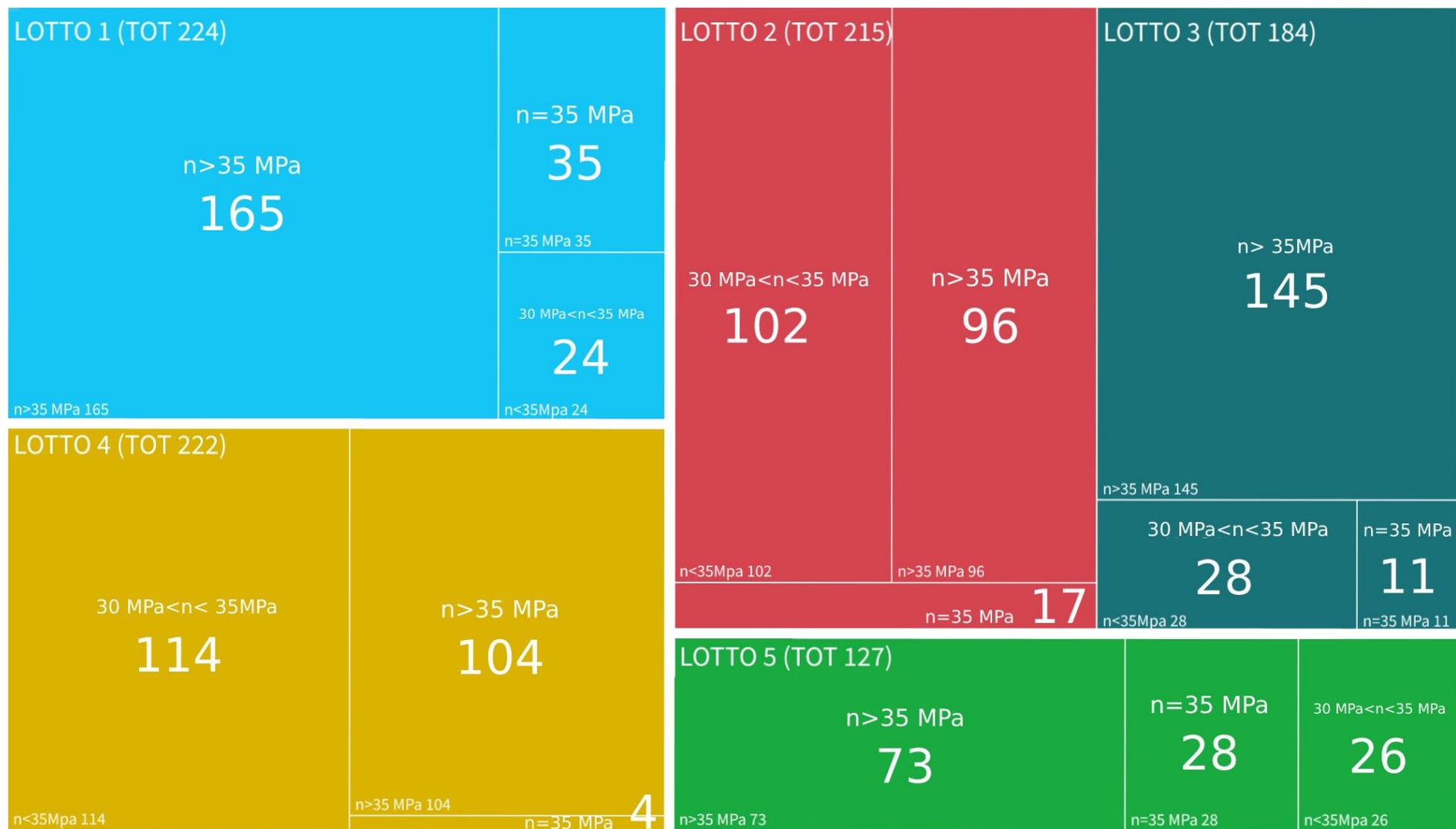


Figura 4.13: Visione d'insieme prove schelometriche lotti 1,2,3,4 e 5

4.4 Attività di scarificazione e pulizia delle inclusioni terrose

Una volta portata a nudo la testa dei pali e realizzato spazio sufficiente per permettere la lavorazione in sicurezza degli operatori, la successiva delicata fase dell'intervento di ripristino ha interessato la pulizia delle inclusioni terrose.

Le attività preliminari di preparazione alle opere di pulizia sono state effettuate utilizzando una idropulitrice a bassa pressione per una pulizia preliminare. Successivamente la pressione di getto è stata aumentata per permettere la demolizione delle parti ammalorate attraverso l'uso dell'idrodemolitrice (figura 4.15) fino a raggiungere la pressione di 2000 bar.



Figura 4.14: Idrodemolitrice

Si specifica che l'idrodemolizione/idroscarifica con lance a pressione variabile è in grado di rimuovere, in maniera selettiva, senza provocare vibrazioni dannose e senza danneggiare i ferri d'armatura presenti, tutto il calcestruzzo che sarà necessario rimuovere e le inclusioni presenti. L'utilizzo di tale tecnologia, estesa a tutta la paratia di monte, permette di scoprire tutti i pali completando l'indagine iniziata in precedenza. Lo stesso sistema è stato utilizzato anche per completare lo scavo tra le file di pali in modo da creare lo spazio per un getto di calcestruzzo che

intasi tutti i volumi presenti al di sotto della trave e delle teste dei pali. L'acqua, infatti, penetra nelle porosità e/o fessurazioni presenti creando una forte pressione interna che, eccedendo la resistenza alla trazione del calcestruzzo, ne provoca l'esplosione liberando l'armatura ove necessario o eliminando le inclusioni terrose. Questo sistema di demolizione permette di effettuare interventi selettivi, con asportazione del solo calcestruzzo degradato e delle inclusioni.

4.5 Passivazione dei ferri delle armature della paratia

Lavorazione effettuata secondo le specifiche di progetto (figura 4.16). La malta utilizzata allo scopo è la malta Mapefer 1K.



Figura 4.15: Ciclo di passivazione dei ferri scoperti

Scheda tecnica Malta 1K

La malta proposta per l'intervento è una malta monocomponente, a base di leganti cementizi, polimeri in polvere e inibitori di corrosione, da applicare sui ferri d'armatura per prevenire la formazione di ruggine. Dopo l'indurimento è resistente alla nebbia salina secondo normativa EN 15183 e impermeabile all'acqua e ai gas aggressivi presenti nell'atmosfera.

DATI IDENTIFICATIVI DEL PRODOTTO	
Consistenza:	polvere
Dimensione massima dell'aggregato (mm):	0,5
Residuo solido (EN 480-8) (%):	100
DATI APPLICATIVI DEL PRODOTTO (a +20°C - 50% U.R.)	
Colore dell'impasto:	blu
Rapporto dell'impasto:	100 parti di Mapefer 1K con 20-22 parti di acqua
	(1,0-1,1 l di acqua per ogni sacco da 5 kg)
Consistenza dell'impasto:	pasta tissotropica
Massa volumica dell'impasto (kg/m ³):	1.800
pH dell'impasto:	> 12,5
Temperatura di applicazione permessa:	da +5°C a +35°C
Durata dell'impasto:	circa 1 h
Tempo di attesa tra due mani successive:	circa 2 h
Tempo di attesa prima di applicare la malta da ripristino:	6-24 h
Spessore minimo di Mapefer 1K (mm):	2

Tabella 4.6: Malta cementizia anticorrosiva monocomponente Mapefer 1K - Valori dichiarati dal produttore

PRESTAZIONI FINALI			
Caratteristica prestazionale	Metodo di Prova	Requisiti in accordo alla EN 1504-7	Prestazione prodotto
Adesione su calcestruzzo (supporto di tipo MC 0,40 - rapporto a/c = 0,40) secondo EN 1766 (MPa):	EN 1542	non richiesto	≥ 2,0
Resistenza allo sfilamento delle barre d'acciaio: – carico relativo ad uno spostamento di 0,1 mm:	EN 15184	carico pari almeno all'80% del carico determinato su armatura non rivestita	specificata superata
Resistenza alla corrosione: – 10 cicli di condensazione in acqua; – 10 cicli di anidride solforosa secondo EN ISO 6988: – 5 gg in nebbia salina secondo EN 60068-2-11	EN 15183	Dopo la serie dei cicli le barre d'acciaio rivestite devono essere esenti da corrosione. La penetrazione della ruggine all'estremità della piastra d'acciaio priva di rivestimento deve essere < 1 mm	specificata superata

Tabella 4.7: Malta cementizia anticorrosiva monocomponente Mapefer K1 - Valori dichiarati dal produttore

Al fine di uniformare l'intervento in fase esecutiva si è scelto di introdurre un'armatura aggiuntiva tra le coppie di pali come descritto al paragrafo 3.2 (FASE 5, CASO A) previsto nell'ipotesi di condizione più gravosa tra le possibilità ipotizzate in fase progettuale.

Le armature aggiuntive sono state sagomate e disposte in relazione all'effettivo spazio misurato in cantiere, operazione da eseguire necessariamente dopo la pulizia tra le coppie di pali, in quanto tale misura, diversamente da quanto previsto nel progetto iniziale, non risultava costante. In figura 4.17 è possibile visualizzare il posizionamento dell'armatura prima del getto.



Figura 4.16: Armatura aggiuntiva tra le coppie di pali



Figura 4.17: Posa in opera dell'armatura aggiuntiva tra le coppie di pali

Oltre alle armature aggiuntive tra le coppie di pali è stata predisposta, in accordo alle specifiche di progetto, una rete elettrosaldata tangente ai pali per tutta la lunghezza della trave di coronamento da entrambi i lati (figura 4.19).



Figura 4.18: Posa in opera della rete elettrosaldata

4.7 Casseratura

La lavorazione è stata eseguita secondo le specifiche di progetto (figura 4.20), ovvero posizionando i casseri lato valle e lato monte a distanza di 20 cm dal filo palo. Tale procedura, eseguita per le varie porzioni dei singoli lotti, ha permesso successivamente di effettuare un getto continuo a completo ricoprimento delle reti elettrosaldate di cui al punto 4.3.6 unendo le due nuove pareti (monte e valle), e, in definitiva, anche l'intasamento delle armature di collegamento posizionate tra due file di pali.

L'andamento longitudinale non rettilineo della paratia ed alcuni disallineamenti tra il filo trave di collegamento e la testa dei pali hanno richiesto la necessità di casserare seguendo la spezzata valutata direttamente in cantiere.



Figura 4.19: Casseratura

4.8 Getto di calcestruzzo

Per quanto riguarda la fase di getto del calcestruzzo, per garantire un risultato ottimale è stato utilizzato un calcestruzzo C28/35 classe XC3 S5 autocompattante autolivellante come si nota dal risultato perfettamente liscio ottenuto dopo la stagionatura (figura 4.21).



Figura 4.20: Particolare della parete dopo la scasseratura

Il calcestruzzo di classe esposizione XC3 è corrispondente alla descrizione di calcestruzzo durabile esposto ad ambienti con medio rischio di corrosione dei ferri di armatura promossa da carbonatazione per opere in c.a. a contatto di aria umida, ma non a pioggia, o di terre ed acque leggermente aggressive. La classe XC3 fa riferimento ad una umidità moderata.

CLASSE DI ESPOSIZIONE - PROSPETTO 4 UNI 11104			
CLASSE	MASSIMO A/C	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA	DOSAGGIO MINIMO DI CEMENTO (kg/mc)
XC1	0,6	C 25/30	300
XC2	0,6	C 25/30	300
XC3	0,55	C 28/35	320
XC4	0,55	C 32/40	340

Tabella 4.8: Classi di esposizioni calcestruzzo secondo il prospetto 4 della norma UNI 11104

Per la verifica delle prescrizioni del mix design del calcestruzzo sono state effettuate prove con il Cono di Abrams ed il Funnel test (figura 4.22).



Figura 4.21: Strumentazione per la verifica delle prescrizioni del calcestruzzo

La prova del cono di Abrams consiste nell'introdurre il calcestruzzo all'interno del cono di Abrams appoggiato su una piastra liscia con una superficie piana di almeno 900 mm x 900 mm e, successivamente, nel sollevarlo lasciando fluire il calcestruzzo.

Si ottiene da questa prova il diametro finale della focaccia di calcestruzzo ($df = \text{slump-flow}$) dopo che lo stesso ha cessato di fluire. Il df è la media di due diametri D_1 e D_2 misurati ortogonalmente (figura 4.23).

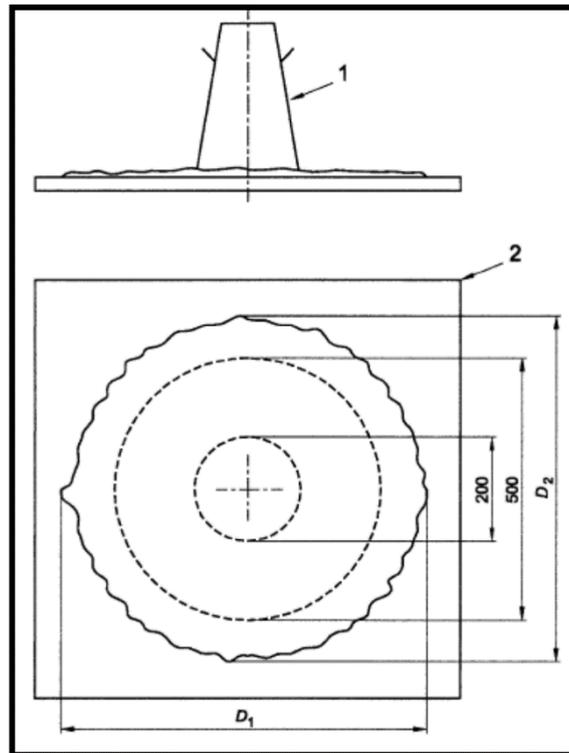


Figura 4.22: Cono di Abrams e piastra liscia piana (le misure sono in millimetri)

La misura dello slump-flow è proporzionale alla capacità di scorrimento del materiale in assenza di ostacoli: maggiore il valore di df e più elevata è la deformabilità del materiale, cioè la sua capacità di raggiungere zone distanti dal punto d'introduzione del calcestruzzo nel cassero. In base al valore di df le Linee Guida Europee e la Norma UNI EN 206-9, con la metodologia di prova della Norma UNI EN 12350-8, suddividono i calcestruzzi auto compattanti, relativamente alla misura dello slump-flow, in tre classi (Tabella 4.20).

CLASSI DI SPANDIMENTO SF		
MISURA DEL DIAMETRO DI SPANDIMENTO in mm		
SF1	SF2	SF3
550-650	660-750	760-850

Tabella 4.9: Classi di spandimento secondo la norma UNI EN 206-9 ed UNI EN 12350-8

Il risultato ottenuto nella prova effettuata in cantiere classifica il calcestruzzo autocompattante al limite inferiore della classe SF3, valore misurato 755 mm.

Il Funnel test misura la resistenza alla segregazione del calcestruzzo autocompattante: essa consiste nel misurare il tempo necessario per il calcestruzzo a fuoriuscire completamente da un imbuto a forma di V, all'apertura della saracinesca ribaltabile o scorrevole, subito dopo il termine della miscelazione dell'impasto (t_0). Il valore di t_0 è correlato alla viscosità del materiale: maggiore è il tempo di svuotamento, più elevata è la viscosità del sistema e quindi, minore è la sua capacità di flusso. Per contro, valori di t_0 elevati sono indice di una maggiore resistenza alla segregazione dell'impasto.

Le Linee Guida Europee e la Norma UNI EN 206-9 con la metodologia di prova della Norma UNI EN 12350-9, suddividono i calcestruzzi auto compattanti in due classi riferite al tempo di svuotamento al V-Funnel: la prima caratterizzata da valori di t_0 inferiori o uguali a 9 secondi; la seconda classe con t_0 compreso tra 9 e 25 secondi.

CLASSI VISCOSITÀ – IMBUTO A V	
Tempo di efflusso dall'imbuto a V in secondi	
CLASSE VF1	CLASSE VF2
< 9,0	da 9,0 a 25,0

Tabella 4.10: Valori di viscosità secondo il test di Funnel, UNI EN 206-9 ed EN 12350-9

Il risultato ottenuto nella prova effettuata in cantiere classifica il calcestruzzo autocompattante come classe VF1.

Il calcestruzzo è stato approvvigionato in betoniere da 9 mc, in grado di realizzare un concio pari a circa 50 cm di getto parete e trave di collegamento. Il getto è stato eseguito posizionando i mezzi a valle della trave di coronamento e utilizzando un tubo-getto guidato e controllato manualmente all'estremità (figura 4.24).



Figura 4.23: Fase di getto

4.9 Ripristino dei tiranti

Completate le operazioni di scavo e pulizia dalla terra, la direzione lavori ha provveduto ad una ispezione visiva dei tiranti. Nello specifico è stato rilevato come le attività di scavo connesse alle operazioni di ripristino hanno interessato una porzione di terreno nella quale sono presenti i tiranti di ancoraggio. Per alcuni di essi è stato rilevato un danneggiamento nella parte superficiale e/o nella protezione anticorrosiva.

Sono state quindi previste due modalità di ripristino in base all'entità del danneggiamento rilevato.

1. Ripristino con solo corrugato (figura 4.25)

Il tirante presentava un lieve danneggiamento nella parte superficiale (guaina) senza esposizione del metallo:

- rivestimento della parte danneggiata con corrugato per una lunghezza di almeno 15 cm per lato rispetto alla porzione di guaina lesionata.

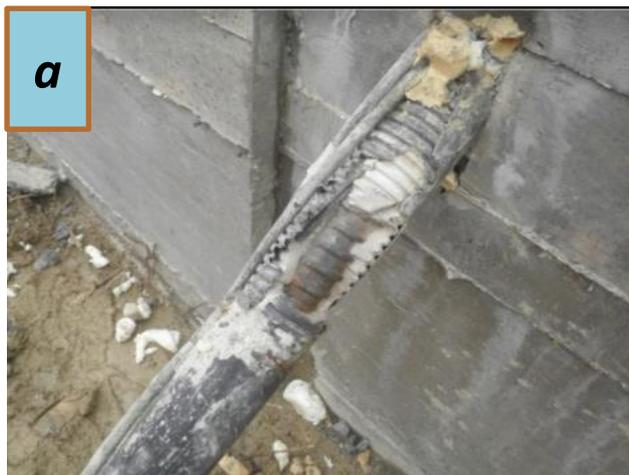
2. Intera procedura di ripristino (figura 4.26)

Il tirante presentava un danneggiamento nella parte superficiale con esposizione del metallo:

- idrolavaggio della parte interessata (rottura della guaina) – figura 4.26 a;
- asportazione della parte lesionata (guaina);
- trattamento della parte metallica del tirante con prodotti passivanti a protezione del metallo - figura 4.26 b;
- protezione della parte ripristinata con corrugato – di diametro maggiore della guaina esistente – per una lunghezza di almeno 15 cm per ogni lato, sigillato agli estremi ed aperto sulla parte superiore - figura 4.26 c;
- colatura di boiaccia - figura 4.26 d;
- sigillatura delle aperture superiori del corrugato.



Figura 4.24: Ripristino con solo corrugato



a

Idrolavaggio della parte interessata e asportazione della parte lesionata



c

Protezione della parte ripristinata con corrugato



b

Trattamento della parte metallica del tirante con prodotti passivanti a protezione del metallo



d

Colatura della boiaccia e sigillatura delle aperture superiori del corrugato

Figura 4.25: Intera procedura di ripristino

4.10 Rinterri e drenaggi

Una volta completate le operazioni descritte ai paragrafi precedenti, l'impresa, a seguito di confronto con la direzione lavori, ha provveduto alla messa in opera di adeguato rinterro realizzato con materiale vagliato. Questo assolve la doppia funzione di drenaggio e tutela della funzionalità degli ancoraggi, poiché compattabile più efficacemente.

La sequenza di riempimento, partendo da fondo scavo, è quella di seguito descritta e riportata nella sezione tipologica di figura 4.27 e nella visione 3D di figura 4.28:

1. materiale riciclato sostenibile proveniente dalle demolizioni di zone terremotate accuratamente lavato disposto sulla base dello scavo per un'altezza pari a circa metà della parete di calcestruzzo realizzata in adiacenza alla trave (figura 4.29 A);
2. materiale drenante disposto a piramide a completo ricoprimento del tirante (figura 4.29 B);
3. secondo strato riciclato lavato (figura 4.29 A);
4. rinterro con terreno naturale e sagomatura finale.

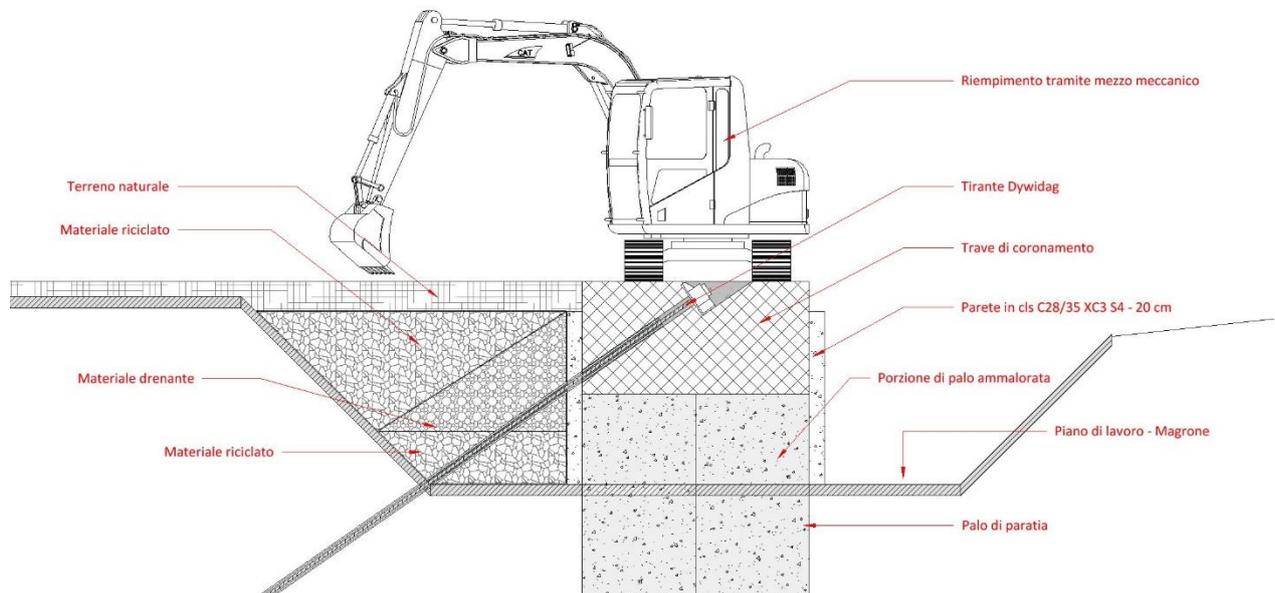


Figura 4.26: Sezione rappresentativa fase di rinterro- Lato valle

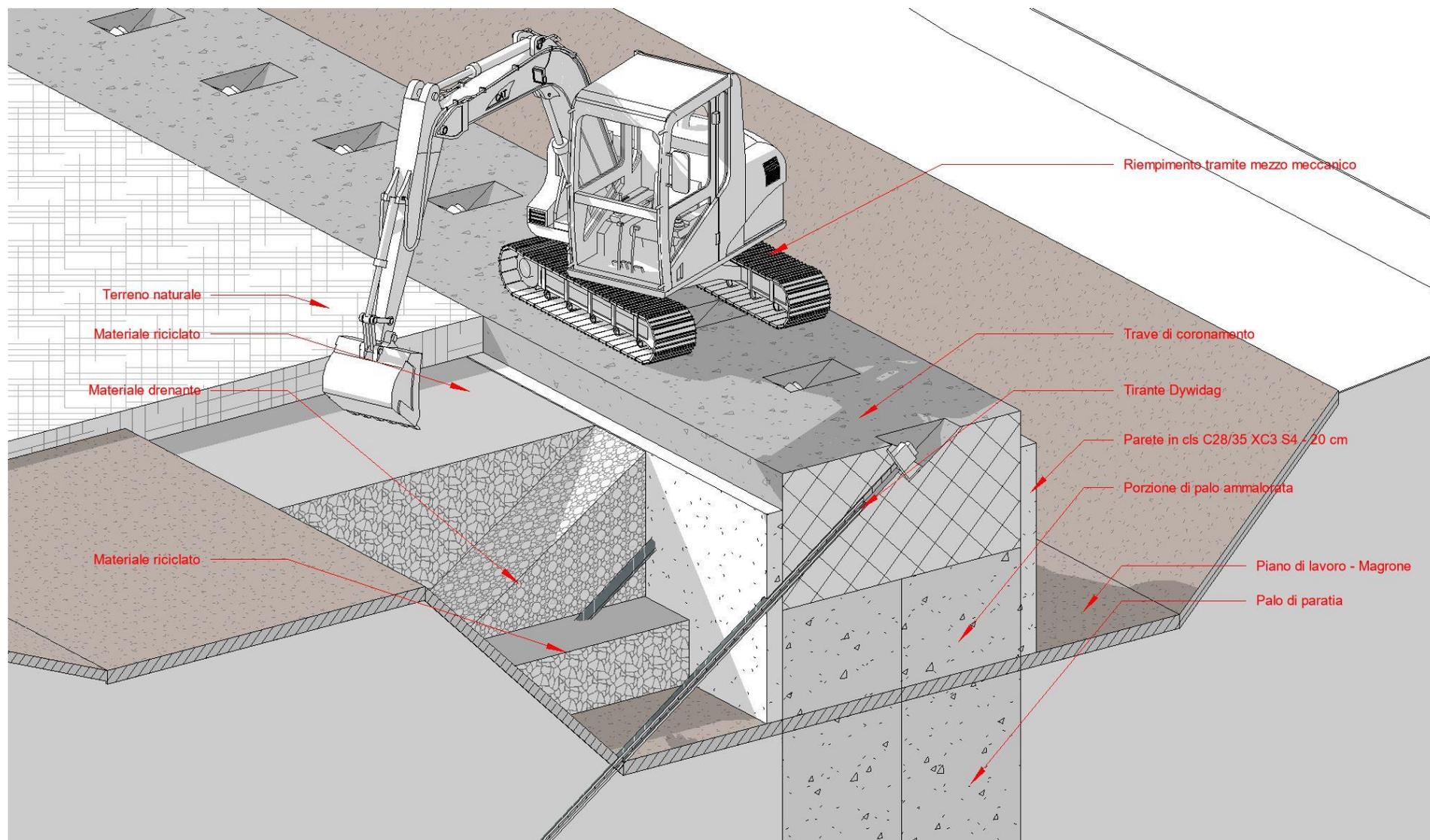


Figura 4.27: Visuale 3D del riempimento

A- MATERIALE PROVENIENTE DA CAVA

B- MATERIALE RICICLATO



Figura 4.28: Materiale utilizzato per il rinterro



Figura 4.29: Fase di riempimento

Lo smaltimento dei rifiuti in edilizia è una tematica che, negli ultimi decenni, riveste un ruolo sempre più importante in Europa e di conseguenza in Italia. La possibilità di riciclare i materiali da costruzione porta vantaggi sia in termini economici ma anche e soprattutto che in termini ambientali. Infatti, è cresciuta una sensibilizzazione al rischio idrogeologico, per cui abbiamo assistito ad una politica ambientale orientata alla limitazione del consumo delle risorse naturali (materiale proveniente da cava) e riduzione della quantità di materiale dismesso nelle discariche.

Questa consapevolezza ha, dunque, predisposto la necessità di cominciare a pensare all'intero ciclo del materiale già dalla fase di progetto; in questo modo si identificano già dalla costruzione dell'opera quelli che saranno i rifiuti ancora utilizzabili e quelli che dovranno invece terminare il loro ciclo di vita in discarica, minimizzando questi ultimi.

Nel caso in esame l'utilizzo del materiale riciclato sostenibile proveniente dalle demolizioni di zone terremotate ha consentito il riutilizzo di una risorsa, risultando una scelta senza dubbio sostenibile.

5. Strumento di calcolo ed impostazione del modello

Come anticipato nel primo capitolo, il secondo scopo della presente tesi è quello di studiare il comportamento in opera della connessione al nodo trave-palo secondo tre opzioni:

- nodo trave-palo da progetto: rappresenta l'esecuzione dell'opera secondo la regola dell'arte, (stato dell'arte di progetto) in cui non esistono sconnessioni tra pali e trave di collegamento;
- nodo trave-palo con cerniera: il nodo palo trave è danneggiato ma ancora in grado di opporsi a traslazioni orizzontali e verticali, in tal caso il nodo è stato sostituito da un vincolo di tipo cerniera;
- nodo trave-palo in assenza di continuità (discontinuità per un'altezza pari a 10 cm): descrive la completa sconnessione tra la trave di collegamento ed i pali, simulata rappresentando una sconnessione di 10 cm, tra palo e trave, condizione che, comporterebbe il mancato assolvimento della funzione strutturale di sostegno affidata al sistema di tiranti.

Per lo studio in esame si è utilizzato il software Plaxis 2D (versione 8.4) della software house Bentley (paragrafo 5.1) applicando il Metodo di calcolo agli Elementi Finiti (FEM).

L'uso del FEM si è affermato come uno dei migliori approcci per l'indagine di quei sistemi complessi per i quali prove e sperimentazioni in laboratorio, a volte necessarie in grande scala, comporterebbero spese eccessive, difficoltà logistiche e difficoltà legate alla misurazione fisica delle varie grandezze.

5.1 Plaxis 2D

Il software Plaxis 2D è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e modellazione di opere geotecniche.

Il programma simula situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (plain strain) o a condizioni assialsimmetriche (axisymmetric), facendo uso di un'interfaccia grafica che consente di costruire rapidamente un modello geometrico e di generare un reticolo di elementi finiti, di una sezione trasversale verticale rappresentativa della situazione considerata.

Il software consente di modellare accuratamente il processo di costruzione per fasi, analizzando, per ciascuna di esse, le deformazioni, le forze e gli spostamenti dell'opera prima della costruzione.

L'interfaccia utente si compone di quattro sottoprogrammi:

INPUT, CALCULATION; OUTPUT E CURVES.

Prima di descrivere i sottoprogrammi nel dettaglio si riporta di seguito la sequenza delle fasi da seguire per la costruzione dell'analisi, l'implementazione dei calcoli e l'ottenimento dei risultati:

FASE 0- RACCOLTA DATI

Acquisizione dati topografici, geotecnici e idrogeologici relativi al sito e informazioni circa le caratteristiche dei materiali e degli elementi costituenti l'opera e di tutto quanto necessario alla definizione completa del caso da rappresentare.

FASE 1- INPUT

1.a- Definizione della geometria, individuata in genere da una sezione rappresentativa per il caso da studiare. La geometria del modello viene rappresentata attraverso l'uso semplicistico di punti, linee e cluster che andranno a definire la stratigrafia in esame.

1.b- Definizione delle caratteristiche dei materiali (terreni, interfacce o elementi strutturali).

1.c- Definizione delle condizioni di carico.

1.d- Definizione delle condizioni al contorno del modello.

1.e- Generazione delle mesh, divisione della geometria in elementi finiti per il successivo calcolo.

1.f- Definizione delle condizioni iniziali nel terreno in termini di tensioni geostatiche e di pressioni interstiziali, in tale fase è richiesta l'impostazione della superficie piezometrica.

FASE 2- FASE DI CALCOLO

2.1- Definizione delle fasi costruttive

2.2- Implementazione della procedura di calcolo

FASE 3- OUTPUT

3.1- Visualizzazione degli output prodotti dalla fase di calcolo.

FASE 4- CURVE

4.1- Confronto ed analisi dettagliata dei risultati in alcuni particolari punti del modello definiti prima di avviare la fase di calcolo.

5.1.1 – Programma 1: Input

Per effettuare un'analisi agli elementi finiti occorre specificare la geometria del problema, le proprietà dei materiali ed imporre le condizioni al contorno.

Il programma Input contiene tutti gli strumenti per creare e modificare un modello geometrico, per generare la corrispondente mesh agli elementi finiti e per imporre le condizioni iniziali.

1.a DEFINIZIONE MODELLO GEOMETRICO

Per creare il modello geometrico, in linea di principio, prima si disegnano i contorni della geometria, si aggiungono gli strati di terreno, gli oggetti strutturali, gli strati corrispondenti alle fasi di costruzione, le condizioni al contorno ed infine i carichi, in modo da rappresentare il problema da studiare.

Nel caso in cui la geometria sia riconducibile ad una sezione trasversale (nel piano x, y) che si ripete, unitamente ad i carichi su di essa applicati, in modo (più o meno) uniforme nella direzione ad essa normale (direzione z) per una lunghezza significativa può essere adoperato un modello in stato piano di deformazione.

FASE 1.b DEFINIZIONE STRATIGRAFIA E MODELLAZIONE COMPORTAMENTO TERRENO

Terreni e rocce, sotto carico, hanno un comportamento fortemente non lineare; questo comportamento può essere modellato a diversi livelli di complessità.

Per simulare il corretto comportamento del terreno il Plaxis ha diversi modelli che consentono l'applicazione di diversi legami costitutivi ai terreni:

Modello Linear Elastic (Elastico lineare):

Questo modello rappresenta la legge di Hooke dell'elasticità isotropa lineare. Il modello richiede due parametri di rigidità elastici, che sono il modulo di Young E , ed il coefficiente di Poisson ν . Il modello elastico lineare è molto limitato nei riguardi della simulazione del comportamento del terreno; è utilizzato principalmente per simulare strutture rigide.

Modello Mohr-Coulomb:

Questo modello viene utilizzato come una prima approssimazione del comportamento del terreno in generale. Il modello richiede cinque parametri:

- modulo di Young E ;
- il coefficiente di Poisson ν ;
- la coesione c ;
- l'angolo di attrito φ ;
- l'angolo di dilatanza ϑ .

Modello Jointed Rock Model (Roccia fratturata):

Si tratta un modello elasto-plastico anisotropo in cui può manifestarsi soltanto plasticizzazione per taglio lungo un limitato numero di direzioni (piani). Questo modello può essere adottato per simulare il comportamento di rocce stratificate o fratturate.

Modello Hardening Soil (Terreno incrudente):

In questo caso si ha un modello elastoplastico incrudente che riproduce in condizioni di primo carico triassiale un legame tensioni deformazioni di tipo iperbolico.

L'incrudimento è funzione sia delle deformazioni distorsionali plastiche sia delle deformazioni volumetriche plastiche. Il modello è quindi in grado di simulare, tra l'altro, la riduzione irreversibile di volume di un terreno sottoposto a compressione lungo percorsi di carico proporzionali (e.g. carico isotropo, edometrico) a partire da una condizione di normal-consolidazione.

Questo modello può essere utilizzato per simulare il comportamento sia di sabbie e di ghiaie sia di terreni più compressibili come argille e limi.

Modello Soft Soil (Terreno compressibile):

Questo modello che essere utilizzato per simulare il comportamento di terreni compressibili quali argille normalmente consolidate e torba. Il modello è particolarmente adatto ad analizzare situazioni nelle quali il terreno è sollecitato lungo percorsi tensionali che lo mantengono in condizioni di normal-consolidazione.

Modello Soft Soil Creep (Creep per terreno compressibile):

Modello formulato nell'ambito della viscoplasticità.

Il modello può essere utilizzato per simulare il comportamento nel tempo di terreni molto compressibili come argille normalconsolidate e torba.

Modello User defined Soil (Modello definito dall'utente):

Con questa opzione è possibile utilizzare altri modelli costitutivi oltre ai modelli standard del PLAXIS.

FASE 1.c MODELLAZIONE STRUTTURE

Dopo l'assegnazione delle caratteristiche ai terreni si passa alla modellazione delle strutture da sottoporre ad analisi. In relazione alle loro caratteristiche queste vengono schematizzate in:

PIASTRE (PLATES), utilizzate per modellare il comportamento di pareti sottili, piastre o gusci sottili. Tali elementi possono essere considerati a comportamento elastico o elasto-plastico.

GEOGRIGLIE (GEOGRID), elementi flessibili ed elastici che rappresentano una griglia o un tessuto. Le geogriglie non sono in grado di sostenere forze di compressione. La sola proprietà della geogriglia è la rigidezza assiale EA espressa in unità di forza su unità di lunghezza.

ANCHORS (ANCORAGGI), che comprendono le proprietà degli ancoraggi tra nodo e nodo (node-to-node anchors) e degli ancoraggi ad estremità fissa (fixed-end anchors). In entrambi i casi l'ancoraggio è un elemento molla. La principale proprietà dell'ancoraggio è la rigidità assiale EA , espressa nell'unità di forza per ogni singolo ancoraggio e non per unità di larghezza nella direzione uscente dal piano. Per calcolare una rigidità equivalente per unità di larghezza, deve essere introdotta la spaziatura L_s lungo la direzione uscente dal piano.

FASE 1.d INSERIMENTO CARICHI IMPOSTI

In questa fase si possono inserire gli eventuali carichi distribuiti, carichi lineari o carichi concentrati e spostamenti imposti nel modello geometrico.

FASE 1.e DEFINIZIONE DELLE MESH

Quando il modello geometrico è completamente definito e le proprietà dei materiali sono state assegnate a tutti i clusters ed agli oggetti strutturali, la geometria deve essere divisa in elementi finiti prima di poter eseguire il calcolo.

Un insieme di elementi finiti viene chiamato mesh e le tipologie di elementi finiti sono l'elemento triangolare a 15 nodi o l'elemento triangolare a 6 nodi.

Il triangolo a 15 nodi è un elemento che fornisce un'interpolazione del quarto ordine per gli spostamenti, con buoni risultati in termini di tensioni. L'integrazione numerica adoperando dodici punti di Gauss (stress points), comportando sia l'impiego di una quantità di memoria sia tempi di calcolo relativamente elevati. Per questa ragione è anche disponibile la seconda tipologia di elementi, a 6 nodi, che consente una modellazione sufficientemente accurata che fornisce buoni risultati in una normale analisi di deformazione, purché si adottino un numero sufficiente di elementi. Tuttavia, tale elemento deve essere impiegato con cautela nel caso di modelli assialsimmetrici o in situazioni in cui possano presentarsi condizioni di collasso, come nel calcolo di un carico limite o in un'analisi di stabilità per mezzo della tecnica Phi-c reduction (Riduzione dei parametri di resistenza). I carichi di rottura o i fattori di sicurezza sono generalmente sovrastimati utilizzando elementi a 6 nodi rispetto all'uso di elementi a 5 nodi; in questi casi è preferibile l'impiego di elementi a 15 nodi. Nella figura 5.1 sono riportati gli schemi di riferimento nei due casi.

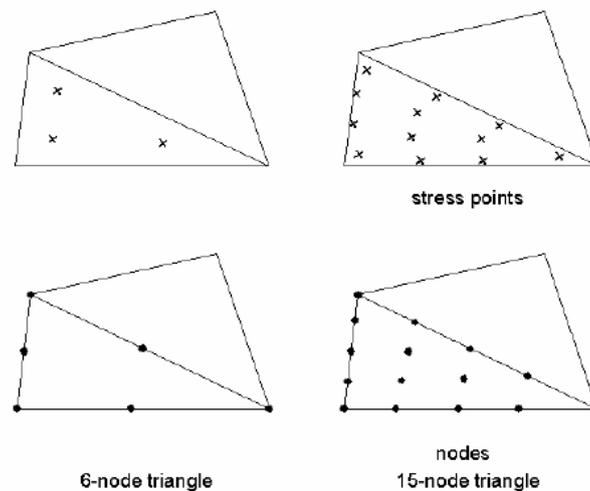


Figura 5.1: schemi di elementi triangolari

FASE 1.f DEFINIZIONE DELLE CONDIZIONI INIZIALI

Dopo la generazione delle mesh agli elementi finiti, è necessario specificare la configurazione geometrica e lo stato tensionale iniziali. Questo viene fatto nella modalità *Initial conditions* (condizioni iniziali) del programma *Input*. La parte del programma di input dedicata alla definizione delle condizioni iniziali consta di due differenti sottomodalità di funzionamento: una modalità *Water conditions* (Condizioni idrauliche) per la generazione delle pressioni neutre e la modalità *Geometry configuration* (Configurazione geometrica) per la definizione della configurazione geometrica iniziale e la generazione dello stato tensionale efficace iniziale.

5.1.2 – Programma 2 Calculation

Il programma Calculation contiene tutti gli strumenti per definire ed avviare i calcoli agli elementi finiti.

In questa fase è necessario definire quale tipo di calcolo deve essere effettuato e quali tipi di sollecitazioni o fasi di costruzione devono essere attivate durante i calcoli.

Nella pratica ingegneristica un progetto è suddiviso in fasi esecutive, in modo analogo il processo di calcolo nel programma è suddiviso in fasi di calcolo. Viene fatta una distinzione fra tre tipi fondamentali di calcolo: Plastic (Calcolo plastico), Consolidation (Analisi di consolidazione) e Phi-c reduction (Analisi di stabilità con il metodo della riduzione dei parametri di resistenza).

Per ogni modalità di calcolo deve essere espressa, inoltre, una specifica modalità di carico (loading input), nella figura che segue sono indicate le modalità di carico possibili per ogni tipo di analisi (figura 5.2)

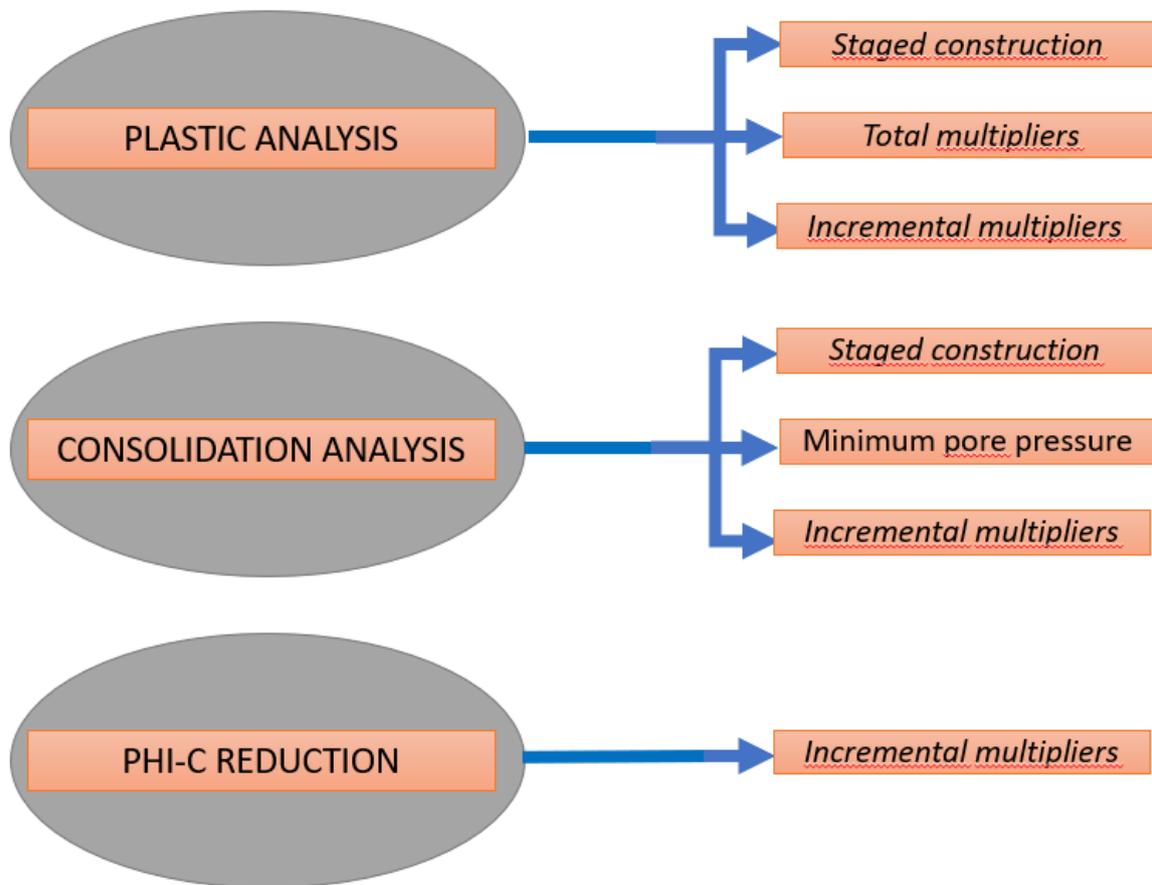


Figura 5.2: Modalità di calcolo e modalità di carico

In calcoli di tipo Plastic, si fa distinzione tra la modalità di carico:

- *Staged construction* (Costruzione per fasi), in questo caso il carico viene adattato alla combinazione di carico, allo stato tensionale, al peso, alla resistenza o alla rigidezza degli elementi nelle varie fasi costruttive, che rappresentano le fasi di calcolo. Per ogni fase infatti è possibile modificare la configurazione del carico e la geometria o la distribuzione delle pressioni neutre
- *Total multipliers* (Moltiplicatori totali), in questo caso il carico viene inteso come incremento o decremento di una predefinita combinazione di forze esterne, ottenuto modificando i moltiplicatori che controllano l'intensità di ciascun tipo di carico. I moltiplicatori totali rappresentano il livello totale del carico in un particolare step o fase di calcolo.
- *Incremental multipliers* (Moltiplicatori incrementali), anche in questo caso il carico viene rappresentato come incremento o decremento di una predefinita combinazione di forze esterne, ma i moltiplicatori incrementali rappresentano l'incremento di carico per un singolo step di calcolo.

Quando si seleziona Phi-c reduction è disponibile soltanto l'opzione Incremental multipliers.

In un'analisi di tipo Consolidation, sono disponibili le seguenti opzioni:

- Staged construction (Costruzione per fasi), rispetto alla analisi plastica, in questo caso è necessario inserire il fattore tempo tramite il parametro Time interval. Questo parametro ha il significato di
- periodo di consolidazione totale applicato nella fase di calcolo considerata.
- Minimum pore pressure, si tratta di una consolidazione senza sollecitazioni aggiuntive finché tutte le sovrappressioni neutre non siano diminuite al di sotto di un certo valore minimo, specificato dal
- parametro P-stop.
- Incremental multipliers (Moltiplicatori incrementali), in questo caso si ha il processo di consolidazione e simultaneo carico. È necessario specificare un valore per il parametro Time increment espresso nell'unità di tempo. Il Time increment rappresenta il primo intervallo di tempo applicato e determina la velocità di carico, la configurazione di forze esterne corrente ed i valori dei moltiplicatori incrementali.

5.1.3 – Programma 3: Output

Il programma Output contiene tutti gli strumenti per visualizzare ed esportare i risultati dei dati di input generati e dei calcoli agli elementi finiti. Questo permette di visualizzare i risultati del processo di calcolo relativamente alle tensioni litostatiche, spostamenti totali, orizzontali e verticali, all'interazione terreno-struttura e in termini di stabilità, qualora si svolga questo tipo di analisi.

5.1.4 – Programma 4: Curves

Il programma Curves (Curve) contiene tutti gli strumenti per generare:

- Curve carico-cedimento, utilizzate per visualizzare la relazione tra le sollecitazioni applicate e lo spostamento risultante di un certo punto della geometria
- Curve tempo-spostamento, utili per interpretare i risultati di calcoli in cui il comportamento del terreno funzione del tempo gioca un ruolo importante (consolidazione e creep).
- Diagrammi tensione-deformazione, utilizzati per visualizzare il comportamento tensione-deformazione locale del terreno
- Percorsi di sollecitazione e percorsi di deformazione, utili per validare i parametri del modello precedentemente selezionati.

5.2 Caso di studio

Il caso di studio è stato modellato con riferimento ad una sezione trasversale passante per il centro della paratia di valle, lato Nord, ponendo l'attenzione sulla rappresentazione del nodo trave-palo della paratia di monte.

Al fine di rappresentare il problema geotecnico sono stati utilizzati due Modelli:

- Il primo Modello (Modello A) comprende lo studio della singola paratia di monte,
- Il secondo Modello (Modello B) comprende entrambe le paratie presenti nella sezione considerata.

Per ogni modello sono stati valutati tre scenari possibili:

1. Modello con l'intera fila di monte schematizzata con una connessione come da progetto (denominati Modello A.00 / Modello B.00);
2. Modello con l'intera fila di monte affetta da un difetto – diffuso in ogni palo – tale da rendere la connessione con la trave sommitale schematizzabile come una cerniera (denominati Modello A.01 / Modello B.01);
3. Modello con l'intera fila di monte affetta da un difetto estremo – diffuso in ogni palo – tale da rendere completamente inefficace la connessione del palo con la trave sommitale (denominati Modello A.02 / Modello B.02).

Questi scenari risultano sicuramente più severi di quanto rilevato dalle osservazioni dirette descritte al sottocapitolo 3.1, ma hanno lo scopo di studiare gli effetti locali e per individuare le possibilità di svincolo al nodo trave-palo lavorando ai FEM. Nel caso della disconnessione, infatti, anche se questa non comporterebbe problemi data la profondità dell'opera, la funzione degli ancoraggi sarebbe vanificata mentre potrebbe rappresentare un'utile aggiunta per situazioni più gravose di quelle previste in progetto.

L'analisi della connessione è stata svolta in condizioni sollecitazione statiche data la tempestività dell'intervento di ripristino e senza l'uso dei coefficienti parziali di sicurezza previsti in normativa non essendo una modellazione di progetto.

5.2.1 Definizione della geometria e modellazione del terreno

I modelli di studio hanno dimensioni di 160 m in larghezza e un massimo di 62.5 m in altezza con sistema di riferimento posto tra la coppia dei pali della paratia di monte.

Il piano campagna presenta una modesta inclinazione di circa 7° sull'orizzontale, con superficie libera della falda assunta ad una profondità di 5 m dal p.c., in accordo con le ipotesi progettuali.

Nella tabella 5.1 si riporta la stratigrafia utilizzata con le relative quote e legenda dei colori utilizzati nel software Plaxis.

STRATIGRAFIE DI MODELLO					
ORIZZONTE	DESCRIZIONE	PROFONDITA' TETTO DA P.C.	PROFONDITA' LETTO DA P.C.	SPESSORE STRATO	LEGENDA PLAXIS
[N°]	[-]	[m]	[m]	[m]	[]
1	Limo argilloso	0,00	7,50	7,50	
2	Strato alterato	7,50	10,00	2,50	
3	Limo argilloso	10,00	12,00	2,00	
4	Argilla limosa	12,00	29,00	17,00	
5	Argilla grigio- azzurra	29,00	-	-	

Tabella 5.1: Stratigrafia del modello Plaxis e relativa legenda dei colori

I parametri geotecnici dei terreni costituenti la stratigrafia di progetto, come già riportato nel capitolo 2.1.2, sono illustrati nella tabella 5.2.

PARAMETRI GEOTECNICI					
ORIZZONTE	DESCRIZIONE	γ - PESO VOLUME NATURALE	C' - COESIONE APPARENTE	φ - ANGOLO DI ATTRITO	E_d - MODULO EDOMETRICO
[N°]	[-]	[k/mc]	[kPa]	[°]	[kPa]
1	Limo argilloso	19	0	25	7500
2	Strato alterato	19	0	14	1500
3	Limo argilloso	19	0	25	750
4	Argilla limosa	19	3	27	16000
5	Argilla grigio- azzurra	19	45	30	28000

Tabella 5.2: Parametri geotecnici

Nelle analisi, il comportamento meccanico dei terreni è stato descritto attraverso il modello costitutivo Hardening Soil (HS). Questa tipologia di modello assimila il terreno ad un mezzo elasto-plastico con incrudimento isotropo e criterio di resistenza di tipo Mohr-Coulomb. Le diverse tipologie di modelli utilizzabili nel software sono descritte al sottoparagrafo 5.1.1 – Programma 1: Input.

PARAMETRI MECCANICI DEI TERRENI							
STRATO	DESCRIZIONE	K_0	ν	E_{ur}^{ref}	m	E_{50}^{ref}	$E_{50}^{ref} / E_{ur}^{ref}$
[N°]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]
1	Limo argilloso	0,577	0,30	87410	0,50	29140	1
2	Strato alterato	0,758	0,30	76330	0,50	25450	1
3	Limo argilloso	0,577	0,30	93840	0,50	31280	1
4	Argilla limosa	0,546	0,30	109300	0,50	36430	1
5	Argilla grigio-azzurra	0,500	0,30	139000	0,50	46340	1

Tabella 5.3: Parametri per la modellazione del terreno del modello HARDENING SOIL

A seguire si riportano le caratteristiche dei Modelli e dei sottocasi studiati con la modellazione.

MODELLO B, schema generale

In questo scenario sono presenti entrambe le paratie in modo da considerare il contributo della paratia di valle nella modellazione e nei relativi risultati (figura 5.3).

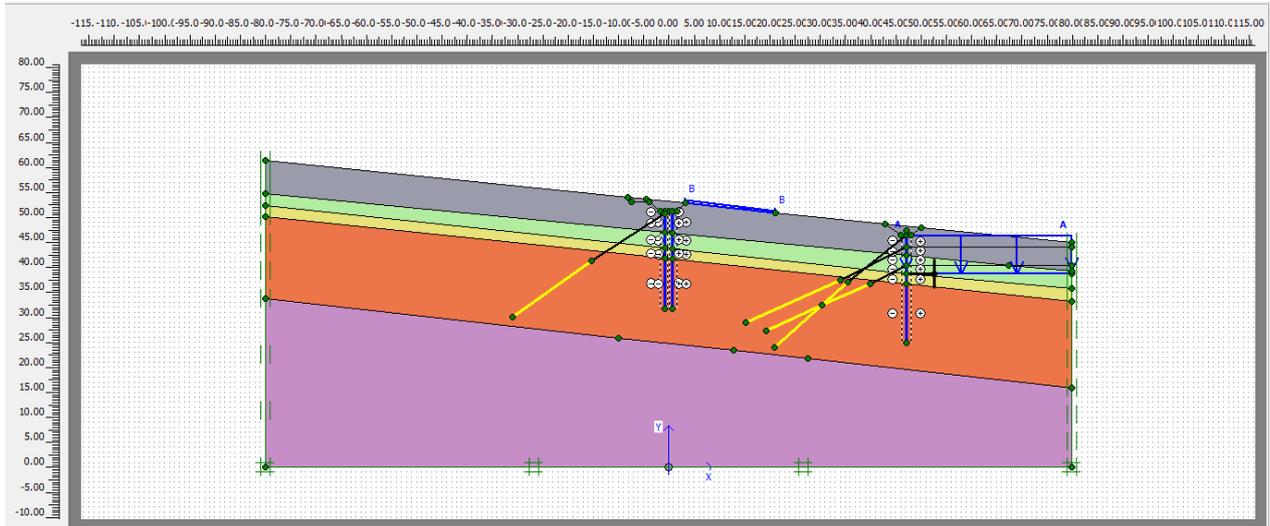


Figura 5.3: Modello B, Schema generale

MODELLO A, schema generale

In questo scenario viene rappresentata la sola paratia di monte (figura 5.4).

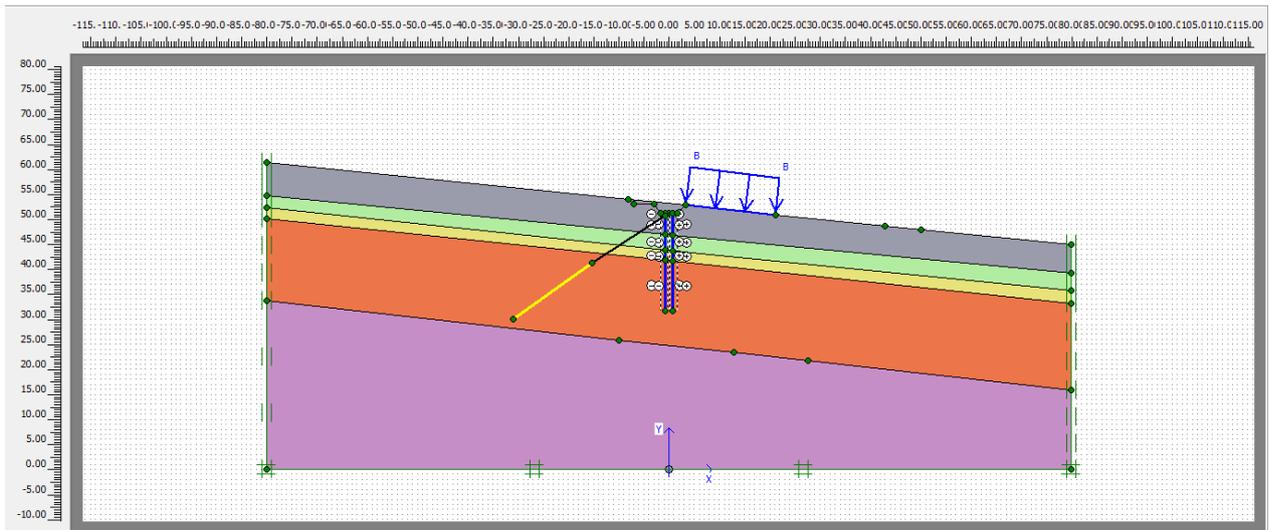


Figura 5.4: Modello A, schema generale

MODELLO A.00 / B.00 - Nodo trave-palo integro (come da progetto).

Nel caso in esame la connessione trave-palo è stata schematizzata secondo le indicazioni del progetto originale (figura 5.5).

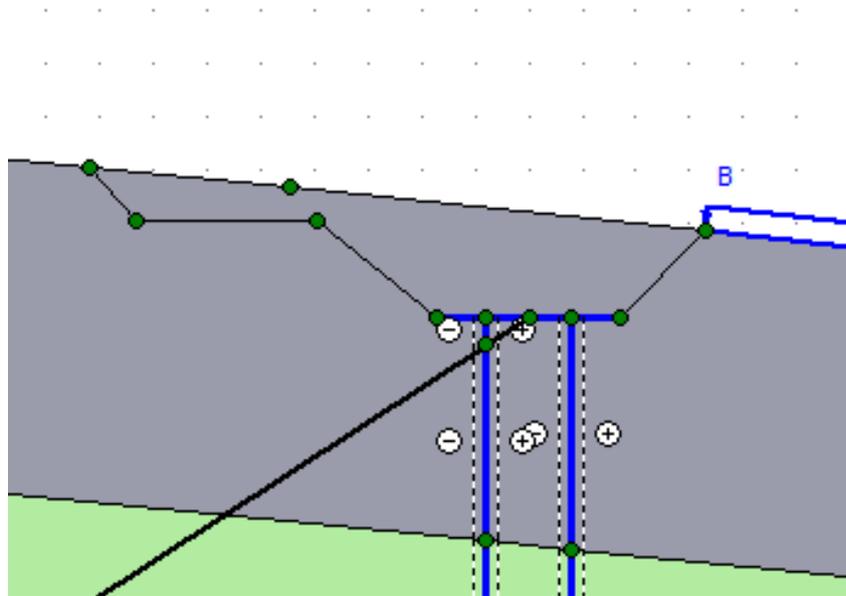


Figura 5.5: Dettaglio connessione incastro nel modello Plaxis, modelli A.00 e B.00

MODELLO A.01 / B.01- Nodo trave-palo modellato tramite cerniera

Nel caso in esame la connessione trave-palo è stata schematizzata in modo tale da permettere le rotazioni intorno al vincolo, considerando tuttavia impedito le traslazioni nelle direzioni principali (figura 5.6).

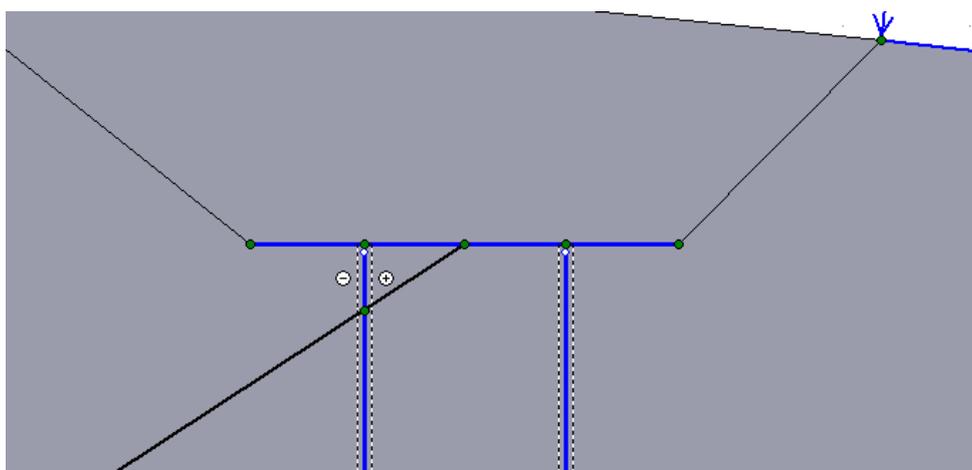


Figura 5.6: Dettaglio connessione cerniera nel modello Plaxis, modelli A.01 e B.01

MODELLO A.02 / B.02 – Novo trave-palo modellato in assenza di continuità

Nel caso in esame la connessione trave-palo è stata schematizzata in modo tale da eliminare la connessione strutturale, simulando un difetto estremo nella paratia di monte (figura 5.7). Tra trave e palo si è ipotizzata una discontinuità di 10 cm.

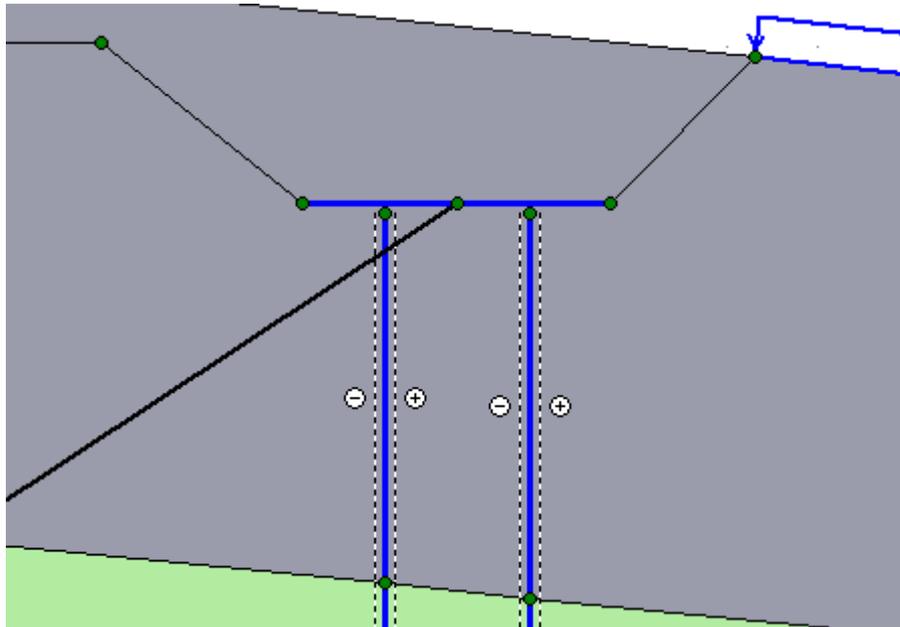


Figura 5.7: Dettaglio connessione strutturale annullata nel modello Plaxis, modelli A.02 e B.02

I risultati mostrati e commentati al capitolo 6 seguiranno la nomenclatura proposta negli schemi precedenti.

5.2.2 Modellazione degli elementi strutturali

Una volta definita la geometria e i parametri geotecnici si inseriscono le opere. Nel caso studio le diverse tipologie di strutture utilizzate, descritte al sottoparagrafo 5.1 – Programma 1: input, sono riportate nella tabella 5.4:

ELEMENTO	DESCRIZIONE	TIPOLOGIA
[N°]	[-]	[-]
1	Paratia di monte	PLATE
2	Trave di collegamento monte	PLATE
3	Lunghezza libera tirante monte	ANCHOR NODE TO NODE
4	Lunghezza ancorata tirante monte	GEOGRIDS
5	Paratia di valle	PLATE
6	Trave di collegamento valle	PLATE
7	Lunghezza libera tirante valle (primo ordine)	NODE TO NODE ANCHOR
8	Lunghezza ancorata tirante valle (primo ordine)	GEOGRIDS
9	Lunghezza libera tirante valle (secondo ordine)	NODE TO NODE ANCHOR
10	Lunghezza ancorata tirante valle (secondo ordine)	GEOGRIDS
11	Lunghezza libera tirante valle (terzo ordine)	NODE TO NODE ANCHOR
12	Lunghezza ancorata tirante valle (terzo ordine)	GEOGRIDS
13	Platea di valle	FIXED-END-ANCHOR

Tabella 5.4: Elementi strutturali utilizzati

PARATIE E TRAVI DI COLLEGAMENTO

I parametri meccanici fondamentali per gli elementi plate sono la rigidità assiale (EA) e la rigidità flessionale(EJ). Da questi due parametri viene calcolato uno spessore equivalente di piastra (d_{eq}) con l'equazione:

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EJ}{EA}}$$

PARAMETRI MECCANICI DEGLI ELEMENTI "PLATE"							
ZONA	STRUTTURA	A	EA	EJ	d	w	v
[-]	[-]	[m ²]	[kN/m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m/m]	[-]
Monte	Pali della paratia di monte	1,767	27830000	3914000	1,299	6	0
Monte	Trave di collegamento	4,5	147600000	27680000	1,5	6	0,15
Valle	Palo della paratia di valle	1,767	34090000	4795000	1,299	6	0
Valle	Trave di collegamento	4,5	147600000	27680000	1,5	6	0,15

Tabella 5.5: parametri meccanici degli elementi "plate"

Si precisa che il peso per l'unità di volume, espresso con w nella tabella 5.5, si considera la differenza di peso tra il calcestruzzo ed il terreno:

$$\gamma = 25 - 19 = 6 \text{ kN/mm}^3$$

ANCORAGGI

Gli ancoraggi delle paratie sono stati modellati utilizzando elementi elastoplastici di tipo "anchor" per il tratto libero ed elementi di tipo "geogrid" per il bulbo iniettato.

- Elementi di tipo "anchor"

Sono definiti attraverso la rigidezza assiale EA e la spaziatura L_s calcolata in direzione ortogonale al piano che contiene il modello. Nelle fasi di calcolo, è stata assunta una forza di pretensione pari al valore di progetto del pretiro (F_{prestressed}). Nella tabella 5.6 sono riportati i valori di riferimento.

PARAMETRI MECCANICI DEGLI ELEMENTI "ANCHOR"							
ZONA	TIPO	L	A _y	EA	L _s	F _{yk}	F _{prestress}
[-]	[-]	[m]	[m ²]	[kN/m]	[m]	[MPa]	[kN]
Monte	Dywidag	18	1735	355675	2,00	950	480
Valle I ordine	Gewi Plus	15	3167	649235	1,70	670	490
Valle II ordine	Gewi Plus	15	2597	532385	1,70	670	510
Valle III ordine	Gewi Plus	9	3167	649235	1,70	670	510

Tabella 5.6: Parametri meccanici degli elementi "anchor"

- Elementi di tipo “geogrid”

Gli elementi geogrid sono stati utilizzati per modellare la sbulbatura del tirante (tratto di ancoraggio). Questi sono definiti attraverso la loro rigidità assiale (EA) riportata in tabella 5.7 per ciascuno dei tiranti.

PARAMETRI MECCANICI DEGLI ELEMENTI "GEOGRID"		
ZONA	POSIZIONE	EA
[-]	[-]	[kN/m]
Monte	Primo ordine	741000
Valle	Primo ordine	872400
Valle	Secondo ordine	872400
Valle	Terzo ordine	872400

Tabella 5.7: Parametri meccanici degli elementi "geogrid"

Gli spostamenti alla base del reticolo sono impediti in tutte le direzioni, mentre quelle dei nodi appartenenti ai contorni laterali sono impediti in direzione orizzontale (standard fixities). Il reticolo di calcolo è composto da elementi triangolari a 15 nodi, mentre per gli elementi strutturali sono a 5 nodi.

L'interazione tra terreno e struttura è simulata mediante elementi di interfaccia caratterizzati da una resistenza pari ai 2/3 di quella del terreno attraversato.

PLATEA DI FONDO

La platea di fondo è un elemento continuo in direzione longitudinale modellato con l'elemento "Fixed-end-anchor". È caratterizzata dallo spessore di 1 m e dalle seguenti proprietà:

- Modulo elastico calcestruzzo $E_{cls} = 31.5 \text{ Gpa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.15$
- Peso dell'unità di volume $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Per riprodurre il peso della struttura agente sul piano di posa della platea si è aggiunto un sovraccarico q pari a 65 kPa.

Questo carico viene calcolato per differenza tra il carico totale trasmesso al piano della fondazione e il peso della platea di fondo:

$$q = 90 - (1 \times 25) = 65 \text{ kPa}$$

Oltre al carico distribuito appena descritto, è stato aggiunto a valle della paratia di monte un sovraccarico dovuto al passaggio dei mezzi pari a 6 kpa.

5.2.3 Fasi di calcolo

Di seguito si riportano le fasi di calcolo utilizzate per simulare le fasi di costruzione dell'opera:

FASI DI CALCOLO			
Numero	Fase di calcolo	Tipologia di calcolo	Modalità di carico
1	Simulazione stato di fatto (Gravity Loading)	PLASTIC ANALYSIS	TOTAL MULTIPLIERS
2	Realizzazione della paratia di monte e tirante	PLASTIC ANALYSIS	STAGED CONSTRUCTION
3	Pre scavo per la paratia di valle	PLASTIC ANALYSIS	STAGED CONSTRUCTION
4	Realizzazione della paratia di valle	PLASTIC ANALYSIS	STAGED CONSTRUCTION
5	Realizzazione primo ordine di tiranti (valle)	PLASTIC ANALYSIS	STAGED CONSTRUCTION
6	Scavo di 0,5 m	PLASTIC ANALYSIS	STAGED CONSTRUCTION
7	Realizzazione secondo ordine di tiranti (valle)	PLASTIC ANALYSIS	STAGED CONSTRUCTION
8	Scavo di 0,5 m	PLASTIC ANALYSIS	STAGED CONSTRUCTION
9	Realizzazione terzo ordine di tiranti (valle)	PLASTIC ANALYSIS	STAGED CONSTRUCTION
10	Scavo fino alla quota della platea di fondazione	PLASTIC ANALYSIS	STAGED CONSTRUCTION
11	Realizzazione platea di valle	PLASTIC ANALYSIS	STAGED CONSTRUCTION
12	Applicazione dei sovraccarichi	PLASTIC ANALYSIS	STAGED CONSTRUCTION

Tabella 5.8: Fasi di calcolo

Per le diverse tipologie di calcolo e le relative modalità di carico si rimanda al sottoparagrafo 5.1.2 relativo alla FASE CALCULATION.

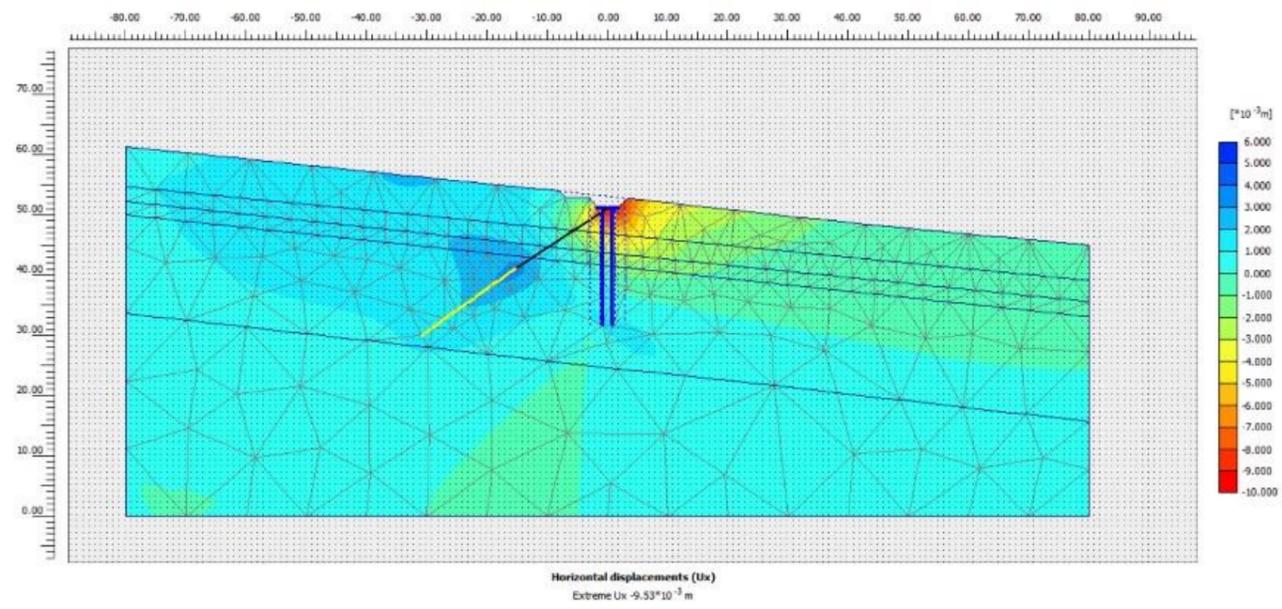
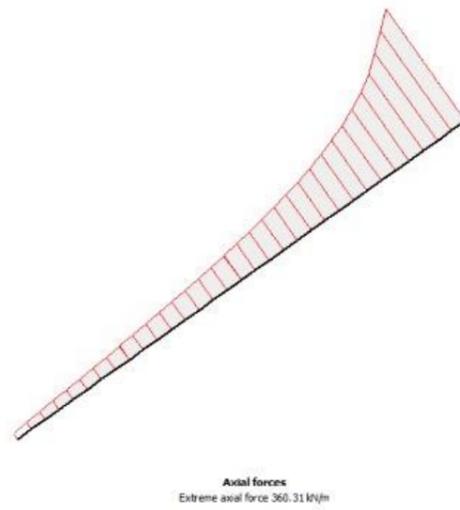
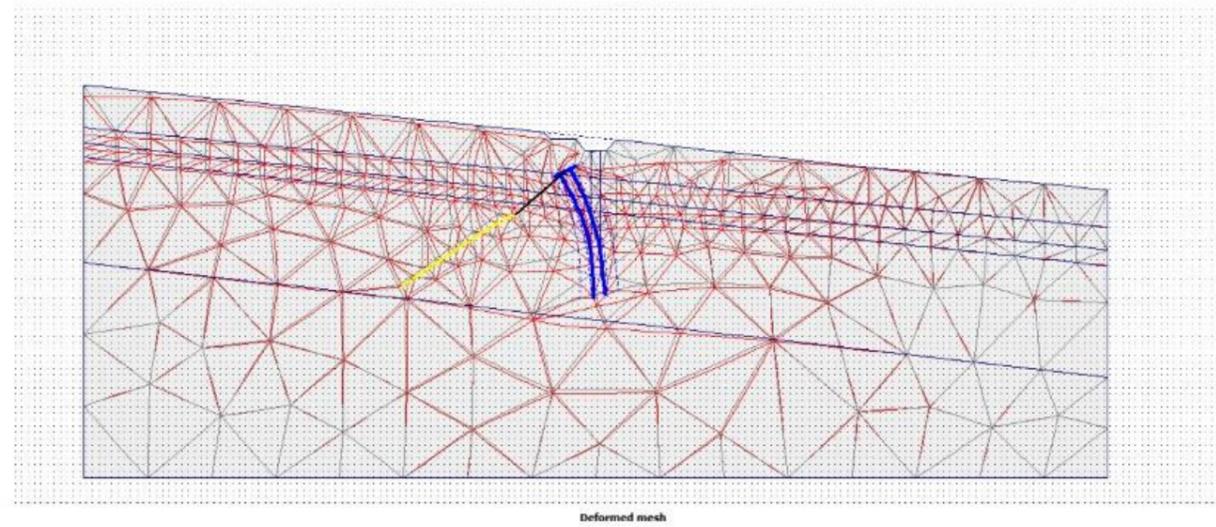
6. Risultati

Al fine di eseguire il confronto tra le tre opzioni di modellazione del nodo trave-palo descritte nel capitolo 5, sono stati analizzati principalmente gli spostamenti orizzontali del sistema ottenuti in ciascuno dei casi simulati.

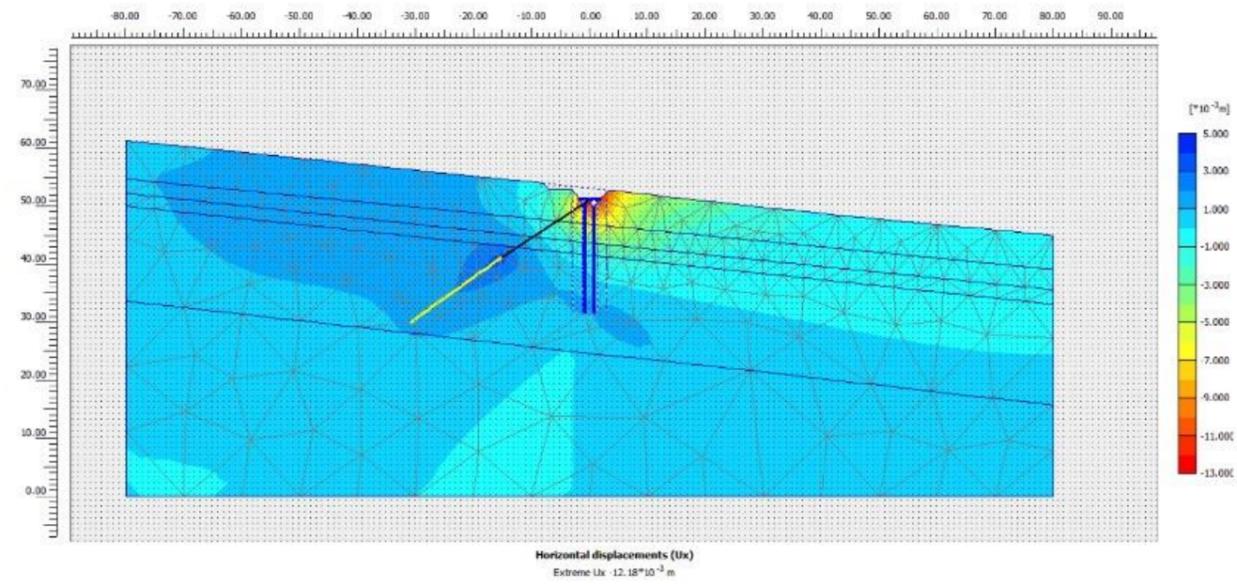
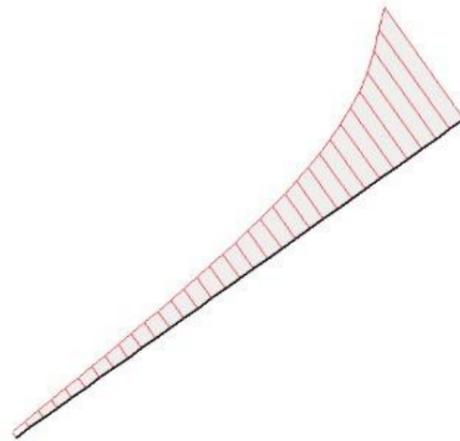
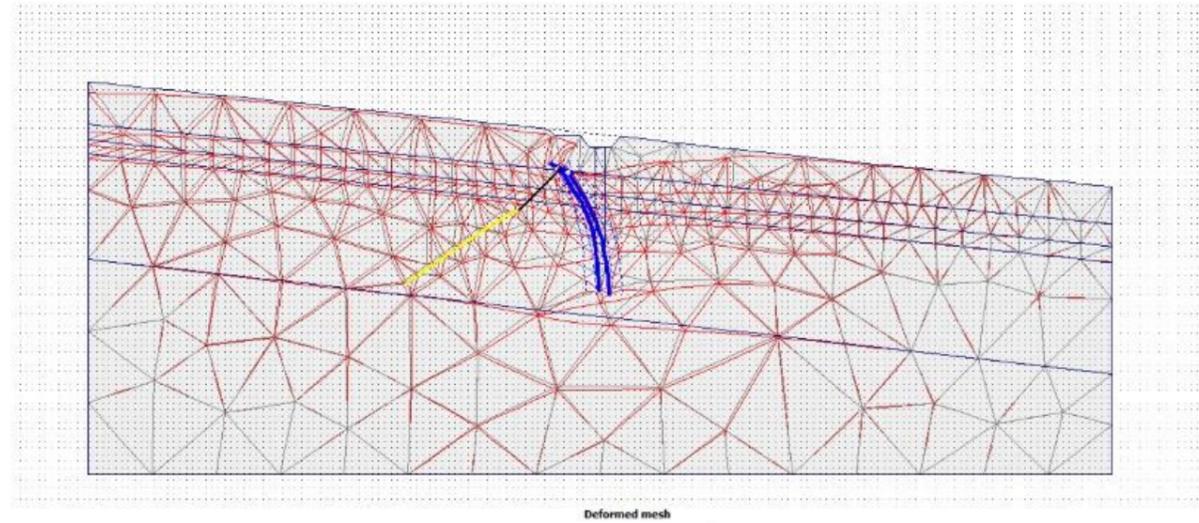
Un altro aspetto sottoposto a confronto riguarda l'entità dello sforzo assiale agente sull'ancoraggio, infatti, come già premesso, nel caso di discontinuità completa, il tirante non potrebbe più assolvere la funzione di stabilizzazione della paratia.

Di seguito si riporta una panoramica generale dei risultati ottenuti per i due modelli e per le tre opzioni studiate in dettaglio.

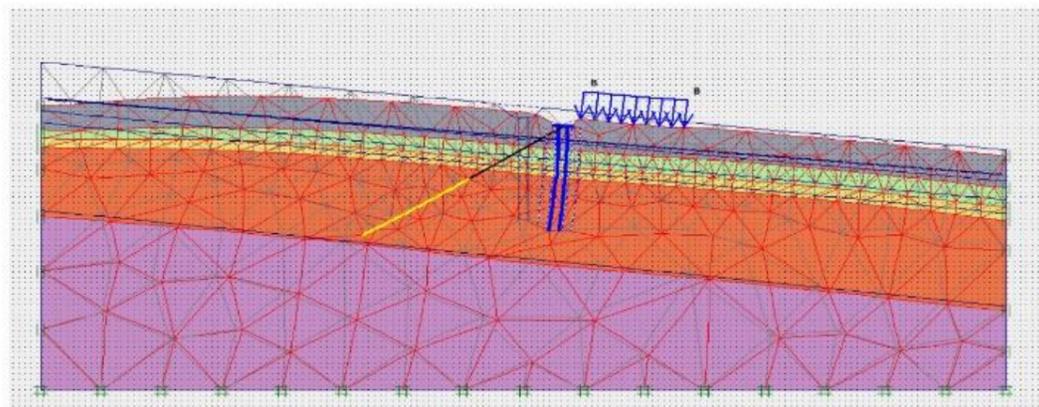
MODELLO A.00
Nodo trave palo secondo
connessioni di progetto



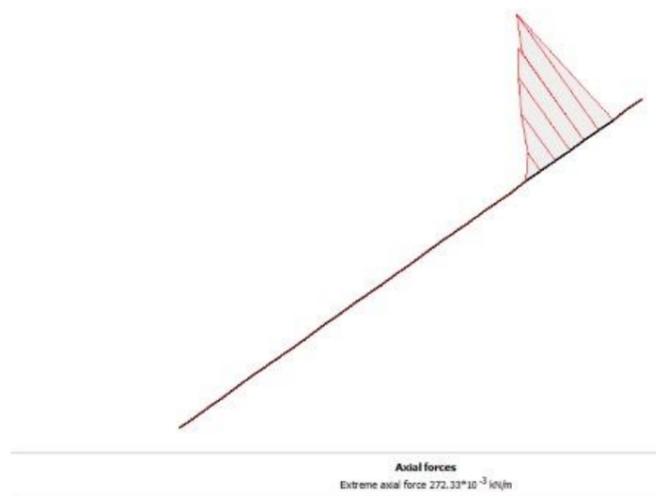
MODELLO A.01
Nodo trave palo modellato tramite
cerniera



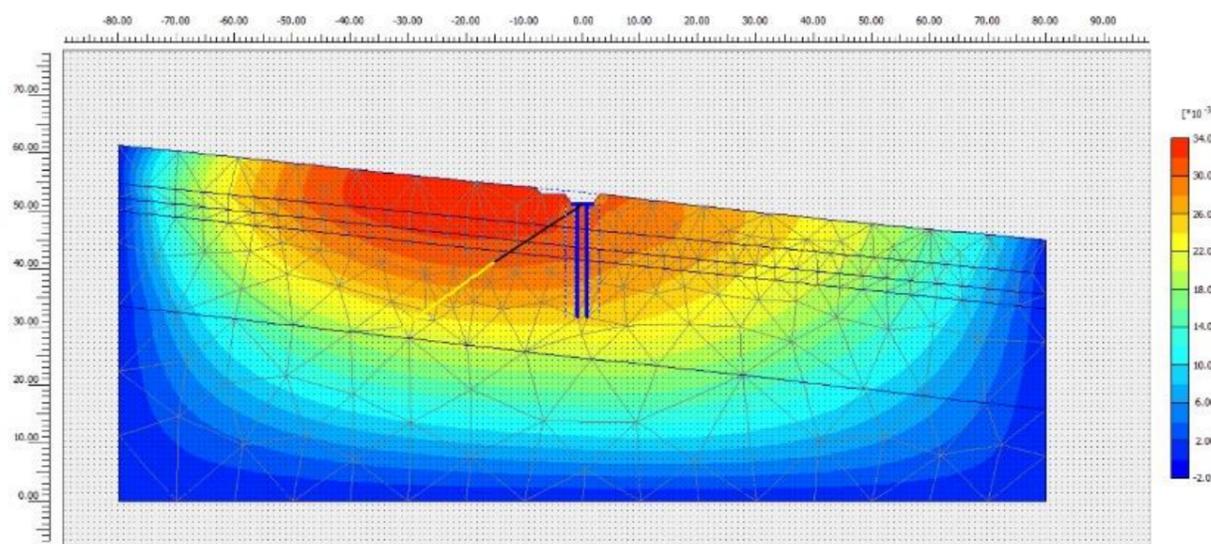
MODELLO A.02
Nodo trave palo modellato senza
continuità strutturale



Deformed mesh
Extreme total displacement $40.88 \cdot 10^{-3}$ m
(displacements scaled up 200.00 times)

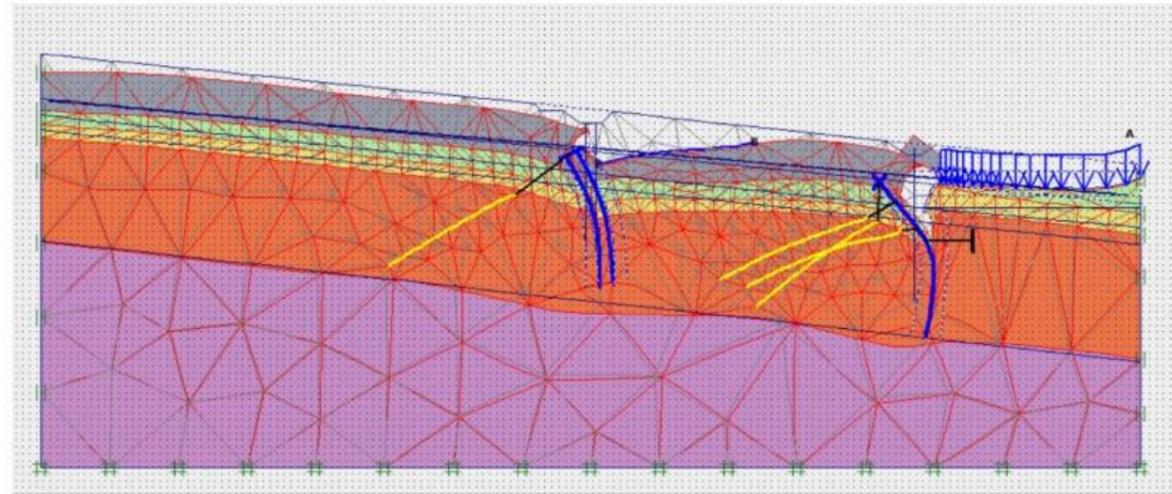


Axial forces
Extreme axial force $272.33 \cdot 10^{-3}$ kN/m

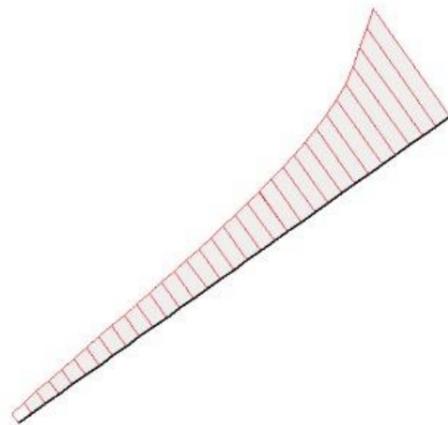


Horizontal displacements (Ux)
Extreme Ux $33.75 \cdot 10^{-3}$ m

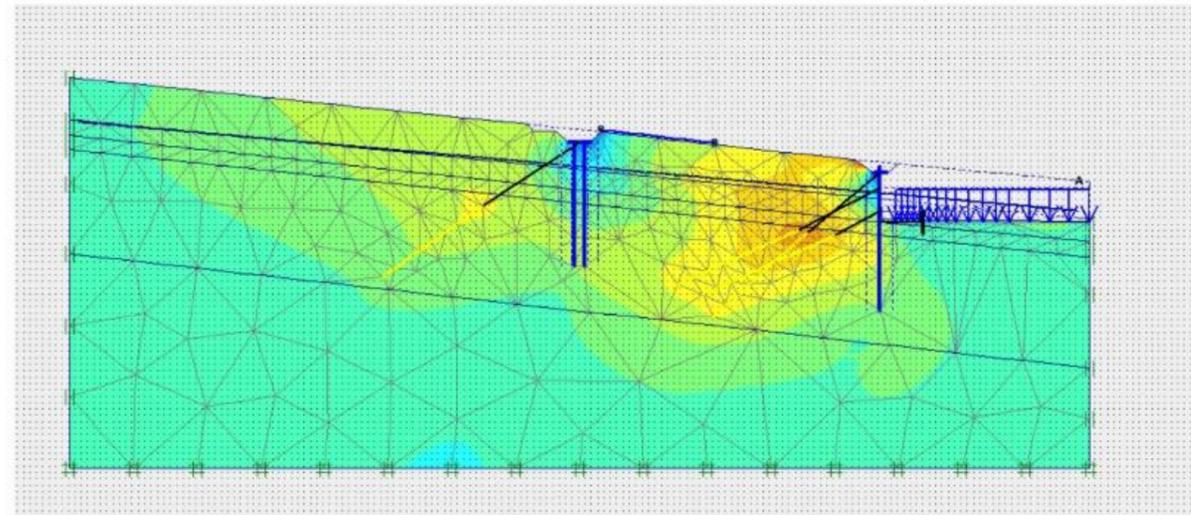
MODELLO B.00
Nodo trave palo secondo
connessioni di progetto



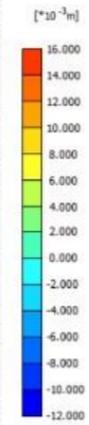
Deformed mesh
Extreme total displacement $16.96 \cdot 10^{-3}$ m
(displacements scaled up 500.00 times)



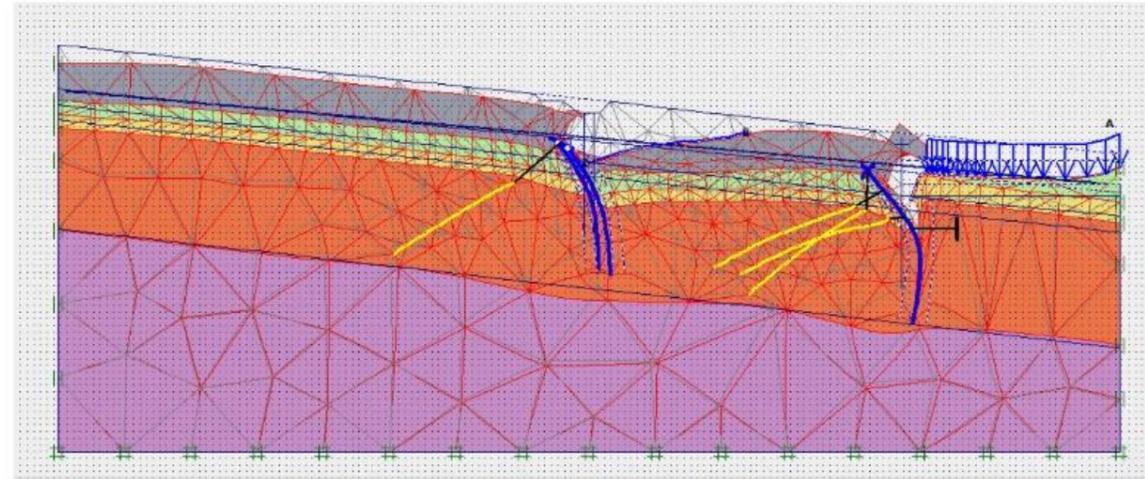
Axial forces
Extreme axial force 351.36 kN/m



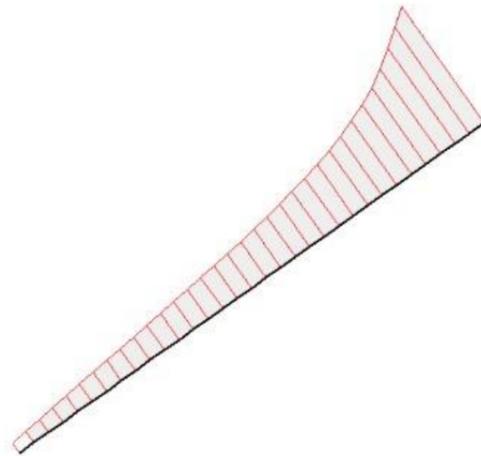
Horizontal displacements (Ux)
Extreme Ux $14.56 \cdot 10^{-3}$ m



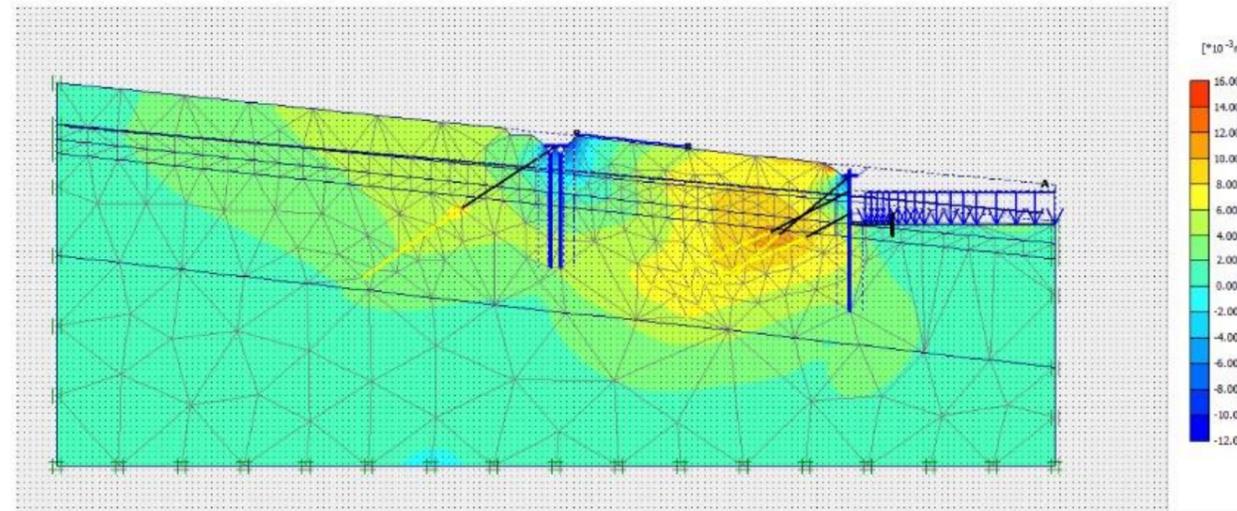
MODELLO B.01
Nodo trave palo modellato tramite
cerniera



Deformed mesh
Extreme total displacement $20.70 \cdot 10^{-3}$ m
(displacements scaled up 500.00 times)

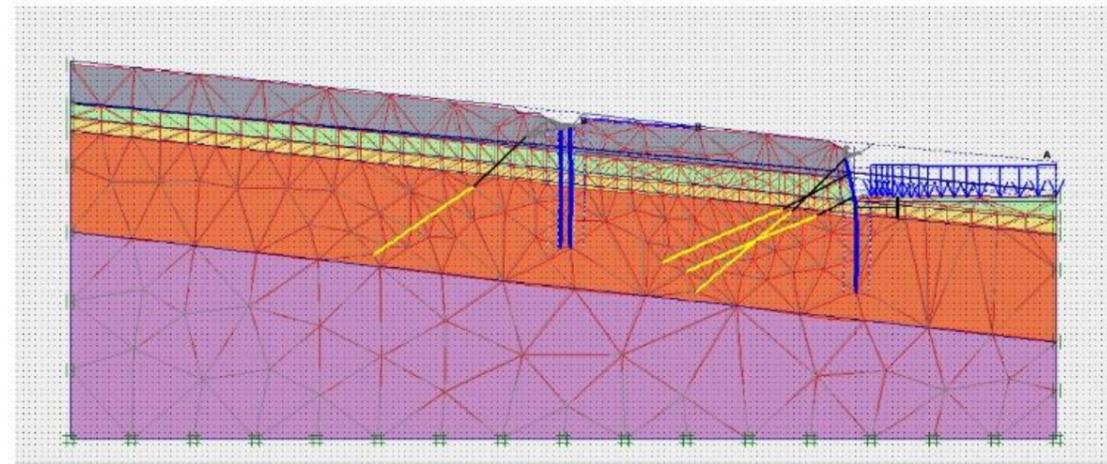


Axial forces
Extreme axial force 348.28 kN/m

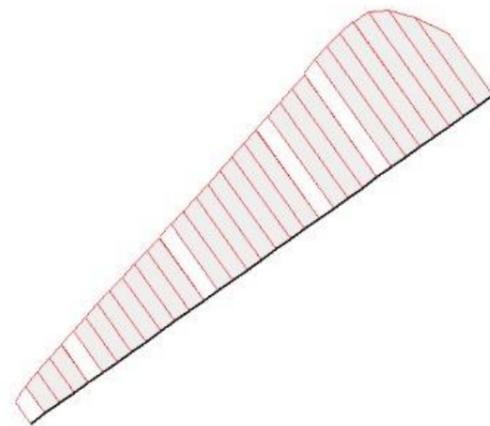


Horizontal displacements (Ux)
Extreme Ux $14.42 \cdot 10^{-3}$ m

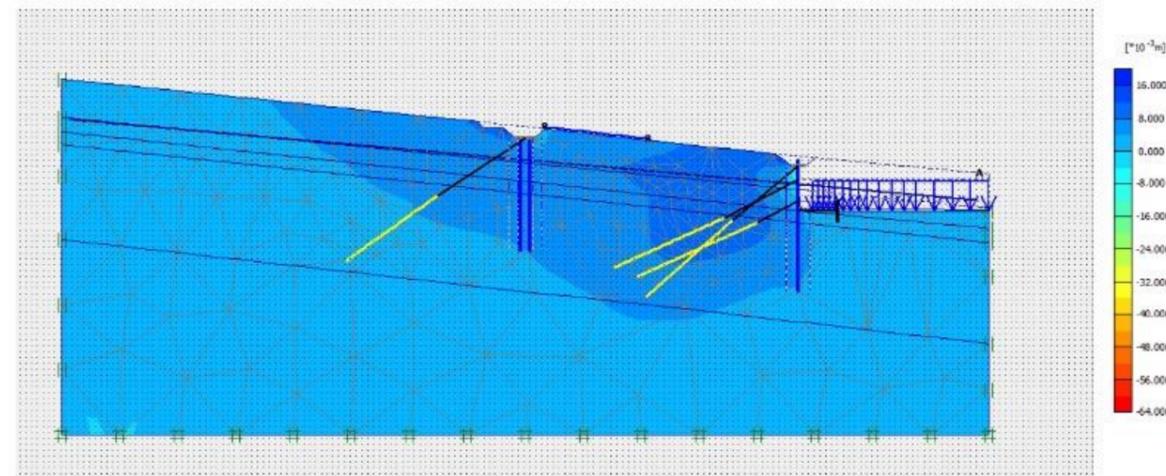
MODELLO B.02
Nodo trave palo modellato senza
continuità strutturale



Deformed mesh
Extreme total displacement $64.63 \cdot 10^{-3}$ m
(displacements scaled up 100.00 times)



Axial forces
Extreme axial force 66.70 kN/m



Horizontal displacements (Ux)
Extreme Ux $-61.13 \cdot 10^{-3}$ m

6.1 Modello paratia di monte

6.1.1 A.00 - Nodo trave palo secondo connessioni di progetto

Analizzando il modello con la sola paratia di monte, nel caso di connessione al nodo trave-palo come da progetto, il risultato ottenuto in termini di spostamento orizzontale massimo è di 10 mm e tale valore è relativo al terreno a valle della paratia in esame, mentre a monte il massimo spostamento ottenuto è di 4 mm. La distribuzione degli spostamenti orizzontali è riportata in figura 6.1.

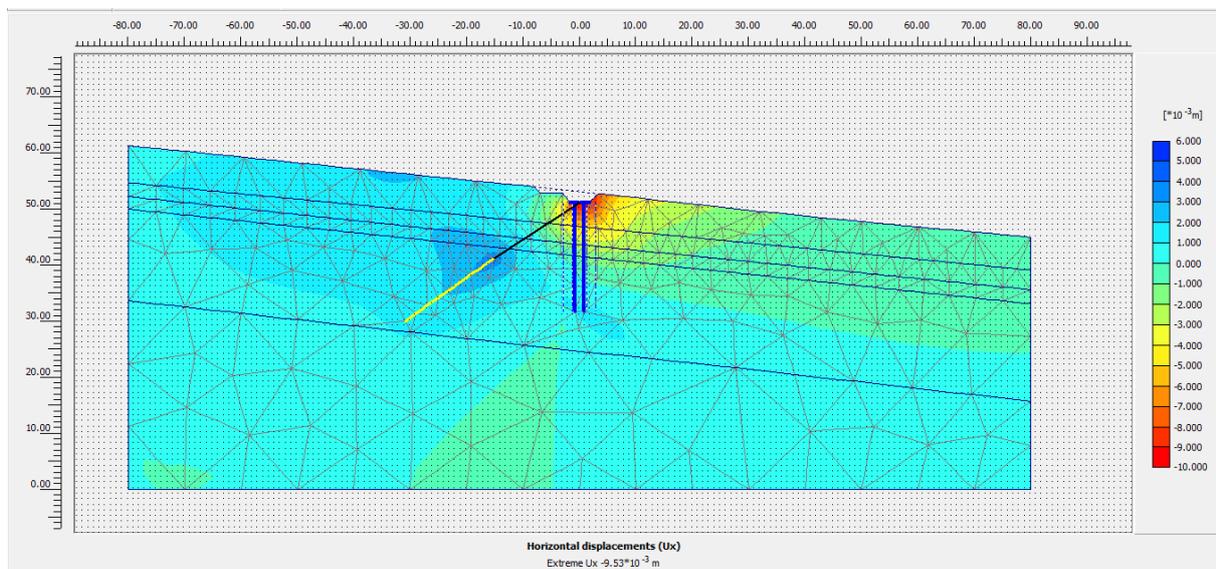


Figura 6.1: Modello paratia di Monte- connessione da progetto- spostamenti orizzontali

Si riporta nella figura 6.2 la deformata nel caso in esame. Si specifica che la deformata è amplificata in modo da far meglio visualizzare il fenomeno deformativo.

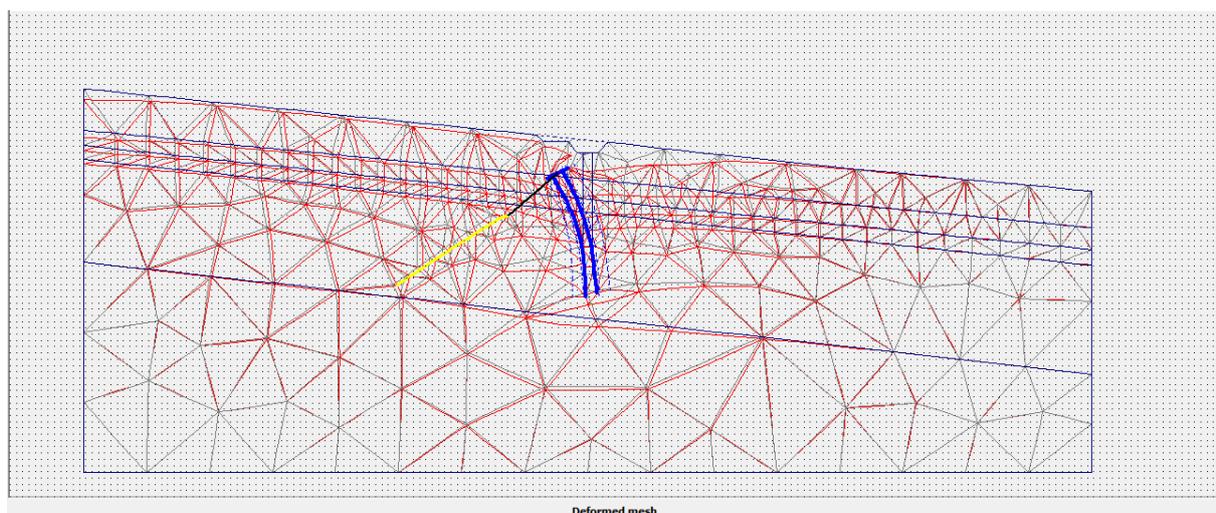


Figura 6.2: Modello paratia di monte- connessione da progetto-deformata

Al fine di valutare e confrontare gli spostamenti orizzontali tra i vari modelli di calcolo si è scelto di analizzare il comportamento del terreno e della paratia riferendosi agli spostamenti di una serie di punti collocati su una sezione parallela al piano campagna con le seguenti caratteristiche: una profondità di 4 m, origine sulla paratia di monte, estremo posizionato alla fine del modello Plaxis (lato monte). In figura 6.3 sono riportati gli spostamenti di tali punti.

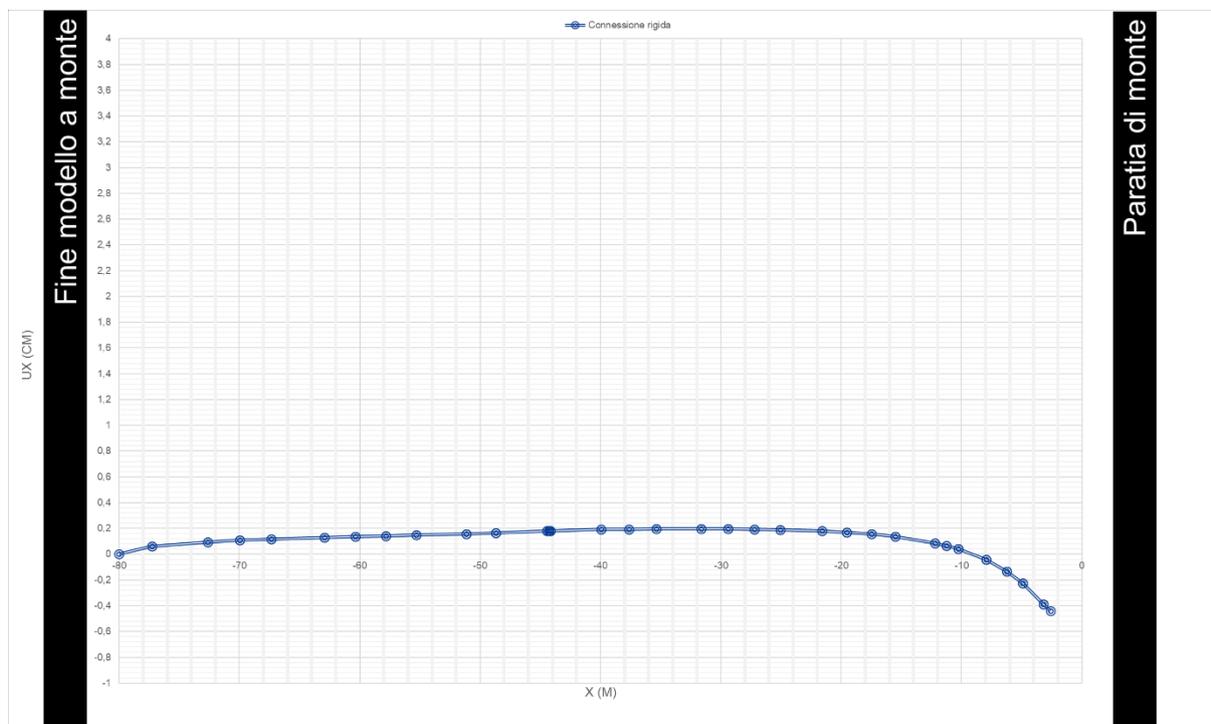


Figura 6.3: Modello paratia di monte- connessione da progetto-grafico spostamenti sezione rappresentativa

Si riportano in Tabella 6.1 i valori di spostamento orizzontale per ogni punto della sezione rappresentativa.

PARATIA DI MONTE_CONNESSIONE RIGIDA		
X(m)	Y(m)	Ux (cm)
-80	57,832225	0
-77,2833	57,524164	0,06119
-77,2833	57,524164	0,061194731
-72,657853	56,999661	0,094183311
-72,657853	56,999661	0,094183311
-69,995226	56,697732	0,10819301
-69,995226	56,697732	0,10819301
-67,358936	56,398789	0,11900705
-67,358936	56,398789	0,11900705
-62,949215	55,898748	0,13091588

-62,949215	55,898748	0,13091588
-60,372081	55,606514	0,13655517
-60,372081	55,606514	0,13655517
-57,82391	55,317564	0,14195481
-57,82391	55,317564	0,14195481
-55,305581	55,031998	0,14740479
-55,305581	55,031998	0,14740479
-51,142306	54,559903	0,15842021
-51,142306	54,559903	0,15842021
-48,688518	54,281655	0,16650109
-48,688518	54,281655	0,16650109
-44,438668	53,799743	0,18076715
-44,438668	53,799743	0,18076715
-44,29748	53,783733	0,18121026
-44,29748	53,783733	0,18121026
-44,154121	53,767476	0,18165624
-44,154121	53,767476	0,18165624
-39,959025	53,291773	0,19197118
-39,959025	53,291773	0,19197118
-37,637944	53,028574	0,19466984
-37,637944	53,028574	0,19466984
-35,350854	52,769229	0,1955396
-35,350854	52,769229	0,1955396
-31,637952	52,348204	0,19577151
-31,637952	52,348204	0,19577151
-29,420815	52,096791	0,19489874
-29,420815	52,096791	0,19489874
-27,238691	51,849349	0,19305365
-27,238691	51,849349	0,19305365
-25,091919	51,605915	0,18991891
-25,091919	51,605915	0,18991891
-21,613114	51,211436	0,18003393
-21,613114	51,211436	0,18003393
-19,537456	50,976066	0,16982108
-19,537456	50,976066	0,16982108
-17,497651	50,744762	0,15544329
-17,497651	50,744762	0,15544329
-15,493863	50,517543	0,13577762
-15,493863	50,517543	0,13577762
-12,222809	50,146621	0,085817371
-12,222809	50,146621	0,085817371

-11,257155	50,03712	0,064803407
-11,257155	50,03712	0,064803407
-10,294408	49,92795	0,039857949
-10,294408	49,92795	0,039857949
-7,9804167	49,665554	-0,043032767
-7,9804167	49,665554	-0,043032767
-6,2645252	49,470981	-0,13324745
-6,2645252	49,470981	-0,13324745
-4,9353542	49,320259	-0,22543094
-4,9353542	49,320259	-0,22543094
-3,1977446	49,123223	-0,38839482
-3,1977446	49,123223	-0,38839482
-2,5849597	49,053736	-0,4382735

Tabella 6.1: Modello paratia di monte - connessione da progetto - valori degli spostamenti sezione rappresentativa

6.1.2 A.01 – Cerniera

Nel caso di connessione al nodo trave-palo schematizzata come cerniera si ottiene dalla simulazione uno spostamento orizzontale massimo pari a 13 mm localizzato nell'intorno di valle della trave e orientato verso monte principalmente a causa dell'azione del tirante sulla trave. Il terreno di monte subisce uno spostamento verso valle di circa 3 mm, dato simile alla simulazione illustrata nel caso del nodo trave-palo come da progetto. In figura 6.4 è riportato l'output in termini di spostamenti.

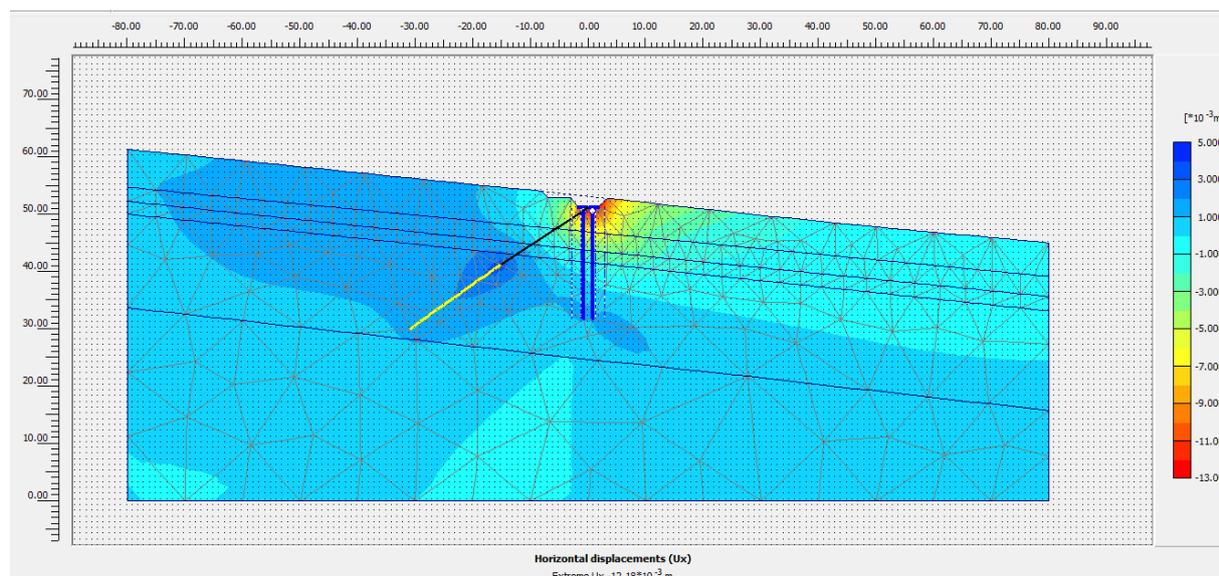


Figura 6.4: Modello paratia di monte- cerniera- spostamenti

La deformata per il caso in esame è rappresentata in figura 6.5.

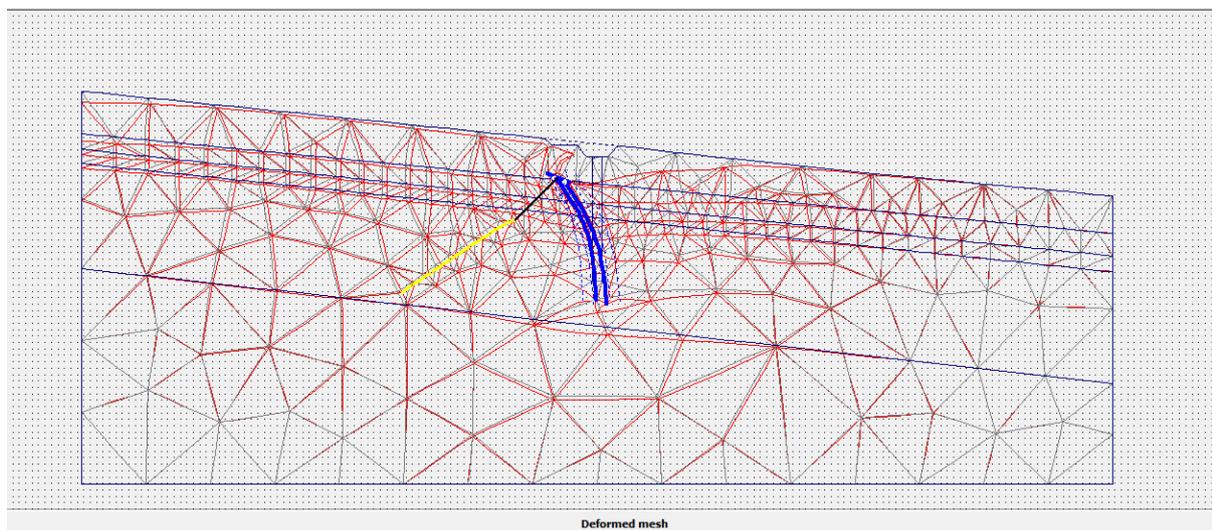


Figura 6.5: Modello paratia di monte – cerniera - deformata

Prendendo in esame la sezione longitudinale dei punti di controllo localizzata a monte della paratia alla profondità di 4m dal piano campagna, in figura 6.6 è riportata la distribuzione degli spostamenti orizzontali ed in tabella 6.2 si riportano i valori degli spostamenti puntuali.

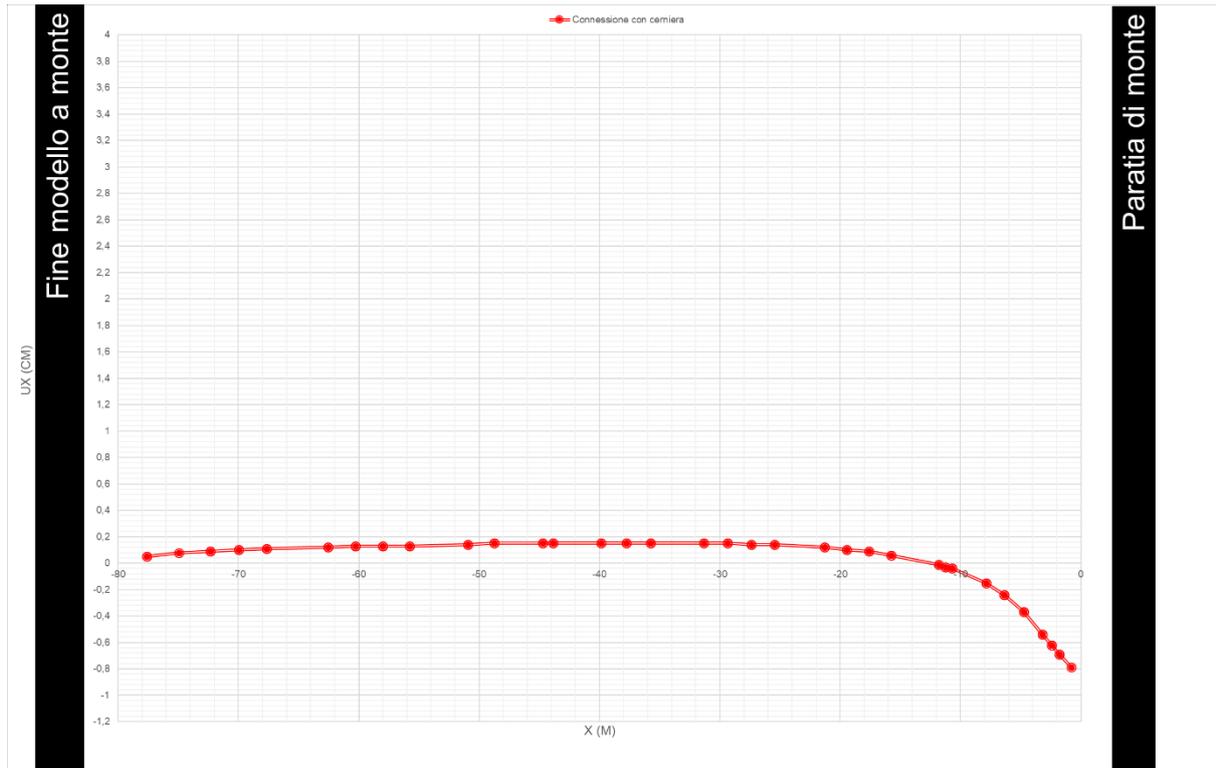


Figura 6.6: Modello paratia di monte – cerniera - grafico spostamenti sezione rappresentativa

PARATIA DI MONTE_ CERNIERA		
X(m)	Y(m)	Ux (cm)
-80	58,26	0
-77,61	57,99	0,05
-77,61	57,99	0,05
-74,96	57,69	0,08
-72,32	57,39	0,09
-72,32	57,39	0,09
-69,97	57,12	0,1
-69,97	57,12	0,1
-67,64	56,86	0,11
-67,64	56,86	0,11
-62,56	56,28	0,12
-62,56	56,28	0,12
-60,27	56,02	0,13
-60,27	56,02	0,13
-58,01	55,77	0,13
-58,01	55,77	0,13
-55,77	55,51	0,13
-55,77	55,51	0,13

-50,93	54,96	0,14
-50,93	54,96	0,14
-48,74	54,71	0,15
-48,74	54,71	0,15
-44,72	54,26	0,15
-44,72	54,26	0,15
-43,85	54,16	0,15
-43,85	54,16	0,15
-39,85	53,7	0,15
-39,85	53,7	0,15
-37,78	53,47	0,15
-37,78	53,47	0,15
-35,73	53,23	0,15
-35,73	53,23	0,15
-31,34	52,74	0,15
-31,34	52,74	0,15
-29,35	52,51	0,15
-29,35	52,51	0,15
-27,39	52,29	0,14
-27,39	52,29	0,14
-25,46	52,07	0,14
-25,46	52,07	0,14
-21,3	51,6	0,12
-21,3	51,6	0,12
-19,43	51,38	0,1
-19,43	51,38	0,1
-17,59	51,17	0,09
-17,59	51,17	0,09
-15,78	50,97	0,06
-15,78	50,97	0,06
-11,83	50,52	-0,01
-11,83	50,52	-0,01
-11,25	50,45	-0,03
-11,25	50,45	-0,03
-10,68	50,39	-0,04
-10,68	50,39	-0,04
-7,86	50,07	-0,15
-7,86	50,07	-0,15
-6,35	49,9	-0,24
-6,35	49,9	-0,24
-4,73	49,71	-0,37
-4,73	49,71	-0,37

-3,18	49,54	-0,54
-3,18	49,54	-0,54
-2,42	49,45	-0,62
-2,42	49,45	-0,62
-1,78	49,38	-0,69
-1,78	49,38	-0,69
-0,8	49,27	-0,79
-0,8	48,67	3,0935369

Tabella 6.2: Modello paratia di monte - cerniera - valori spostamenti sezione rappresentativa

6.1.3 A.02 – Discontinuità

Nel caso di completa sconnessione tra la trave di collegamento ed i pali, simulata rappresentando una sconnessione tra palo e trave di 10 cm il massimo spostamento scaturito dalla simulazione è di 33 mm, orientato verso valle ed in questo caso compete al terreno localizzato a monte della paratia, la distribuzione degli spostamenti è riportata in figura 6.7.

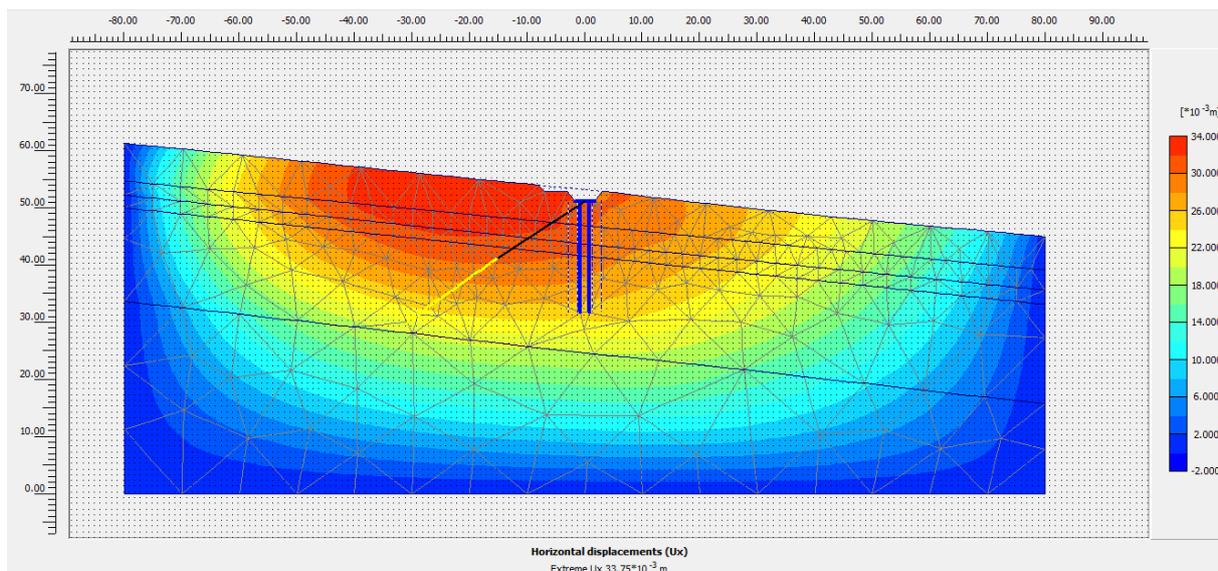


Figura 6.7: Modello paratia di monte- discontinuità - spostamenti orizzontali

La deformata è rappresentata in figura 6.8 ed è evidente la traslazione verso valle del sistema terreno-paratia.

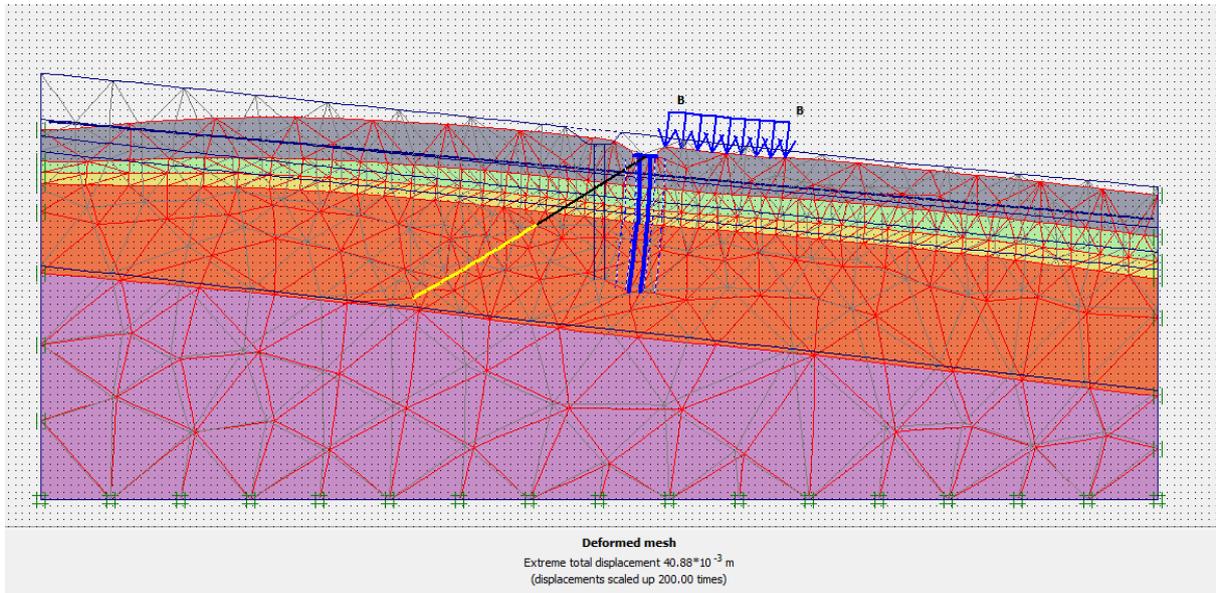


Figura 6.8: Modello paratia di monte- discontinuità- deformata (la presenza del carico distribuito nella deformata è un errore grafico fornito a video)

Si riporta, infine, il grafico della sezione costituita dai punti di controllo localizzati a 4 m di profondità a monte della paratia in figura 6.9 e i rispettivi valori puntuali in tabella 6.3.

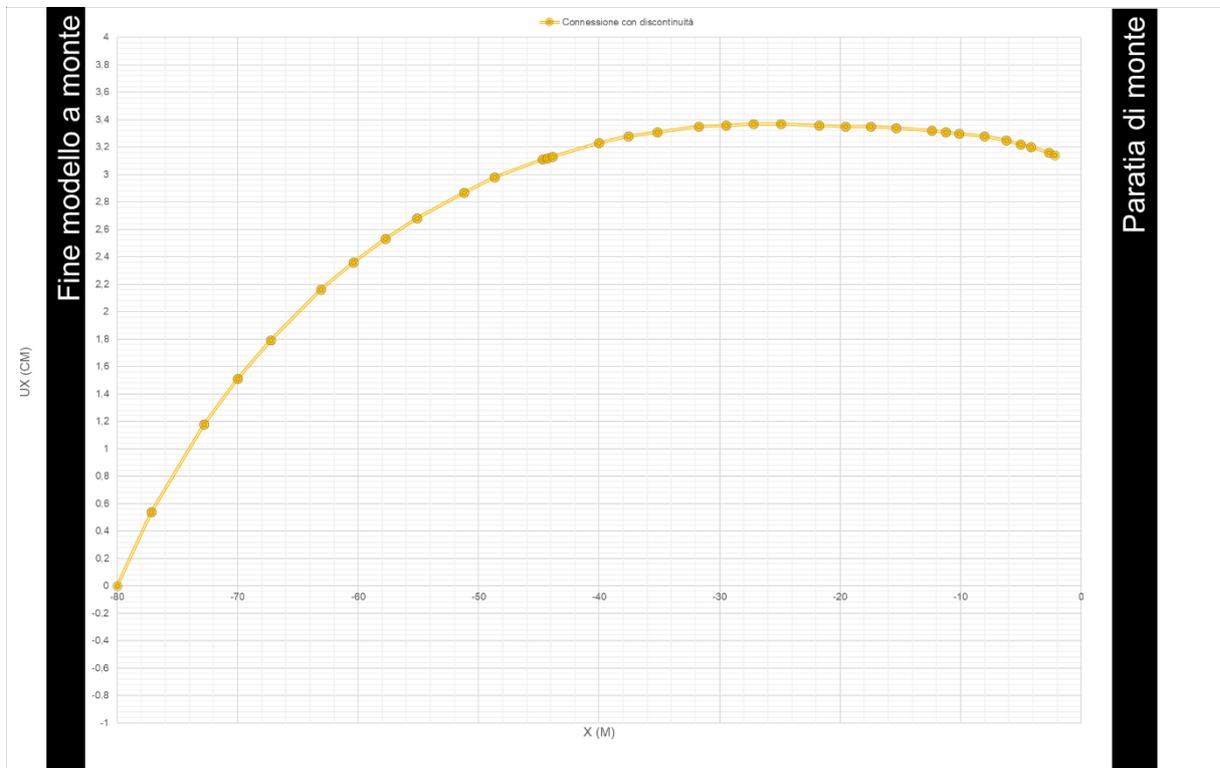


Figura 6.9: Modello paratia di monte – discontinuità - grafico spostamenti orizzontali sezione rappresentativa

PARATIA DI MONTE_DISCONTINUITA'

X(m)	Y(m)	U_x (cm)
-80	57,67	0
-77,16	57,34	0,54
-77,16	57,34	0,54
-72,79	56,85	1,18
-72,79	56,85	1,18
-70,01	56,53	1,51
-70,01	56,53	1,51
-67,25	56,22	1,79
-67,25	56,22	1,79
-63,1	55,75	2,16
-63,1	55,75	2,16
-60,41	55,44	2,36
-60,41	55,44	2,36
-57,75	55,14	2,53
-57,75	55,14	2,53
-55,12	54,84	2,68
-55,12	54,84	2,68
-51,23	54,4	2,87
-51,23	54,4	2,87
-48,67	54,11	2,98
-48,67	54,11	2,98
-44,71	53,66	3,11
-44,71	53,66	3,11
-44,3	53,61	3,12
-44,3	53,61	3,12
-43,9	53,56	3,13
-43,9	53,56	3,13
-40	53,12	3,23
-40	53,12	3,23
-37,58	52,85	3,28
-37,58	52,85	3,28
-35,19	52,58	3,31
-35,19	52,58	3,31
-31,76	52,19	3,35
-31,76	52,19	3,35
-29,45	51,92	3,36

-29,45	51,92	3,36
-27,18	51,66	3,37
-27,18	51,66	3,37
-24,94	51,41	3,37
-24,94	51,41	3,37
-21,75	51,05	3,36
-21,75	51,05	3,36
-19,58	50,8	3,35
-19,58	50,8	3,35
-17,46	50,56	3,35
-17,46	50,56	3,35
-15,37	50,32	3,34
-15,37	50,32	3,34
-12,39	49,98	3,32
-12,39	49,98	3,32
-11,26	49,86	3,31
-11,26	49,86	3,31
-10,13	49,73	3,3
-10,13	49,73	3,3
-8,03	49,49	3,28
-8,03	49,49	3,28
-6,23	49,28	3,25
-6,23	49,28	3,25
-5,03	49,15	3,22
-5,03	49,15	3,22
-4,18	49,05	3,2
-4,18	49,05	3,2
-2,66	48,88	3,16
-2,66	48,88	3,16
-2,1824498	48,824676	3,14

Tabella 6.3: Modello paratia di monte- discontinuità - valori spostamenti sezione rappresentativa

6.2 Modello completo

6.2.1 B.00 - Nodo trave palo secondo connessioni di progetto

Analizzando il modello completo nel caso di connessione nel nodo trave-palo simulato come da progetto il risultato ottenuto in termini di spostamento orizzontale massimo è di 14,56 mm immediatamente a monte della paratia di valle. L'entità degli spostamenti del terreno a monte della paratia oggetto di studio è di circa 6mm. La distribuzione degli spostamenti orizzontali è riportata in figura 6.10.

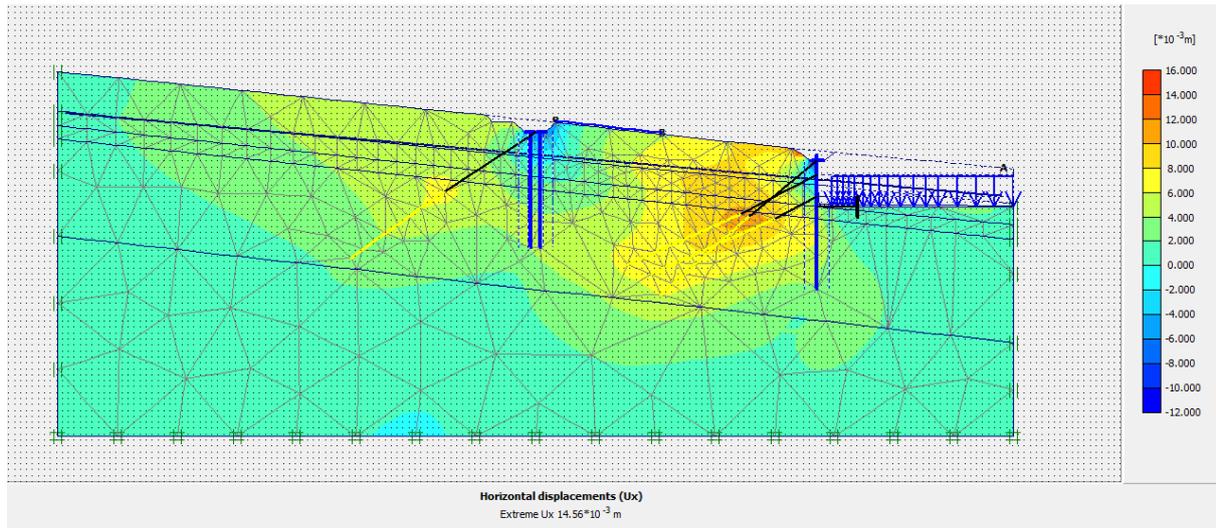


Figura 6.10: Modello completo - connessione da progetto - spostamenti orizzontali

Anche in questo caso lo spostamento negativo (spostamento verso la sinistra del modello, cioè verso monte) può essere dovuto all'azione del pretensionamento del tirante che agisce sulla paratia di monte, come confermato dalla deformata (figura 6.11).

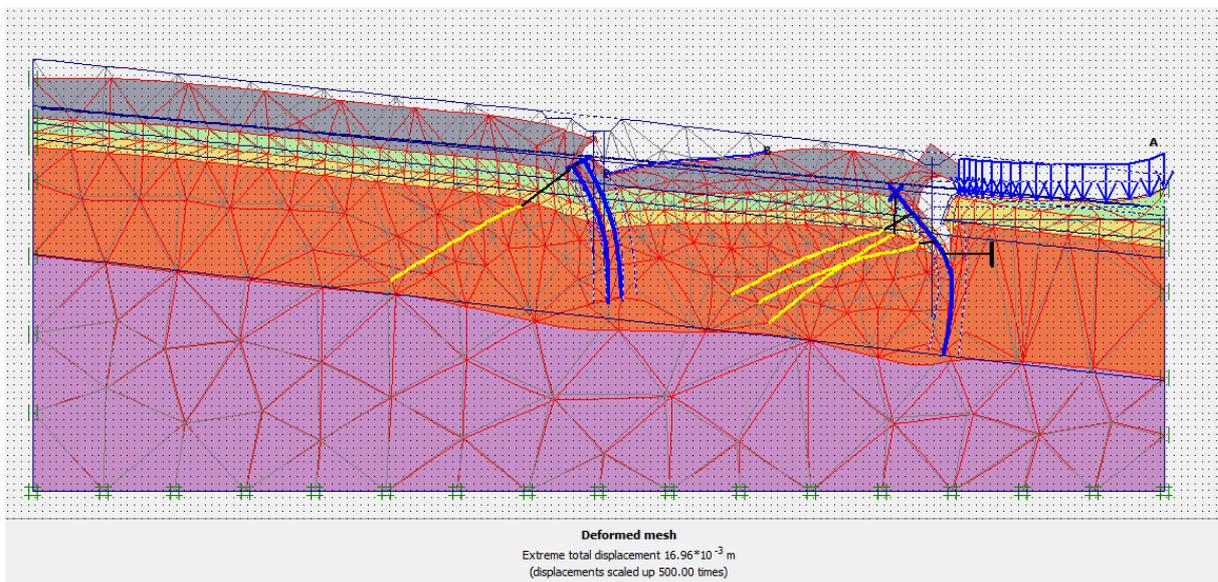


Figura 6.11: Modello completo - connessione da progetto- deformata

Anche per analizzare anche il modello completo si è utilizzata quale riferimento, la sezione parallela al piano campagna ad una profondità pari a 4 m misurata dal piano campagna.

I valori di spostamento di questa sezione sono riportati in tabella 6.4 e resi in forma grafica nella figura 6.12.

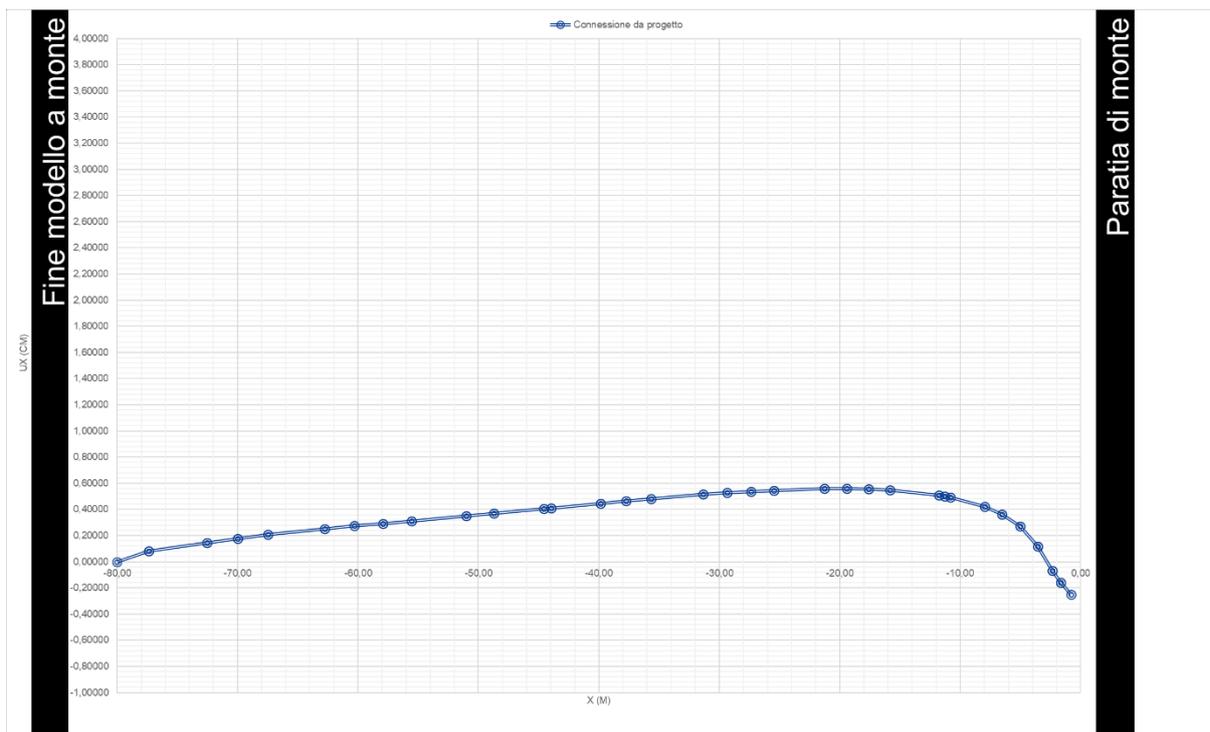


Figura 6.12: Modello completo - connessione da progetto- grafico spostamenti orizzontali sezione rappresentativa

MODELLO COMPLETO_Connessione da progetto		
X(m)	Y(m)	Ux (cm)
-80,00	57,91	0,00000
-77,36	57,63	0,07972
-77,36	57,63	0,07972
-72,56	57,12	0,14542
-72,56	57,12	0,14542
-69,99	56,84	0,17711
-69,99	56,84	0,17711
-67,46	56,57	0,20722
-67,46	56,57	0,20722
-62,77	56,07	0,25302
-62,77	56,07	0,25302
-60,32	55,81	0,27322
-60,32	55,81	0,27322
-57,92	55,55	0,29252
-57,92	55,55	0,29252
-55,57	55,30	0,31216

-55,57	55,30	0,31216
-51,01	54,82	0,35030
-51,01	54,82	0,35030
-48,73	54,57	0,36885
-48,73	54,57	0,36885
-44,58	54,13	0,40548
-44,58	54,13	0,40548
-43,99	54,07	0,41072
-43,99	54,07	0,41072
-39,87	53,63	0,44583
-39,87	53,63	0,44583
-37,76	53,40	0,46343
-37,76	53,40	0,46343
-35,69	53,18	0,48060
-35,69	53,18	0,48060
-31,35	52,72	0,51535
-31,35	52,72	0,51535
-29,35	52,51	0,52757
-29,35	52,51	0,52757
-27,39	52,30	0,53643
-27,39	52,30	0,53643
-25,48	52,09	0,54461
-25,48	52,09	0,54461
-21,26	51,64	0,56033
-21,26	51,64	0,56033
-19,41	51,45	0,55963
-19,41	51,45	0,55963
-17,60	51,25	0,55567
-17,60	51,25	0,55567
-15,84	51,07	0,54804
-15,84	51,07	0,54804
-11,76	50,63	0,50873
-11,76	50,63	0,50873
-11,29	50,58	0,50140
-11,29	50,58	0,50140
-10,84	50,53	0,49347
-10,84	50,53	0,49347
-7,96	50,23	0,42212
-7,96	50,23	0,42212
-6,52	50,07	0,36241
-6,52	50,07	0,36241
-5,03	49,91	0,27308
-5,03	49,91	0,27308
-3,56	49,76	0,11717

-3,56	49,76	0,11717
-2,35	49,63	-0,06952
-2,35	49,63	-0,06952
-1,65	49,55	-0,15911
-1,65	49,55	-0,15911
-0,80	49,46	-0,25220

Tabella 6.4: Modello completo- connessione da progetto - valori spostamenti orizzontali sezione rappresentativa

6.2.2 B.01 – Cerniera

Nel caso di connessione al nodo trave-palo simulata con cerniera gli spostamenti orizzontali sono confrontabili con i valori ottenuti nel caso precedente. La distribuzione degli spostamenti del caso B.01 viene riportata in figura 6.13.

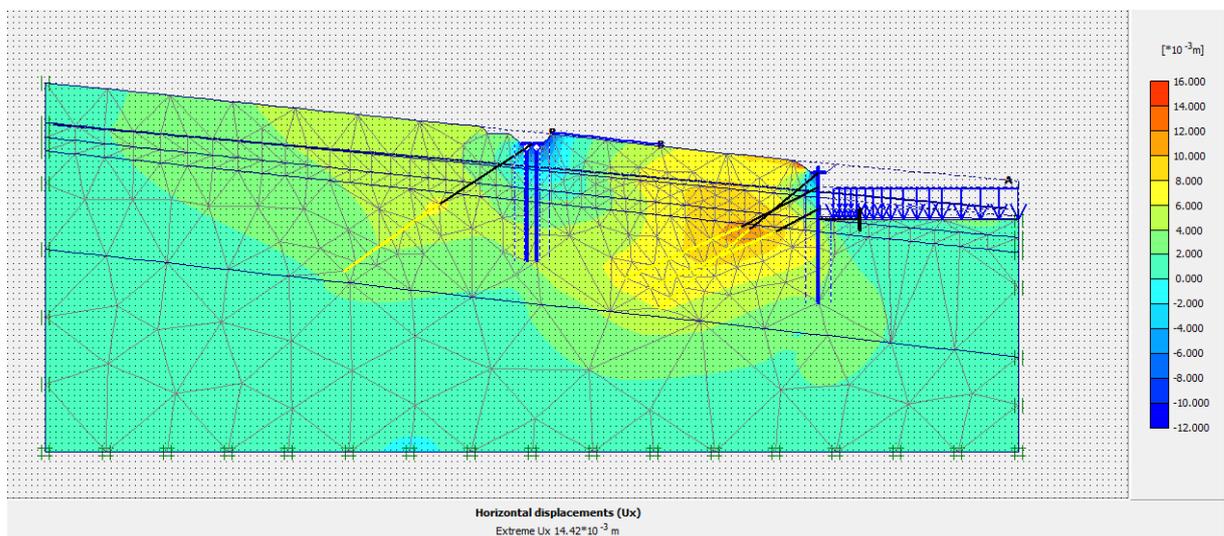


Figura 6.13: Modello completo – cerniera - spostamenti orizzontali

Anche per questo caso valgono le considerazioni fatte per gli spostamenti di segno negativo fatti al paragrafo 6.1.1 . In figura 6.14 si riporta la deformata del caso in esame.

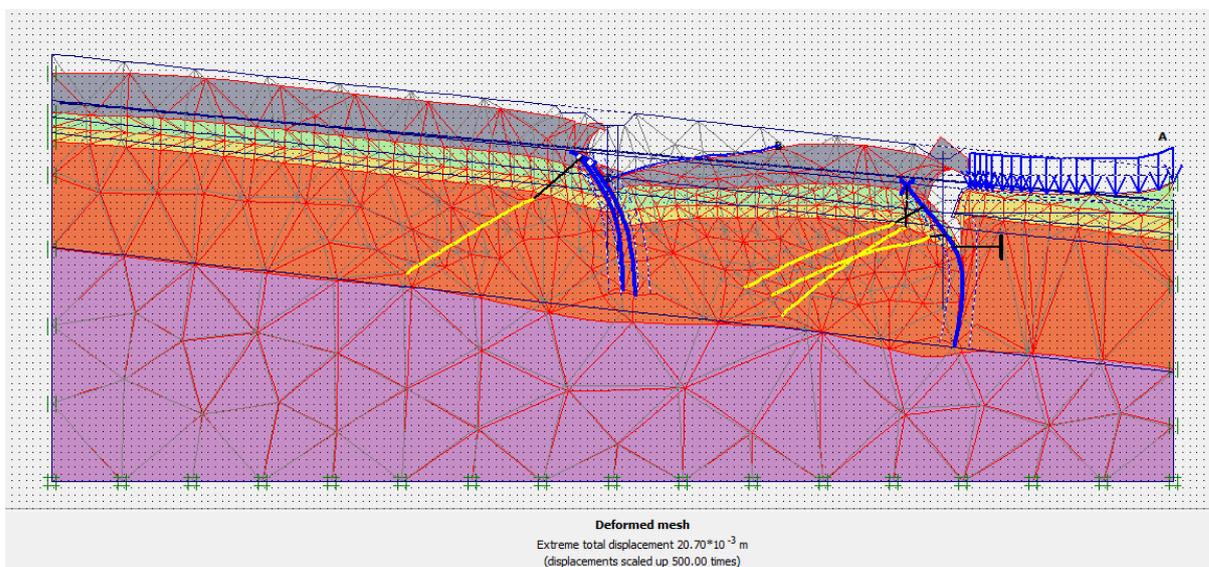


Figura 6.14: Modello completo - cerniera – deformata (la presenza del carico distribuito nella deformata è un errore grafico fornito a video)

Dall’analisi della sezione rappresentativa dei punti controllo è possibile tracciare il grafico degli spostamenti riportati in figura 6.15.

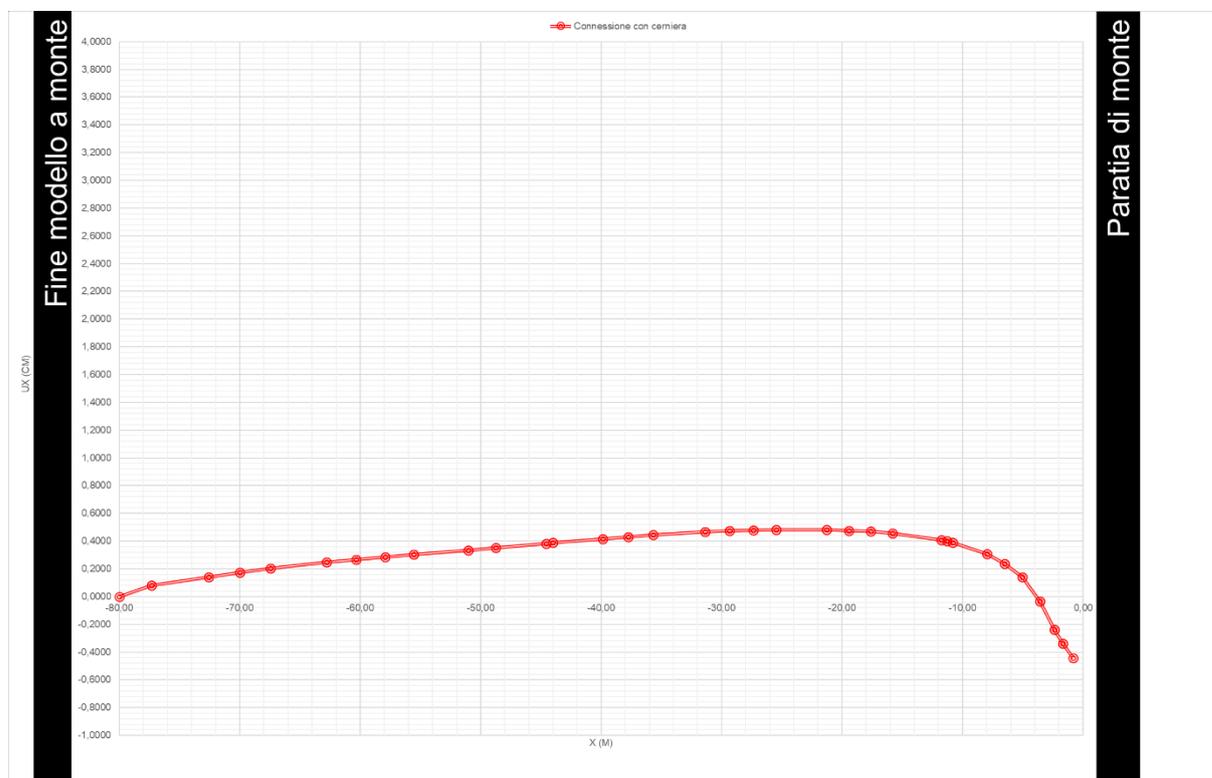


Figura 6.15: Modello completo-cerniera- grafico spostamenti orizzontali sezione rappresentativa

Si riportano per completezza i valori utili alla costruzione del grafico (tabella 6.5).

MODELLO COMPLETO_cerniera		
X(m)	Y(m)	U_x (cm)
-80,00	57,89	0,0000
-77,34	57,61	0,0806
-77,34	57,61	0,0806
-72,57	57,10	0,1408
-72,57	57,10	0,1408
-69,99	56,82	0,1733
-69,99	56,82	0,1733
-67,45	56,55	0,2020
-67,45	56,55	0,2020
-62,79	56,06	0,2465
-62,79	56,06	0,2465
-60,33	55,79	0,2654
-60,33	55,79	0,2654
-57,91	55,54	0,2838
-57,91	55,54	0,2838
-55,55	55,29	0,3027
-55,55	55,29	0,3027
-51,02	54,80	0,3354
-51,02	54,80	0,3354
-48,72	54,56	0,3525
-48,72	54,56	0,3525
-44,56	54,11	0,3835
-44,56	54,11	0,3835
-44,01	54,05	0,3875
-44,01	54,05	0,3875
-39,88	53,61	0,4160
-39,88	53,61	0,4160
-37,75	53,39	0,4301
-37,75	53,39	0,4301
-35,67	53,16	0,4435
-35,67	53,16	0,4435
-31,36	52,70	0,4668
-31,36	52,70	0,4668
-29,35	52,49	0,4733

-29,35	52,49	0,4733
-27,38	52,28	0,4776
-27,38	52,28	0,4776
-25,46	52,08	0,4810
-25,46	52,08	0,4810
-21,27	51,63	0,4808
-21,27	51,63	0,4808
-19,41	51,43	0,4765
-19,41	51,43	0,4765
-17,60	51,24	0,4691
-17,60	51,24	0,4691
-15,83	51,05	0,4577
-15,83	51,05	0,4577
-11,77	50,62	0,4079
-11,77	50,62	0,4079
-11,29	50,56	0,3988
-11,29	50,56	0,3988
-10,82	50,51	0,3890
-10,82	50,51	0,3890
-7,96	50,21	0,3063
-7,96	50,21	0,3063
-6,52	50,05	0,2377
-6,52	50,05	0,2377
-5,04	49,90	0,1393
-5,04	49,90	0,1393
-3,56	49,74	-0,0359
-3,56	49,74	-0,0359
-2,36	49,61	-0,2392
-2,36	49,61	-0,2392
-1,66	49,54	-0,3393
-1,66	49,54	-0,3393
-0,80	49,44	-0,4425

Tabella 6.5: Modello completo-cerniera- valori spostamenti orizzontali sezione rappresentativa

6.2.3 B.02 – Discontinuità

Nel caso della sconnessione al nodo trave-palo simulata con una discontinuità di 10 cm, l'entità degli spostamenti rimane di bassa intensità, rientrando nel range di 14-16 mm orientati questa volta solo verso valle. La distribuzione degli spostamenti è riportato in figura 6.16.

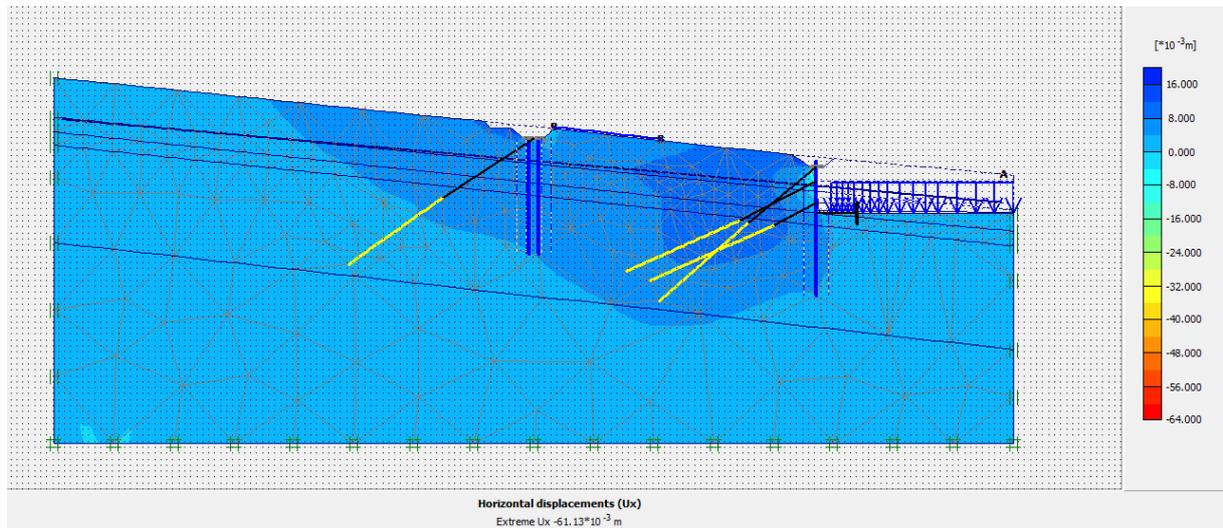


Figura 6.16: Modello completo-discontinuità-spostamenti orizzontali

La deformata del caso simulato è rappresentata in figura 6.17.

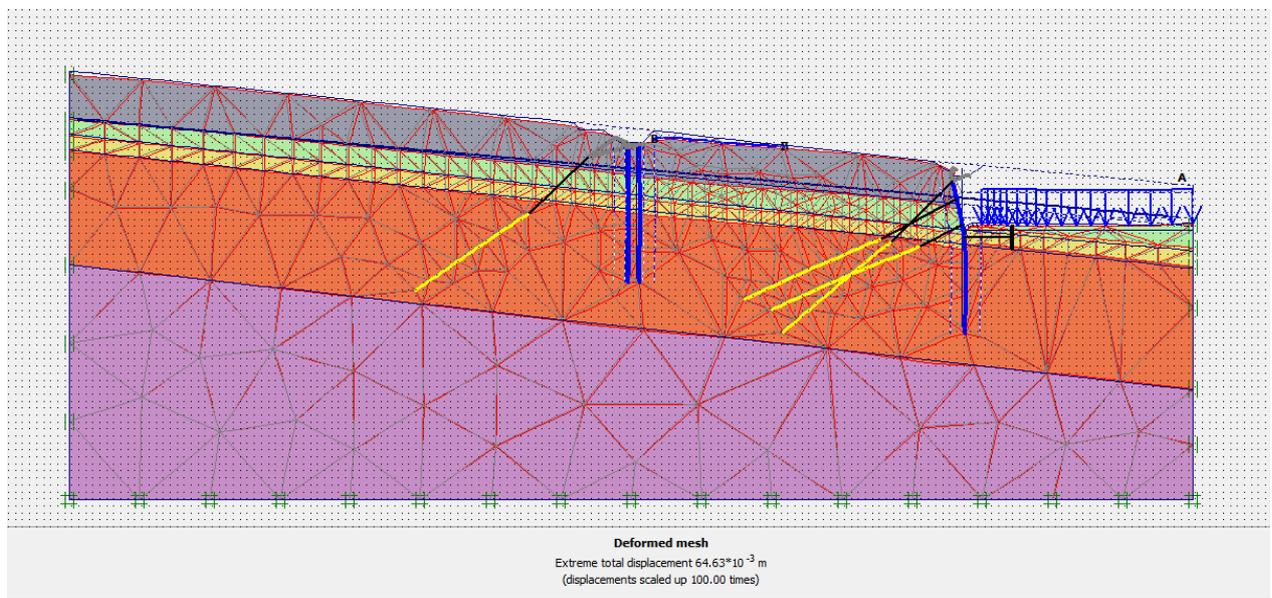


Figura 6.17: Modello completo-discontinuità-deformata

Facendo riferimento alla sezione di punti di controllo collocata a 4 m dal piano campagna gli spostamenti sono rappresentati nel grafico riportato in figura 6.18, costruito con i valori della tabella 6.6.

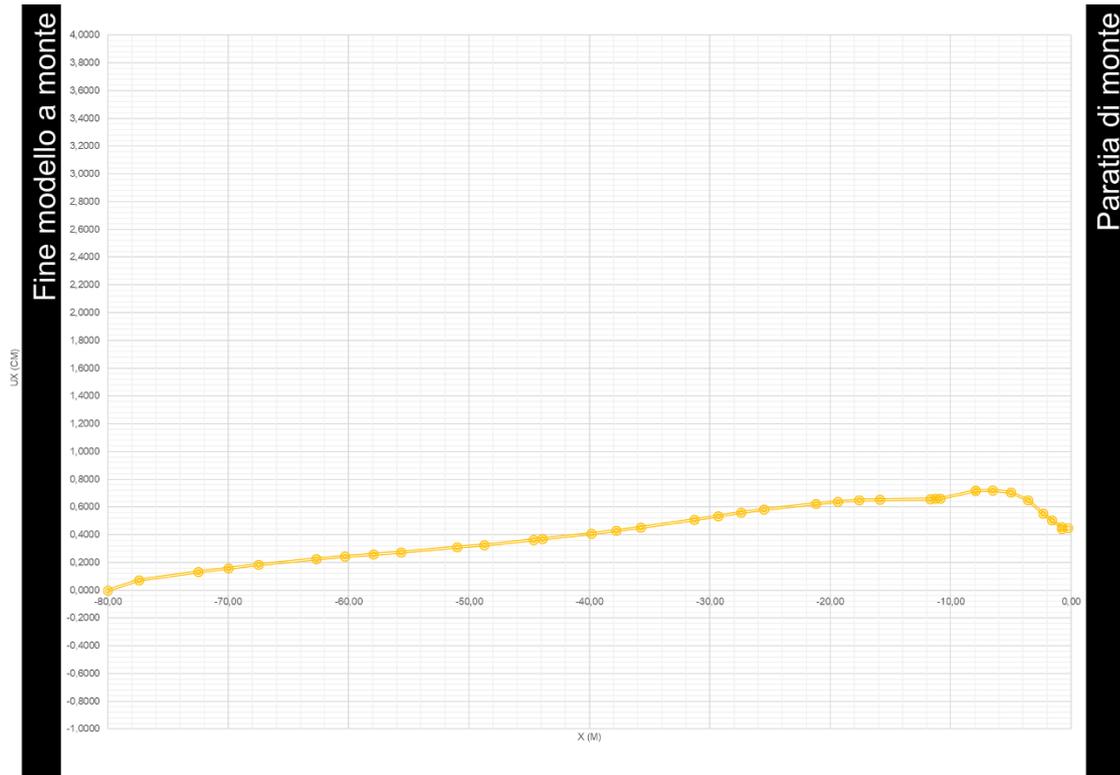


Figura 6.18: Modello completo-discontinuità-grafico spostamenti orizzontali sezione rappresentativa

MODELLO COMPLETO_Discontinuità		
X(m)	Y(m)	Ux (cm)
-80,00	57,98	0,0000
-77,41	57,70	0,0739
-77,41	57,70	0,0739
-72,50	57,18	0,1324
-72,50	57,18	0,1324
-69,98	56,91	0,1600
-69,98	56,91	0,1600
-67,51	56,64	0,1859
-67,51	56,64	0,1859
-62,71	56,13	0,2258
-62,71	56,13	0,2258
-60,31	55,87	0,2426
-60,31	55,87	0,2426
-57,95	55,62	0,2588
-57,95	55,62	0,2588
-55,64	55,37	0,2753
-55,64	55,37	0,2753
-50,98	54,88	0,3100

-50,98	54,88	0,3100
-48,73	54,64	0,3268
-48,73	54,64	0,3268
-44,66	54,20	0,3621
-44,66	54,20	0,3621
-43,90	54,12	0,3689
-43,90	54,12	0,3689
-39,86	53,69	0,4073
-39,86	53,69	0,4073
-37,77	53,46	0,4290
-37,77	53,46	0,4290
-35,74	53,25	0,4523
-35,74	53,25	0,4523
-31,31	52,77	0,5085
-31,31	52,77	0,5085
-29,34	52,56	0,5343
-29,34	52,56	0,5343
-27,41	52,36	0,5591
-27,41	52,36	0,5591
-25,53	52,16	0,5813
-25,53	52,16	0,5813
-21,22	51,69	0,6251
-21,22	51,69	0,6251
-19,40	51,50	0,6399
-19,40	51,50	0,6399
-17,62	51,31	0,6499
-17,62	51,31	0,6499
-15,88	51,12	0,6545
-15,88	51,12	0,6545
-11,71	50,68	0,6577
-11,71	50,68	0,6577
-11,29	50,63	0,6591
-11,29	50,63	0,6591
-10,89	50,59	0,6618
-10,89	50,59	0,6618
-7,95	50,28	0,7181
-7,95	50,28	0,7181
-6,54	50,13	0,7209
-6,54	50,13	0,7209
-5,01	49,96	0,7053
-5,01	49,96	0,7053
-3,57	49,81	0,6506
-3,57	49,81	0,6506
-2,33	49,68	0,5541
-2,33	49,68	0,5541

-1,62	49,60	0,5048
-1,62	49,60	0,5048
-0,80	49,51	0,4563
-0,80	49,51	0,4403
-0,27	49,46	0,4498

Tabella 6.6: Modello completo-discontinuità-valori spostamenti orizzontali sezione rappresentativa

6.3 Discussione dei risultati

È possibile confrontare le tre diverse opzioni di modellazione del nodo trave-pilastro facendo riferimento agli spostamenti nei punti di controllo localizzati sulla sezione rappresentativa localizzata a monte della paratia di monte, nei due casi del modello con la sola paratia oggetto di studio e del modello completo con entrambe le opere di sostegno.

Nella figura 6.19 sono rappresentati gli spostamenti per le tre tipologie di connessione per il modello con la sola paratia di monte mentre, in figura 6.20, vengono riportati in forma grafica gli spostamenti per il modello con le due paratie.

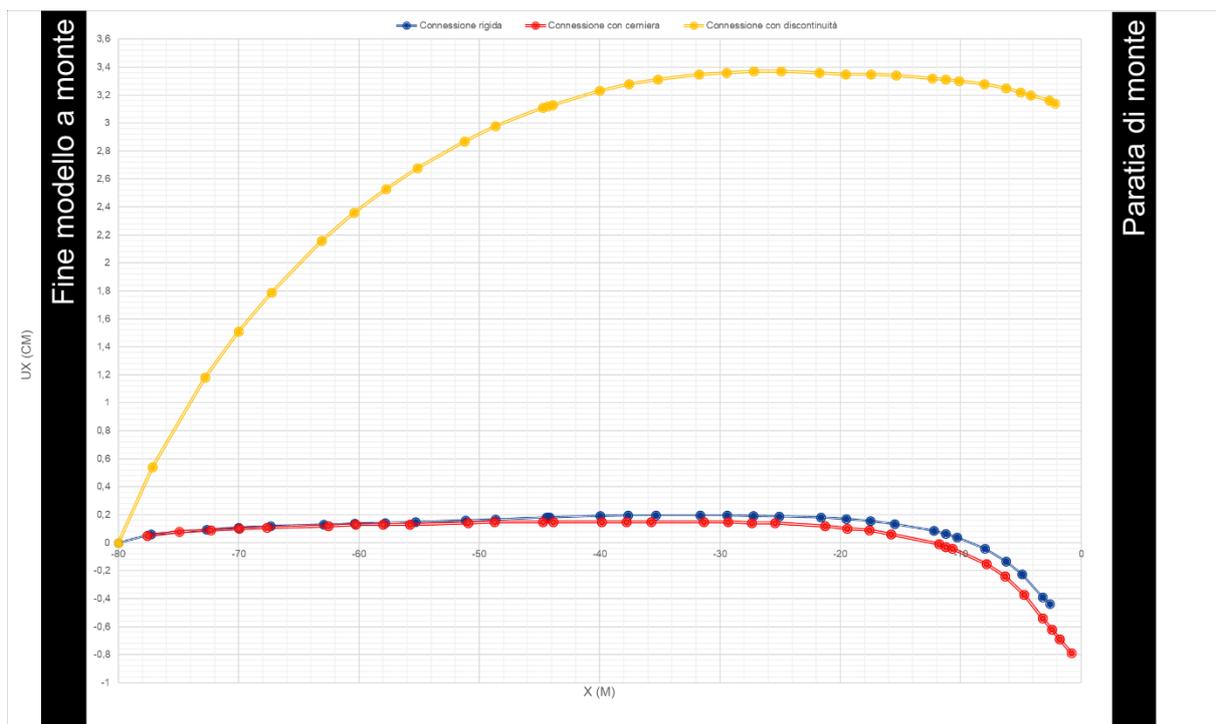


Figura 6.19: Confronto spostamenti Modello paratia di monte sezione rappresentativa

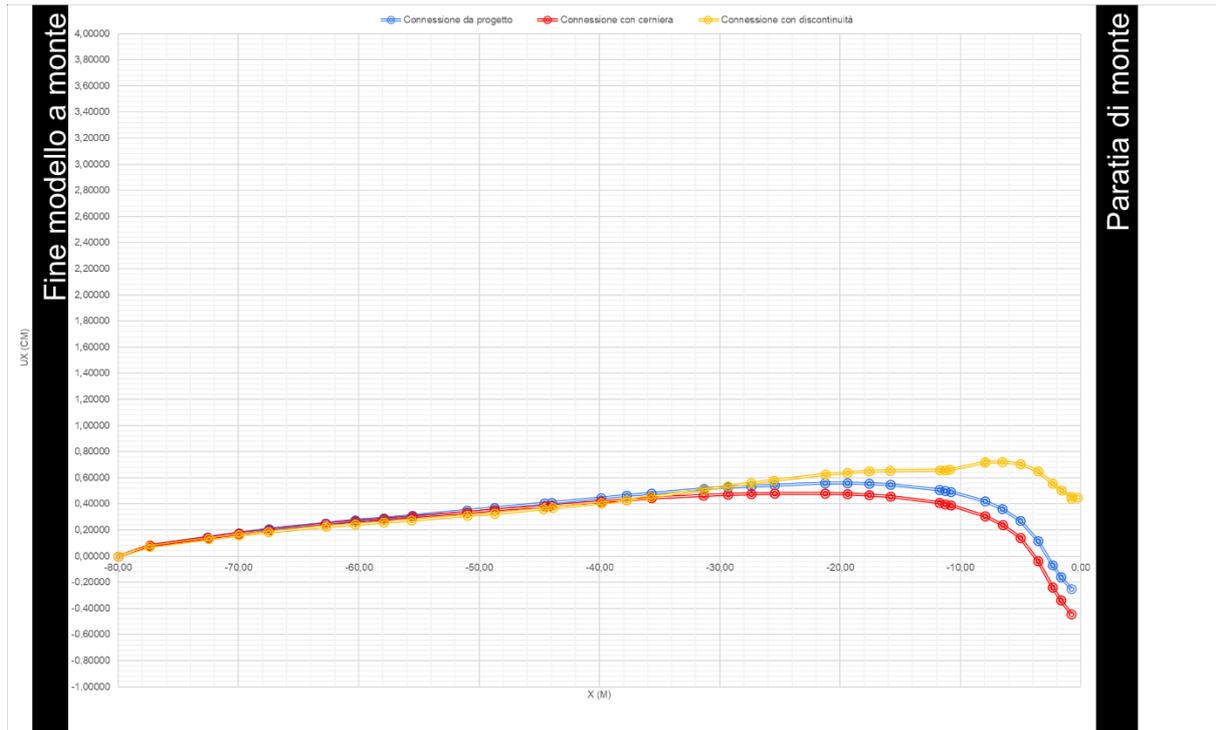


Figura 6.20: Confronto spostamenti Modello completo sezione rappresentativa

In tutti i casi, i livelli di spostamento sono principalmente dell'ordine dei millimetri, con un massimo valore di spostamento di 3.4 cm registrato nell'opzione di completa sconnessione tra trave e palo, nel terreno localizzato nei primi 30 m a tergo della paratia di monte, per il modello in cui solo tale paratia viene considerata. Tali bassi livelli di deformazione ottenuti nella modellazione confermano che l'intervento di ripristino si è reso necessario principalmente per ottemperare al solo aspetto contrattuale dell'opera, che avrebbe comunque mantenuto la sua efficacia anche con una connessione trave-palo realizzata non a regola d'arte.

Sia per il grafico di figura 6.19 che di figura 6.20, il caso che comporta i maggiori spostamenti è quello in cui il nodo trave-palo è rappresentato da completa sconnessione, infatti, in tal caso, l'azione dei tiranti risulta completamente vanificata, come dimostrato anche dai grafici delle forze assiali sul bulbo dei tiranti, riportati nelle panoramiche dei risultati relative ai modelli A.02 e B.02 e riepilogati in tabella 6.7. In tal caso i tiranti non svolgono la funzione per la quale sono stati progettati.

D'altra parte, l'azione dei tiranti nel caso del nodo trave-palo da progetto risulta evidentemente efficace osservando le deformate dei relativi modelli (A.01 e B.01) e quindi il loro ruolo risulterebbe efficace, e forse indispensabile, per eventuali condizioni reali più gravose di quelle previste in progetto (e.g. un evento sismico con un tempo di ritorno maggiore di quello considerato). Per tali ragioni l'intervento di ripristino avrebbe anche uno scopo di tipo funzionale.

La differenza tra gli spostamenti del caso di completa sconnessione rispetto agli altri due, è più pronunciata nel caso del modello con la sola paratia di monte poichè, nel caso del modello con le due paratie l'ulteriore sostegno fornito dalla paratia di valle contribuisce a ridurre gli spostamenti anche del terreno localizzato a tergo della paratia di monte. Quest'ultima considerazione conferma che, nel caso dei problemi di ingegneria geotecnica, è importante tener conto della possibile interazione tra opere vicine.

MODELLO	DESCRIZIONE	VALORE SFORZO ASSIALE
[-]	[-]	[kN/m]
A.00	Modello paratia di monte _connessione da progetto	360,31
A.01	Modello paratia di monte _connessione con cerniera	356,42
A.02	Modello paratia di monte _connessione con discontinuità	0,27233
B.00	Modello paratia di monte _connessione da progetto	351,36
B.01	Modello completo _connessione con cerniera	348,28
B.02	Modello completo _connessione con discontinuità	66,7

Tabella 6.7: Sforzo assiale tiranti di ancoraggio

Il valore per entrambi i modelli nei primi due casi è notevolmente maggiore rispetto al caso di discontinuità.

7.Considerazioni finali

Lo scopo principale del presente lavoro di tesi era quello di analizzare le problematiche e descrivere le soluzioni operative relative al ripristino di una paratia composta da due file di pali trivellati collegati in testa con una trave tirantata. Il ripristino si era reso necessario a seguito dell'intrusione di terreno all'interno del calcestruzzo costituente la testa del palo in prossimità del nodo trave-palo che ha causato l'ammaloramento del calcestruzzo e l'insorgere di un quadro fessurativo.

L'obiettivo è stato raggiunto lavorando parallelamente su diverse scale progettuali ed esecutive, passando dalla fase di cantiere alla modellazione ad elementi finiti.

L'esperienza maturata durante i sopralluoghi in cantiere ha reso possibile, oltre all'individuazione delle cause dell'intrusione di terreno, anche un'attenta analisi delle modalità operative seguite dalle imprese specializzate durante le operazioni di ripristino. Da tali analisi emerge infatti come il rispetto delle prescrizioni progettuali abbia richiesto 3 mesi di lavoro per il lotto 2 contro un tempo totale di intervento pari a cinque mesi per completare tutti i restanti lotti, ottemperando comunque alle scadenze previste per la fase esecutiva. D'altra parte, il lotto 2, era il lotto maggiormente danneggiato ed, essendo il primo lotto di intervento, ha richiesto tempi maggiori per la calibrazione delle modalità di intervento.

Tali tempistiche sono dovute a diversi aspetti. In prima analisi nel lotto in esame è stato eseguito uno scavo manuale nel lato di monte per evitare di danneggiare i tiranti di ancoraggio presenti. La pulizia mediante idrolavaggio ad altissima pressione delle teste dei pali, inoltre, ha richiesto diversi tentativi nonché la calibrazione delle necessarie pressioni di intervento. Da ultimo è stato necessario prevedere un protocollo di ripristino dei tiranti ammalorati in funzione del livello di danneggiamento.

Sono state previste armature aggiuntive e la cassetta è stata definita in cantiere per seguire la disposizione dei pali, non perfettamente allineati in pianta. Il riempimento è stato eseguito in parte con materiale di demolizione proveniente dalle zone terremotate in un'ottica di riutilizzo sostenibile delle risorse.

Il ripristino in esame si è reso necessario per garantire sia l'aspetto funzionale che quello contrattuale dell'opera poiché, sebbene fosse stato verificato dai progettisti che il danno causato dalla mancata connessione tra pali e trave di collegamento non compromettesse la funzionalità dell'opera come da progetto, tale danno avrebbe certamente portato alla declassazione dell'opera, compromettendo gli aspetti contrattuali e quindi causando anche danni economici all'impresa esecutrice.

Parallelamente all'attività di cantiere, il lavoro di modellazione per la simulazione del danneggiamento al nodo trave-palo ha contribuito a confermare le osservazioni dei progettisti, secondo i quali la mancata connessione tra trave di collegamento e pali non avrebbe

compromesso la funzionalità dell'opera ed a valutare gli effetti delle tre diverse opzioni di modellazione. Gli spostamenti orizzontali in tutti i casi simulati risultano di modestissima entità data l'elevata lunghezza dei pali costituenti la paratia. Seguendo l'opzione di modellazione del nodo come completa sconnessione (inserendo una discontinuità di 10 cm tra trave e pali) si ottiene lo scenario peggiore in termini di spostamenti.

Inoltre è importante tener conto della possibile interazione tra opere vicine, infatti, la differenza tra gli spostamenti del caso di completa sconnessione rispetto agli altri due, è più pronunciata nel caso del modello impostato con la sola paratia di monte. Nel caso del modello con le due paratie l'ulteriore sostegno fornito dalla paratia di valle contribuisce a ridurre gli spostamenti anche del terreno localizzato a tergo della paratia di monte.

Un altro aspetto che il ripristino eseguito ha tutelato riguarda il ruolo dei tiranti. Nel caso di continuità non ripristinata al nodo trave-palo, l'azione dei tiranti risulterebbe completamente vanificata mentre i tiranti potrebbero certamente garantire la funzionalità dell'opera anche per situazioni più severe rispetto a quelle attese in progetto, fornendo un ulteriore contributo stabilizzante.

Bibliografia

- Nuovo Ospedale di Ancona-Camerano | F&M Ingegneria Spa (fm-ingegneria.com)

<https://www.fm-ingegneria.com/progetti/new-hospital-complex-in-ancona/?lang=it>

- Cmc « Costruzione nuovo complesso ospedaliero di Camerano (cmcgruppo.com)

<http://cmcgruppo.com/cmc/project/costruzione-nuovo-complesso-ospedaliero-di-camerano/>

- Tiranti a barre DYWIDAG - DYWIDAG

<https://www.dywit.it/prodotti/geotecnica/tiranti-a-barre-dywidag/>

- MAPEFER 1K, scheda tecnica | Mapei

<https://www.mapei.com/it/it/prodotti-e-soluzioni/prodotti/dettaglio/mapefer-1k>

- Sclerometro Ectha 1000 : Sclerometri (termocam.it)

<https://www.termocam.it/altri-strumenti/sclerometri/sclerometro-ectha-1000-detail>

- Università degli studi di Firenze -Dipartimento Di Ingegneria Civile e Ambientale-Sezione Geotecnica- J.Facciorusso, C. Madaia, G.Vannucchi- Dispense di Geotecnica-Opere di Sostegno(Rev Settembre 2017)

- Università degli Studi Di Ferrara- Tesi di Laurea in Ingegneria Civile- Ing. Davide Grandis, Dott. Brugnoli Alessandro Dott.ssa Zorzan Sara (2003-2004)

- Università Politecnica delle Marche- Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura- Prof. Ing. Fabrizio Gara-Riabilitazione Strutturale-Indagini Conoscitive(2019-2020)

- Studio Tecnico -Achilli & Perugini-CONSULENZA SPECIALISTICA AL FINE DELLA REDAZIONE DOCUMENTAZIONE SUAP (Luglio 2013)

- Architetto Francesco Marzullo-Relazione di calcolo delle opere di protezione dello scavo (2015-2016)

- Architetto Francesco Marzullo -Nuovo Complesso Ancona Sud Progetto Esecutivo-Relazione sulla modalità operativa per l'esecuzione del ripristino-(2019)

- F&M Ingegneria Giornale dei Lavori-Lavori di ripristino della paratia di monte (2020)

- Calcestruzzo Autocompattante-Classi di consistenza e caratteristiche per una corretta prescrizione-Ing. Gianluca Pagazzi, Amministratore Delegato e Direttore Tecnico di Alaska concrete S.r.l.

<https://webapi.ingenio-web.it/immagini/file/byname?name=26Nblu0zzX.pdf>

- Dott.Ing. Andrea BACCHETTO - Introduzione al metodo degli elementi finiti e alla modellazione FEM

http://www.ingegneriastrutturale.net/documenti/articoli/adepron13_0012.pdf

- R.B.J. Brinkgreve-Delft University of Technology & PLAXIS bv,Olanda-R. Al-Khoury
K.J. Bakker, P.G. Bonnier,P.J.W. Brand,W. Broere, H.J. Burd, T. Li Vigni, S. Muscolino, M. Nicotera,
G. Soltys, P.A. Vermeer,D. Waterman, DOC Den Haag-Plaxis version 8 Manual-