



Regione Autonoma della Sardegna
CONSORZIO DI BONIFICA DELL'ORISTANESE

Via Cagliari n. 170 - Oristano

Riqualificazione idraulica della bonifica dello stagno di Sassu
(Fase 1) - **AG_AGR_025**
CAT: P0518
CUP: G22H18000320002

PROGETTO ESECUTIVO

Progettisti:

Ser. Pro. S.r.L.S. engineering

Dott. Ing. Marco Nuvoli
Dott. Ing. Marco Soriga
Prof. Geol. Giuseppe Scanu

Il Responsabile del Procedimento:

Dott. Ing. Giorgio Bravin

Collaboratori:

Pianif. Gianluca Scanu
Dott. Adriano Benatti
Geom. Mattia Sotgiu

Il Consorzio di Bonifica dell'Oristanese:

Il Presidente Dott. Carlo Corrias

Titolo: Relazione Geologica e Geotecnica					J
Rev:	Data	Descrizione/modifica:	Redatto da	Verificato da:	Approvato da:
02	04/07/2022	Documento originale	Ing. M. Nuvoli		
			Prof. G. Scanu		
			Prof. R. Genevois		

Riqualificazione idraulica della bonifica dello stagno di Sassu

(Fase 1) - **AG_AGR_025**

CAT: P0518

CUP: G22H18000320002

PROGETTO ESECUTIVO

Luglio 2022

Sommario

1. PREMESSA.....	4
1.1 L'incarico	4
1.2 Le motivazioni	4
2. UBICAZIONE GEOGRAFICA	6
3 ASPETTI GEOLITologici E STRATIGRAFICI	8
3.1 Inquadramento geologico generale	8
3.2 I depositi alluvionali	10
3.3 Gli accertamenti diretti e la stratigrafia locale.....	12
4 L'OPERA IN PROGETTO	16
5 LA GEOTECNICA.....	17
5.1 Il modello geologico-tecnico	17
5.2 La stabilità dello scavo	19
5.2.1 Stabilità geotecnica	19
5.2.2 Stabilità idraulica al sifonamento (HYD) ed al sollevamento (UPL).....	25
5.3 Osservazioni sullo scavo.	28
5.3.1 Realizzazione dello scavo	28
5.3.2 Portata di filtrazione	29
5.4 Verifiche dell'insieme fondazione-terreno	31
5.4.1 Fondazioni superficiali - Pre-dimensionamento allo stato limite ultimo (SLU)	31
5.4.2 Fondazioni superficiali - Pre-dimensionamento allo Stato Limite di Esercizio (SLE)	33
5.5 Osservazioni conclusive	35

1. PREMESSA

1.1 L'incarico

La presente relazione geologico-geotecnica è relativa al Progetto Definitivo ed Esecutivo dell'intervento "Riqualficazione idraulica della bonifica dello stagno di Sassu (Fase 1)" CAT: P0518 - CUP: G22H18000320002 - CIG: ZBB2C3E27A, finanziato con il programma AG_AGR_025 F.S.C. 2014-2020 – Interventi volti a rendere più efficiente l'uso dell'acqua in agricoltura – Delibera CIPE n.262016 – LdA n. 3.b.3.1 – Rif. Cap. Entrata EC421.190" – Cap. Spesa SC08.7056, Cdr 00.06.01.04 – Missione 16, Programma 01, Macro aggregato 203 - PCF U.2.03.01.02.999, come da Deliberazione della Giunta Regionale n. 35/37 del 18.07.2017 e n. 50/27 del 07.11.2017 di approvazione del Programma di interventi infrastrutturali relativi all'Area Tematica 3.b Agricoltura – Linea d'Azione 3.b.3.1 "Interventi volti a rendere più efficiente l'uso dell'acqua nell'agricoltura" e alla Deliberazione della Giunta Regionale n. 59/30 del 04.12.2018 di approvazione dell'elenco di interventi, riportati nella tabella allegata alla D.G.R. 59/30, tra i quali risulta inserito l'intervento denominato "Riqualficazione idraulica della bonifica dello stagno di Sassu" per l'importo pari a € 1.000.000 che prevede esplicitamente la realizzazione di una nuova idrovora.

A seguito di affidamento diretto tramite procedura telematica, alla Società Ser.Pro. SrLS, in data 8.5.2020 è stata stipulata apposita convenzione con il CBO (Rep.n. 13, Fsc. 15), siglata digitalmente, per l'esecuzione della Progettazione Definitiva ed Esecutiva e degli studi geologici e geotecnici inerenti la costruzione di un'idrovora ausiliaria di lato a quella esistente, detta di Sassu, che ha il compito di scaricare le acque provenienti dal canale detto Acque Basse che drena lo stagno omonimo prosciugato circa un secolo fa, nello stagno antistante di S'Ena Arrubia.

1.2 Le motivazioni

Nella fattispecie, l'intervento in programma cui fa riferimento la presente relazione, intende riportare le caratteristiche idrauliche del canale Acque Basse alle condizioni di funzionalità ottimali, al fine di consentire la corretta pratica colturale all'interno del comprensorio di bonifica mediante l'abbassamento della falda dal piano di campagna sia in condizioni ordinarie che di piovosità, nei limiti della norma statistica. Il canale delle acque basse rappresenta infatti il collettore principale della bonifica dell'intera piana dell'ex stagno di Sassu, prosciugato con l'intervento di bonifica integrale realizzato nel primo cinquantennio del secolo scorso. Il canale, partendo dall'abitato di Marrubiu e dirigendosi verso nord, percorre l'intero ex stagno Sassu per riversarsi, a mezzo dell'idrovora omonima, nello stagno di S'Ena Arrubia.

Nel canale Acque Basse viene riversata tutta la rete scolante della piana retrodunale di Arborea per un'estensione di circa 2'300 Ha, per garantire il franco di coltivazione dei campi asserviti.

Trattandosi di un'opera di bonifica a scolo meccanico, la pendenza del fondo è piuttosto limitata, pari a 16 cm/km con la quota di fondo della vasca di presa dell'idrovora pari a -3.15 m s.l.m..

Le grandi dimensioni del canale, che ha un fondo della larghezza variabile, crescente da 4.00 m a 10.00 m, sono inoltre tali da rendere problematiche anche le manutenzioni ordinarie di semplice pulizia con le ordinarie macchine operatrici.

Per l'effetto combinato della larghezza del fondo e della pendenza limitata, le velocità di deflusso sono generalmente basse, dipendenti dagli eventi piovosi che si succedono negli anni. Nei periodi di magra, inoltre, si assiste alla proliferazione di piante ed erbe favorite dalle alte cariche di fertilizzanti veicolate dalle acque di dreno dell'irrigazione. La combinazione di questi fenomeni, localmente aiutati da fenomeni di subsidenza conseguenti alla bonifica ed alla variazione dei livelli di falda, ha causato nel corso degli anni il progressivo interrimento dell'alveo di bonifica.

Di fatto, attualmente, procedendo verso monte, si osserva che la superficie dell'acqua, pressoché orizzontale, è ad una quota tale da rigurgitare all'interno dei canali secondari influenti, pur avendo questi una quota di fondo superiore.

Tale livello idrico è normalmente incompatibile con la corretta pratica agricola e con i nuovi assetti territoriali conseguenti all'evoluzione delle pratiche colturali e numerosi utenti lamentano frequenti allagamenti dei campi e livelli di falda troppo superficiali che annullano l'efficacia dei dreni sotterranei. La realizzazione dell'opera in progetto, la nuova idrovora, dovrebbe favorire il drenaggio delle acque stagnali abbassando il livello della falda grazie al pescaggio dal fondo in concomitanza dell'idrovora principale di Sassu.

2. UBICAZIONE GEOGRAFICA

L'area dell'intervento in progetto ricade nel comune di Arborea, più precisamente nella parte settentrionale a ridosso dello stagno di S'Ena Arrubia nonché SIC e area di riconosciuto e grande pregio naturalistico-ambientale. Quest'area si inserisce nel vasto sistema di zone umide dell'Oristanese, in posizione intermedia fra il complesso di Santa Giusta/Cirras e quello di San Giovanni di Marceddi.

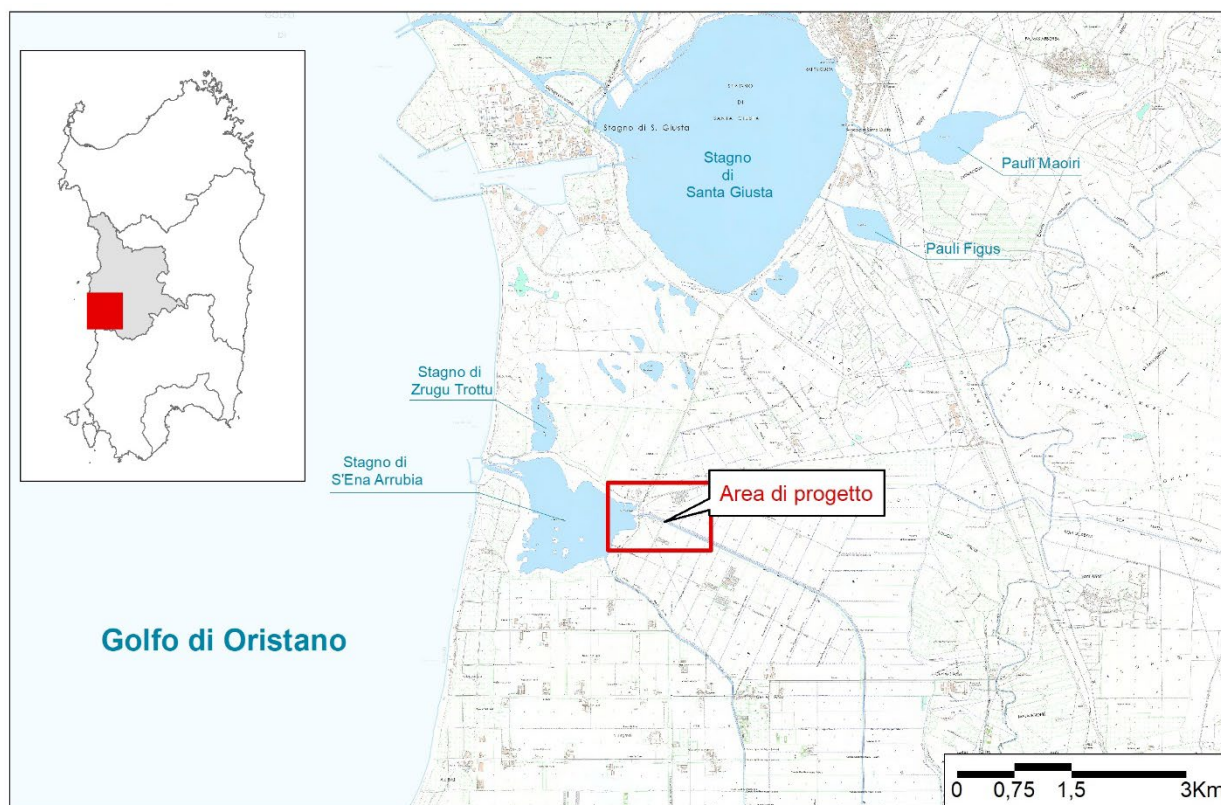


Fig. 1 Inquadramento generale dell'area di progetto

La conformazione attuale deriva dalla bonifica effettuata nella prima metà del secolo scorso, che provocò il prosciugamento dello Stagno di Sassu e del complesso sistema di paludi, dette anche “*pauli*”, che occupava la piana tra il centro urbano di Santa Giusta e quello di Marrubiu e Terralba. La Laguna di S'Ena Arrubia, originariamente alimentata dal bacino idrografico del Rio Mogoro (il cui corso venne deviato verso lo Stagno di San Giovanni), divenne il bacino di raccolta delle canalizzazioni della bonifica e di parte delle acque del Tirso deviate per garantire l'irrigazione della piana. Lo schema di circolazione delle acque interne alla piana bonificata è regolato da tre canali:

- *Diversivo di Sant'Anna*
- *Canale delle acque medie*
- *Canale delle acque basse*

Quest'ultimo rappresenta il collettore principale della bonifica e dell'intera piana dell'ex stagno Sassu, in quanto, in funzione della piovosità, gestisce fra i 7 e i 19 milioni di mc d'acqua all'anno.

Un apporto idrico così importante è dovuto al fatto che il canale delle acque basse parte dal centro abitato di Marrubiu e si dirige verso nord, percorre l'intero ex stagno Sassu per riversarsi, a mezzo dell'idrovora del Sassu, nello stagno di S'Ena Arrubia. Inoltre, gestisce la rete scolante della piana retrodunale di Arborea, la cui estensione è di circa 2.300 Ha.

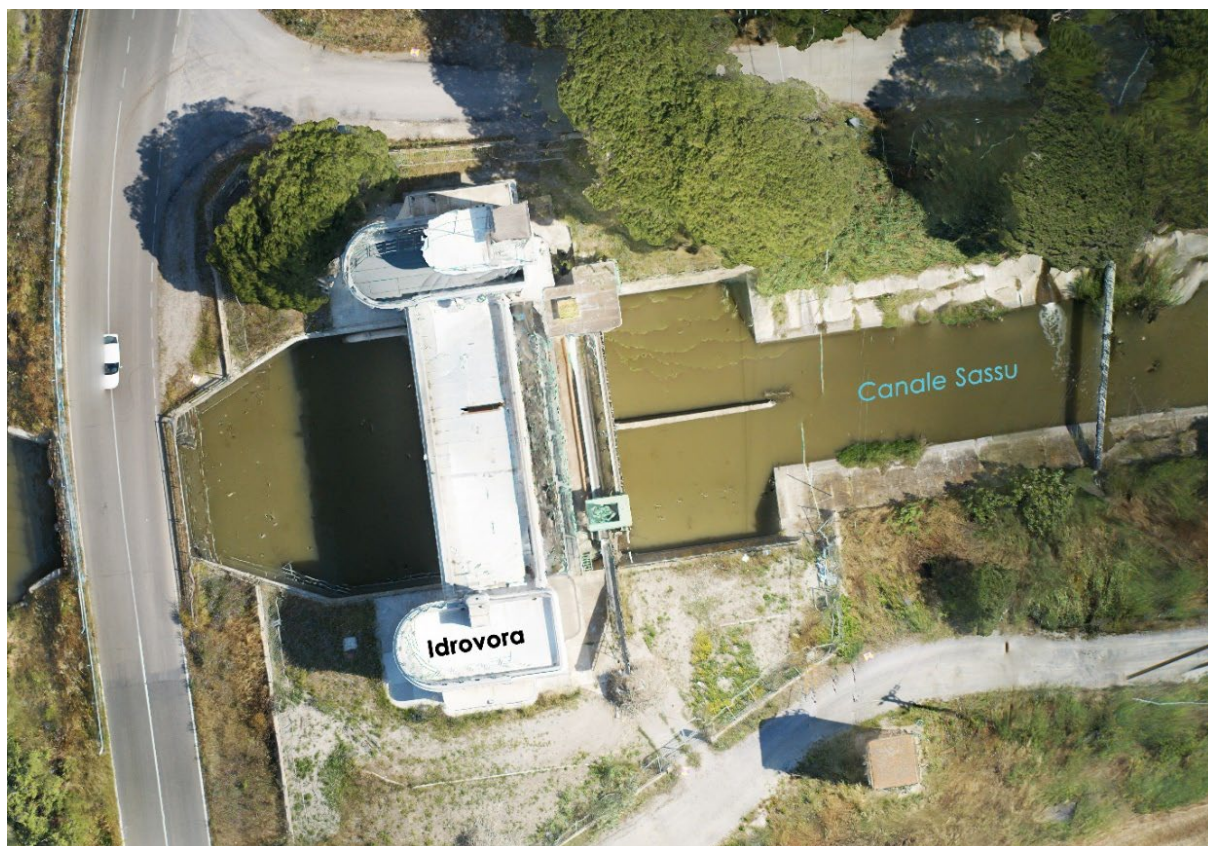
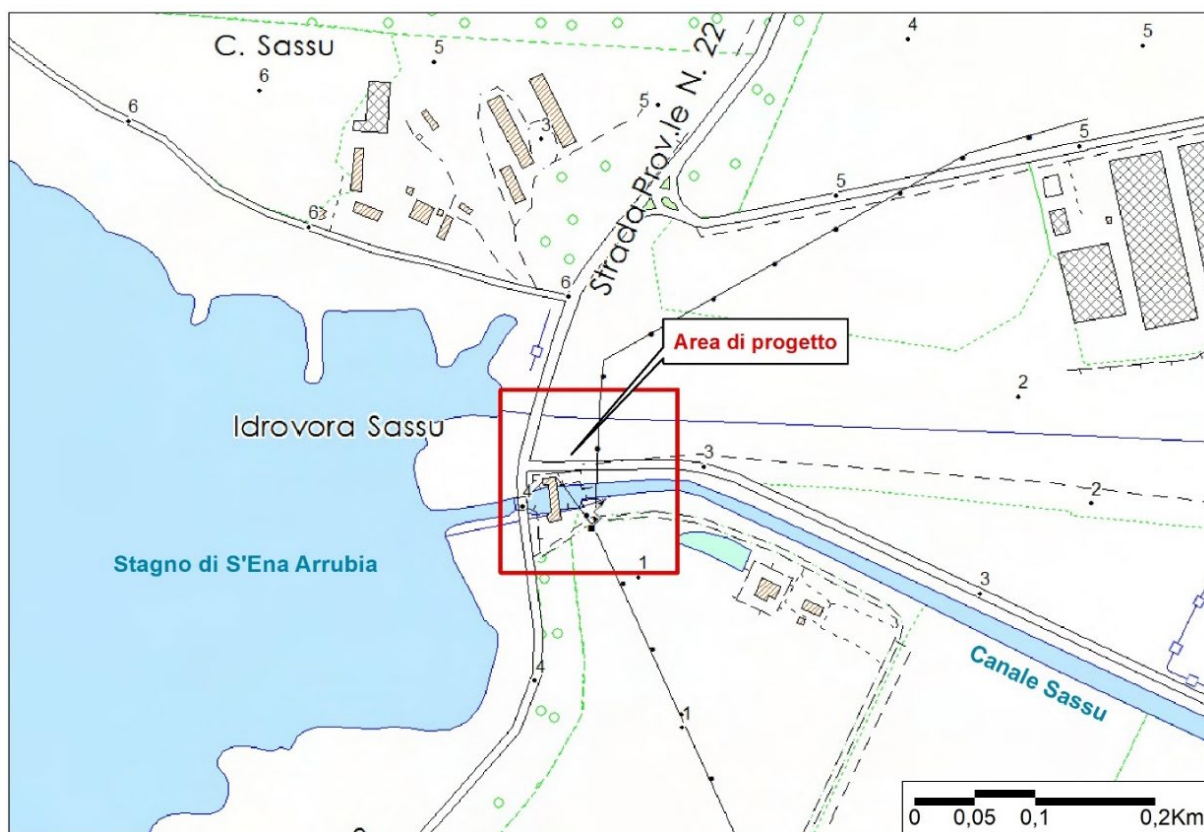


Fig. 2 Lo stagno di S'Ena Arrubia (in alto) e un'immagine dell'Idrovora con la confluenza del canale Sassu

3 ASPETTI GEOLITOLOGICI E STRATIGRAFICI

3.1 Inquadramento geologico generale

L'area in esame si rinviene nella vasta pianura campidanese che, con i rilievi circostanti, rappresentano un complesso sistema ad horst e graben, i cui bordi sono delimitati da evidenti famiglie di faglie orientate prevalentemente in direzione NO-SE o N-S. L'area è caratterizzata da un settore centrale sub-pianeggiante che si protende in direzione NO-SE in cui scorrono il Rio Mogoro e il Flumini Mannu. Il raccordo con i rilievi del Monte Arci e del Monte Funesu con la pianura centrale avviene attraverso ampie conoidi di deiezione e depositi di versante ai margini dei rilievi. La rete idrografica sviluppatasi in funzione delle caratteristiche strutturali e litologiche dei terreni affioranti appare assai diversificata. Dal punto di vista geologico generale il settore in esame ricade nel graben campidanese Plio-Quaternario, compreso tra i complessi montuosi del Monte Funesu a Sud-Ovest e del Monte Arci a Nord-Est. Le formazioni metamorfiche del Monte Funesu sono da ricondurre alla fase collisionale dell'orogenesi ercinica, mentre, le vulcaniti del Monte Arci appartengono al ciclo vulcanico Oligo-Miocenico su cui si è sovrapposto quello Plio-Quaternario.

Gli eventi geologici responsabili dell'attuale assetto geo-strutturale dell'area si possono ascrivere al Terziario, durante l'Oligocene medio quando, in seguito alla collisione della placca africana con quella europea, si ebbe la rototraslazione del blocco sardo-corso e l'apertura del rift sardo (fossa sarda), con la suddivisione del basamento cristallino paleozoico, strutturalmente già evoluto, in due horst. L'apertura della fossa tettonica, che si sviluppava grosso modo dal Golfo dell'Asinara al Golfo di Cagliari, con una larghezza di circa 40 km, fu seguita da un'intensa attività vulcanica sintettonica, che portò al parziale riempimento della stessa, come testimoniano le estese coperture vulcaniche della Planargia, del Bosano, del Montiferru, quelle del Campidano carotate a centinaia di metri di profondità e quelle affioranti nella Marmilla, dando luogo al primo nucleo dell'edificio vulcanico, poi ricoperto dai basalti Plio-quaternari che si rinvergono lungo i bordi orientali del Monte Arci.

La subsidenza all'interno della fossa fu attiva per un lungo periodo, cosicché il mare miocenico vi penetrò, come testimoniano i numerosi affioramenti di sedimenti marini miocenici nel Sassarese, nel Meilogu e nel Logudoro a nord e lungo i bordi della fossa campidanese nel centro-sud. Dopo l'ingressione marina miocenica le aree precedentemente sommerse divennero sede di un'intensa attività erosiva, come evidenziato da una netta superficie di erosione che tronca la sequenza stratigrafica miocenica.

Nel Plio-Quaternario la ripresa dell'attività tettonica è testimoniata dal ringiovanimento, lungo i bordi paleozoici, di una serie di faglie parallele con direzione NNO-SSE, che determinarono la formazione del graben campidanese sovrapposto, nel settore centro-meridionale, al rift sardo. Seguì il nuovo ciclo vulcanico che ha dato luogo agli espandimenti basaltici anche sul Monte Arci. La successiva ripresa dell'attività erosiva, guidata dalle discontinuità tettoniche, ha agito con maggior intensità sulle litologie più erodibili ed ha avviato il colmamento dell'area di fossa dando origine a quella oggi comunemente nota come piana del Campidano.

In tempi geologici più recenti, e soprattutto durante le fasi interglaciali, l'erosione ha poi continuato il modellamento della regione ed ha portato gradualmente all'attuale configurazione morfologica, caratterizzata da una vasta pianura di riempimento alluvionale e lagunare o marino delimitata da pilastri tettonici di varia natura litologica ed età. In questo periodo, infatti, sono stati depositi lungo i corsi d'acqua principali coltri alluvionali e si sono formati depositi di pendio ed eluvio-colluviali che ricoprono e raccordano i versanti delle colline e dei massicci vulcanici con l'attigua zona pianeggiante.

La carta della figura 3 riporta inquadra il contesto geologico regionale geologico della regione evidenziando, soprattutto, la grande estensione delle aree di piana della bonifica di Sassu e i depositi quaternari.

3.2 I depositi alluvionali

Il settore di interesse presenta un complesso sistema di canalizzazioni con numerosi canali adduttori connessi al Fiume Tirso e al Rio Mogoro. Il territorio in esame ricade interamente sui depositi sedimentari della pianura campidanese, appartenenti in parte alle alluvioni antiche del Pleistocene e in parte alle alluvioni recenti dell'Olocene¹.

La serie sedimentaria Plio-Quaternaria è tuttavia composta prevalentemente da potenti formazioni detritiche per lo più appartenenti alla formazione di Samassi, sulle quali poggiano spesse coltri di depositi alluvionali, lacustri e lagunari pleistocenici ed olocenici. Questi depositi detritici, i cui contatti non sono sempre visibili a causa del rimaneggiamento dei lavori agricoli e di bonifica, affiorano con continuità nella fascia pedemontana e nella pianura caratterizzando il sottosuolo di questi ambiti territoriali. Inoltre, ricoprono con sottili spessori gli alvei dei torrenti dell'Archi ed i versanti dell'edificio vulcanico. Si tratta di depositi caratterizzati dall'alternanza di strati più o meno potenti, di ghiaie ciottoloso-sabbiose, di argille, argille limose, sabbie argilloso-limose e locali livelli torbosi, sedimentati a più riprese dal Tirso e dal Rio Mogoro e dai torrenti gravitanti nell'area al loro ingresso nella pianura campidanese. Le alluvioni antiche sono costituite da alternanze di livelli poligenici ed eterometrici (ghiaiosi, sabbiosi e argillosi), piuttosto compatti. Il cemento è costituito dalla frazione argillosa in parte ferrettizzata che impartisce anche il tipico colore giallo-rossiccio. Esse sono state depositate, e quindi terrazzate, dal paleo-Tirso, dal paleo-Mogoro e dai loro affluenti, in condizioni climatiche ben diverse da quelle attuali.

Procedendo verso l'area in esame, man mano che le quote altimetriche decrescono, alle alluvioni antiche ed ai depositi di conoide si sostituiscono i depositi alluvionali con una maggiore frazione sabbiosa. La matrice, localmente anche abbondante, è costituita da argille limose. Si tratta delle alluvioni eterometriche mediamente cementate, ciottolose e sabbiose, dette anche "alluvioni rimaneggiate", che sono state formate (presumibilmente nel Pleistocene medio) dal rimaneggiamento delle alluvioni antiche ad opera dei fiumi ivi gravitanti.

Nella piana si riconoscono, comunque, altre unità deposizionali relative a regressioni e trasgressioni marine che hanno dato luogo a processi deposizionali di potenti coltri deposizionali connesse con le note oscillazioni climatiche e sedimentarie in ambiente marino, marino-litorale e fluvio-deltizi. Appaiono dunque di altra origine i depositi di spiaggia caratterizzanti la zona litorale e retro-litorale, e i depositi lacustri e palustri rinvenibili per tutta l'estensione delle zone umide dell'oristanese.

Nell'area in esame, quindi, i terreni affioranti ricadono interamente nei depositi sedimentari della pianura campidanese, appartenenti in parte alle alluvioni antiche del Pleistocene e, in parte, alle alluvioni recenti dell'Olocene. In generale, quindi, si può dire che nell'area interessata dall'intervento si rilevano in affioramento sedimenti di ambiente litorale, alluvionale e fluvio-deltizio depositati a partire dal Pliocene costituiti, come si vede nello stralcio cartografico allegato, da:

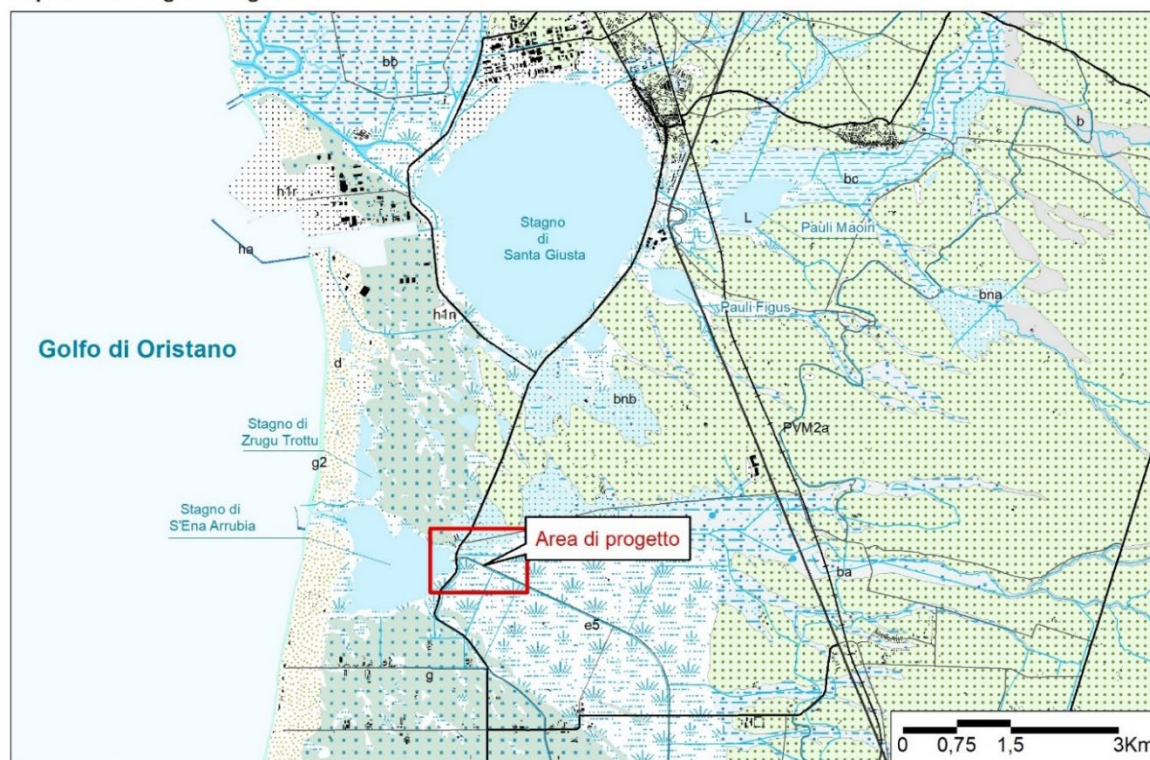
- depositi alluvionali olocenici-attuali connessi con le dinamiche attuali e recenti dei corsi d'acqua principali; OLOCENE-ATTUALE;
- depositi palustri costituiti da limi ed argille limose talvolta ciottolose, fanghi torbosi con frammenti di molluschi rintracciabili nelle aree umide costiere e in numerose depressioni morfologiche interne. OLOCENE-ATTUALE;
- depositi di spiaggia antichi di spessore variabile fino a max 3 metri circa, poggiati su sottostanti formazioni fluvio-deltizie connesse con le dinamiche di colmata alluvionale post-wurmiana e con

¹ Si tenga presente che la successione stratigrafica dell'entroterra del Golfo di Oristano è nota fin dagli anni '60 grazie ai pozzi eseguiti per la ricerca d'idrocarburi e denominati Oristano 1 e Oristano 2. Il primo, della profondità di 1802 metri, è stato realizzato nel 1961 presso Case Sassu; l'altro, della profondità di 1700 metri, è stato realizzato nel 1962 presso l'abitato di Riola.

successive fasi deposizionali di ambiente litorale ed eolico. I depositi sono costituiti da sabbie, arenarie, calciruditi, ghiaie con bivalvi e gasteropodi, depositi sabbioso-limosi e calcilutiti di stagno costiero. Sabbie e arenarie eoliche con subordinati detriti e depositi alluvionali. PLEISTOCENE SUP- OLOCENE;

- depositi alluvionali terrazzati costituiti da ghiaie, da medie a grossolane, e sabbie subordinate. PLEISTOCENE SUP.

Inquadramento geolitologico



- b, Depositi alluvionali. OLOCENE
- ba, Depositi alluvionali. Ghiaie da grossolane a medie. OLOCENE
- bb, Depositi alluvionali. Sabbie con subordinati limi e argille. OLOCENE
- bc, Depositi alluvionali. Limi ed argille. OLOCENE
- bn, Depositi alluvionali terrazzati. Ghiaie con subordinate sabbie. OLOCENE
- bnb, Depositi alluvionali terrazzati. Sabbie con subordinati limi ed argille. OLOCENE
- d, Depositi eolici. Sabbie di duna ben classate. OLOCENE
- e5, Depositi palustri. Limi ed argille limose talvolta ciottolose, fanghi torbosi con frammenti di molluschi. OLOCENE
- g, Depositi di spiaggia antichi. Sabbie, arenarie, calciruditi, ghiaie con bivalvi. PLEISTOCENE SUP. - OLOCENE
- g2, Depositi di spiaggia. Sabbie e ghiaie, talvolta con molluschi, etc. OLOCENE
- GPA, UNITÀ DI GENNA SPINA. Rioliti e riolaciti da afiriche a porfiriche per fenocristalli di Pl, Opx, Cpx, Bt
- GPAa, Facies di Cuccuru Is Abis (UNITÀ DI GENNA SPINA). PLIO-PLEISTOCENE
- h1n, Depositi antropici. Discariche per inerti. OLOCENE
- h1r, Depositi antropici. Materiali di riporto e aree bonificate. OLOCENE
- ha, Depositi antropici. Manufatti antropici. OLOCENE
- L, Laghi
- PVM2a, Litofacies nel Subsistema di Portoscuso (SISTEMA DI PORTOVESME). PLEISTOCENE SUP.
- UCU, UNITÀ DI CUCCURU ASPRU. Basalti subalcalini generalmente ipocristallini da afirici a porfirici

Fig. 4 La geolitologia dell'area in esame

3.3 Gli accertamenti diretti e la stratigrafia locale

A seguito di specifico piano di indagini e di prove geotecniche, in situ e di laboratorio, predisposto dalla scrivente Società, il CBO ha provveduto ad affidarne l'esecuzione alla ditta Tec.am Srl – Quartucci.

Sono stati eseguiti due sondaggi a carotaggio continuo, spinti fino alla profondità di m. 20, con prove penetrometriche dinamiche in avanzamento foro, prelievo di campioni ed esecuzione di analisi e prove di laboratorio.

Nella figura 5 è riportata l'ubicazione delle perforazioni di sondaggio che, come si vede corrispondono alla realizzazione degli interventi, anche se S1, per problemi operativi è stato spostato di qualche metro ma, data la tipologia dei materiali, non cambia assolutamente la situazione stratigrafica complessiva.

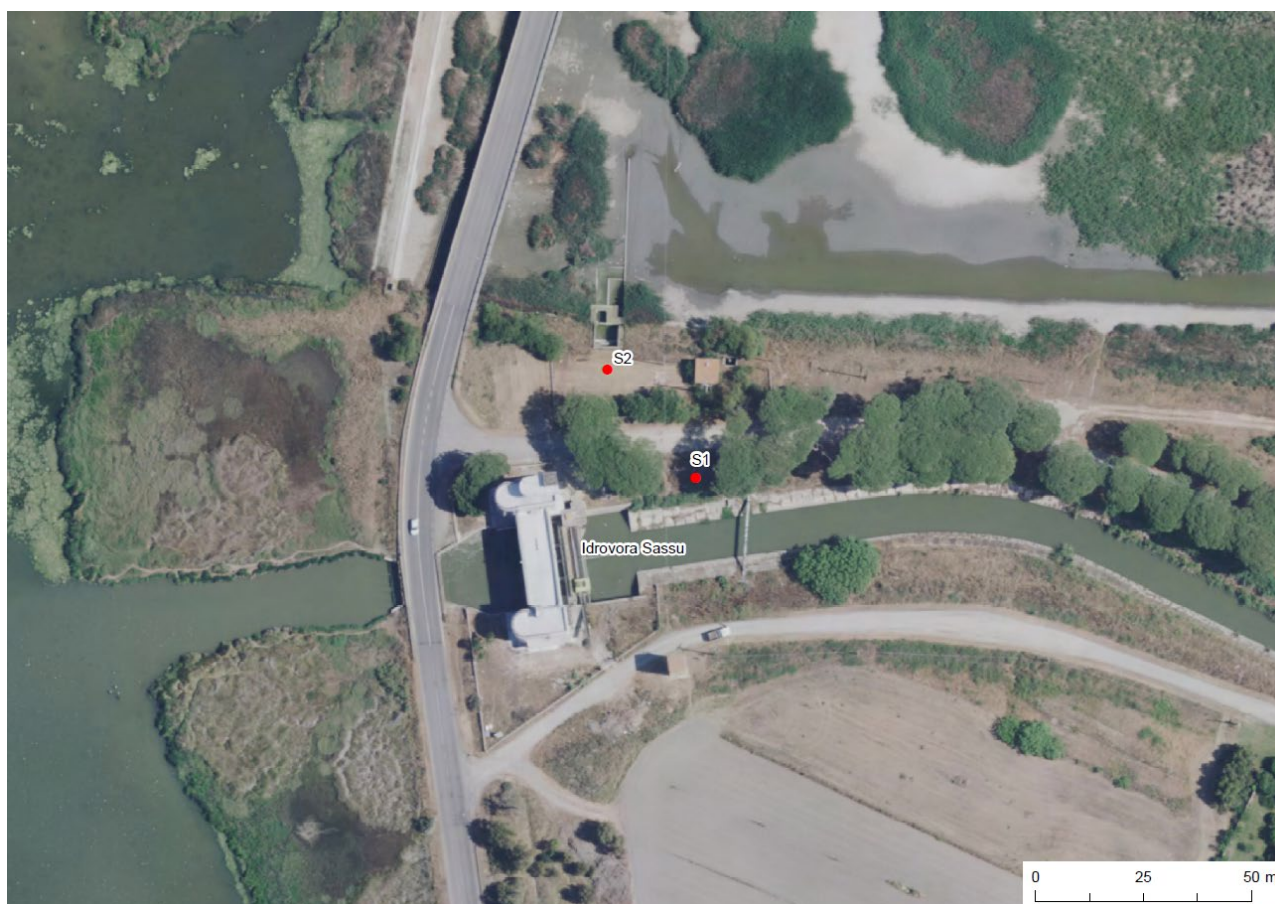


Fig. 5 Ubicazione delle indagini geognostiche

Il quadro delle prove di laboratorio è invece il seguente:

Sondaggio	Profondità di prelievo dei campioni (m)	Tipologia di prova
S1	7.00 – 7.50	Classificazione, Taglio, Edometrica
S1	14.25 – 14.55	Taglio, classificazione
S2	6.00 – 6.60	Classificazione, Taglio, Edometrica
S2	9.40 – 10.00	Classificazione, Taglio, Edometrica

Le stratigrafie dei sondaggi sono riportati a seguire mentre i certificati delle prove in situ e di quelle di laboratorio sono riportati in allegato.

TEC. AM. SRL località Pill'e Matta 09044 QUARTUCCIU (CA) TEL. 070852424 e mail: tecamsrl@yahoo.it Partita IVA: 01906840929	Committente	CONSORZIO DI BONIFICA DELL'ORISTANESE		SONDAGGIO	FOGLIO
	Cantiere	Bonifica dello stagno di Sassu			
	Località	Arborea		S1	1/1
	Data Inizio	settembre 2020	Data Fine		
				Il geologo S. Demontis	

Scala 1:100	Profondità'	Stratigrafia	Descrizione	Prof. SPT	N° colpi SPT	Campioni	Falda
	0.40		terreno di riporto sabbioso, con ciottoli e frammenti di laterizi, addensato				
1	1.00		sabbie limose con resti di radici, colore marron scuro				
	1.30						
2	1.70		argille limose con abbondanti frammenti conchigliari, consistenti, colore grigio scuro				2.00
	2.00						
3	2.65		argille sabbiose mediamente consistenti con frammenti conchigliari millimetrici				
	2.80						
	3.00		sabbie medie con ciottoli millimetrici arrotondati	3.00	6	2	9
	3.50						
4	3.75		sabbie grossolane con ciottoli millimetrici, debolmente limose, colore grigio rossastro				
	4.00						
	4.40						
5	4.70		livello limoso nerastro con abbondante paglia marina				
			sabbie argillose con frammenti conchigliari millimetrici, grigie				
6			ghiaietto ad elementi arrotondati di diametro max 1,00 cm in matrice sabbiosa limosa, di colore grigio				
	6.50		sabbie fini debolmente limose, grigie, poco addensate	6.50	10	5	12
7			ghiaietto ad elementi arrotondati di diametro max 1,00 cm in matrice sabbiosa poco addensata				
			sabbie medio fini con rari ciottoli e frammenti conchigliari millimetrici	7.50	10	7	11
8			sabbie medie con abbondanti frammenti conchigliari, debolmente addensate				
	8.60						
9	9.00		argilla grigio scura, plastica				
			sabbie medie debolmente limose mediamente addensate, marron chiaro	10.00	22	15	26
10	10.00		sabbie medio fini con concrezioni calcaree lapidee				
			sabbie fini addensate di colore marron chiaro				
12	12.00		sabbie fini con frammenti conchigliari millimetrici, addensate, colore marron chiaro				
13			sabbie fini debolmente limose, addensate				
			sabbie medio fini ben addensate con rari frammenti conchigliari millimetrici, marron				
14							
15							
16							
17	17.00		sabbie medio fini ben addensate				
18							
19							
20	20.00						

Fig. 6 Logs stratigrafico relativo a S1

TEC. AM. SRL
 località Pill'e Matta
 09044 QUARTUCCIU (CA)
 TEL. 070852424
 e mail: tecamsrl@yahoo.it
 Partita IVA: 01906840929

Committente **CONSORZIO DI BONIFICA DELL'ORISTANESE**
 Cantiere **Bonifica dello stagno di Sassu**
 Località **Arborea**
 Data Inizio **settembre 2020** Data Fine **settembre 2020**

SONDAGGIO **S2** FOGLIO **1/1**

Il geologo
S. Demontis

Scala 1:100	Profondita'	Stratigrafia	Descrizione	Prof. SPT	N° colpi SPT	Campioni	Falda
	0.40		terreno di riporto sabbioso con ciottoli e resti di radici, poco addensato, marron scuro				
1	1.05		sabbie argillose con ciottoli, ben addensate, marron scuro				
	1.40						
2	1.70		sabbie medie miste ad argilla, debolmente addensate, marron				
	2.00		sabbie miste ad argilla con rari ciottoli, presenza di radici, debolmente addensate, colore marron scuro				2.00
3	2.60		limi argillosi marron scuro consistenti				
	3.00			3.00	13 5		
4			sabbie limose-argillose con frammenti di conchiglie e ciottoli millimetrici arrotondati, poco addensate				
	4.55		limi argillosi consistenti, colore marron scuro				
5			sabbie con ghiaietto millimetrico ad elementi arrotondati, mediamente addensate, colore grigio scuro	5.00	3 2		
6	6.00		sabbia grossolana con ghiaietto ad elementi arrotondati millimetrici, mediamente addensata, grigio scura				6.00
	6.70		campione indisturbato				6.60
7	7.00		sabbie limose marron chiaro ricche in concrezioni calcaree lapidee, ben addensate				
8	7.80		sabbie limose con frammenti conchigliari, addensate, colore maron chiaro	7.80	3 2		
9			sabbie fini limose marron chiaro con rari frammenti conchigliari				
	9.40		campione indisturbato				9.40
10	10.00		sabbie medie con frammenti conchigliari millimetrici, addensate, color marron	10.00	12 8		10.00
11					14		
12							
13							
14							
	14.40		sabbie medie limose, addensate, marron				
15	15.00		sabbie medie con rari frammenti di conchiglie, addensate				
16							
17			sabbie medie limose, addensate, marron				
	17.60		sabbie medie con frammenti conchigliari millimetrici, addensate, maron				
18							
19							
	19.60		sabbie fini, addensate, marron				
20	20.00						

Fig. 7 Logs stratigrafico relativo a S2

Come si può osservare dai due logs stratigrafici, assai simili tra di loro in quanto a ripetizione ritmica di livelli degli stessi materiali, la situazione riscontrata nel sottosuolo di interesse dell'opera in progetto è tipica delle aree di deposizione in area fluviale - intercotidale, con una serie di alternanze tra termini di natura sabbioso-argillosa e livelli francamente argillosi a consistenza molle che prevalgono nei primi 3 – 4 m di profondità. Tipica la presenza di livelli di sabbie e di “ghiaietto” con elementi arrotondati, di limo variamente frammisto a sabbie e argille, mentre, le sabbie medie variamente addensate iniziano a comparire a profondità intorno ai 10 – 12 metri.

Si può dire che la situazione stratigrafica induce a pensare direttamente a una fondazione da poggiare ad una certa profondità, dopo avere superato i sottili livelli di materiali variamente argilloso-limosi e quello delle argille molli.

5 LA GEOTECNICA

5.1 Il modello geologico-tecnico

I risultati delle indagini geognostiche dirette (Figg. 6 e 7) hanno indicato che l'area di interesse del progetto è caratterizzata da una serie di fitte alternanze di termini sabbioso-limosi-argillosi, tipiche delle aree di deposizione fluviale – intercotidale. Le indagini dirette sono state integrate da due prove penetrometriche dinamiche continue (DPSH) che hanno fornito indicazioni utili sia all'individuazione della successione litologica presente sia alla caratterizzazione geotecnica dei terreni di interesse.

In relazione alla complessità e variabilità della successione litologica riscontrata dai sondaggi geognostici, il modello geologico tecnico è stato costruito considerando, in primo luogo, le caratteristiche geotecniche derivanti dall'interpretazione delle prove DPSH e confrontandole, poi con i logs stratigrafici derivanti dai sondaggi. In particolare, si è tenuto conto della litologia, cioè delle caratteristiche granulometriche risultanti dai sondaggi geognostici, e della densità relativa ottenuta dalle prove DPSH.

Il modello così ottenuto riporta la presenza, al di sotto di un limitato spessore (0.4-0.5 m) di terreni vegetali e/o di riporto, di un livello continuo dello spessore di 1 m circa costituito da sabbie da mediamente dense a dense, variamente argillose e/o ciottolose. Tale livello poggia su una successione di livelli sabbiosi, sabbioso-limosi o argillosi, talora ghiaiosi, caratterizzati dalla presenza di non frequenti sottili livelli di argille ed argille limose. Tale complessa successione è stata schematizzata dall'alto al basso come segue (Fig. 9):

- 1) tra 0.0 e 0.5 m, terreni di riporto;
- 2) tra 0.5 e 1.5 m circa, sabbie limoso-ciottolose da mediamente dense a dense (Sc);
- 3) tra 1.5 m e 7-9 m circa, sabbie variamente limose prevalentemente poco addensate (SI), interessate da una lente di sabbie mediamente dense (S1) dello spessore di 1.5 m circa in corrispondenza del sondaggio S2;
- 4) a profondità maggiori di 7-9 m e sino ai 20 m indagati con i sondaggi, sabbie da mediamente dense a dense, variamente limose, interessate dalla presenza di non frequenti sottili lenti livelli ghiaiosi o argillosi (S2).

La caratterizzazione geotecnica dei terreni si è basata sostanzialmente, come detto in precedenza, sui risultati delle prove DPSH effettuate ed interpretate come riportato negli allegati certificati. I valori adottati risultano dalla media di quelli calcolati per le due SPDH tra i vari metodi interpretativi proposti negli stessi certificati e riportati tra parentesi:

- peso di volume saturo, γ_{sat} (Terzaghi-Peck)
- densità relativa, D_r (Meyerhof, Schulze e Menzenbach, Skempton)
- angolo di resistenza al taglio iniziale, ϕ' (Peck - Hanson & Thornburn, Meyerhof, Japanese National Railway e De Mello)
- modulo di Young, E (Terzaghi, Schmertmann e Bowles)
- modulo edometrico E_d (Ferrent e Menzebach- Malcev).

Nel corso delle perforazioni dei sondaggi geognostici sono stati prelevati 3 campioni indisturbati, in corrispondenza di sottili livelli coesivi, sui quali sono state effettuate in laboratorio prove per la classificazione (granulometrie e limiti di consistenza), prove di resistenza al taglio in scatola di Casagrande e prove edometriche. I valori dei parametri geotecnici, ottenuti sia dall'interpretazione delle prove SPDH che dalle prove di laboratorio, sono riportati in Tabella 1, dove le litologie indicate fanno riferimento alla legenda della Fig. 9.

I valori dell'angolo di resistenza al taglio così ottenuti corrispondono a quelli caratteristici dell'angolo d'attrito (ϕ_k'). I valori dell'angolo d'attrito ottenuti per i livelli di sabbie S1 ed S2 sono stati rivalutati per tener conto della variabilità insita nelle valutazioni geotecniche empiriche adottate per l'interpretazione delle prove SPDH.

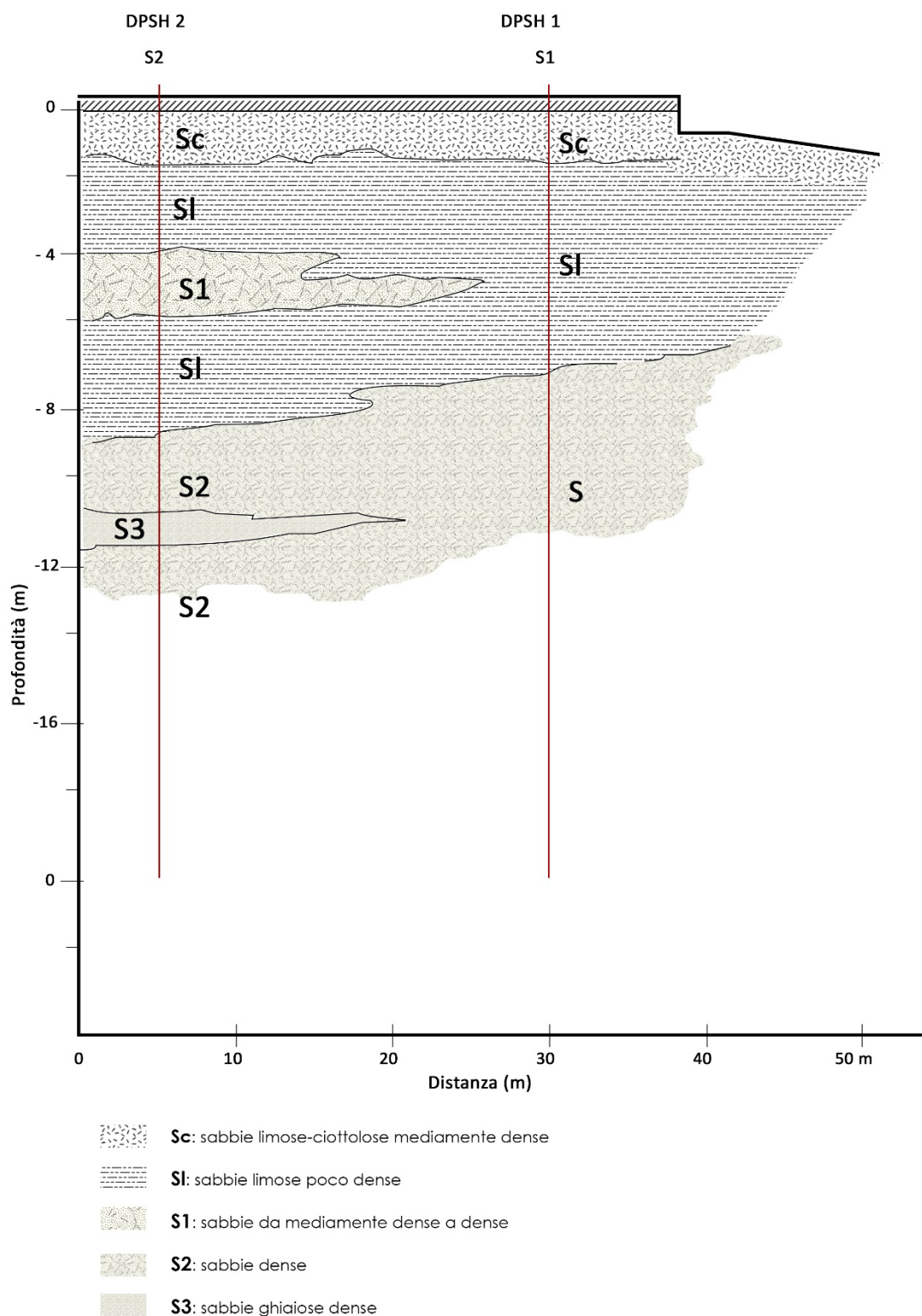


Fig. 9 Sezione geotecnica S2-S1

Si è così ottenendo il corrispondente valore caratteristico mediante l'espressione: $\phi_k' = \phi' (1 - 1,645 \times COV)$, essendo COV il coefficiente di variazione considerato pari a 0.05.

PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI ²									
	Valori da prove in sito					Valori da prove di laboratorio			
	γ_{sat}	D_r	ϕ'	E	E_{ed}	γ_{sat}	c'	ϕ'_k	E_{ed}
	(kN/m ³)	(%)	(°)	(MPa)	(MPa)	(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(MPa)
Sc	18.53	63.5	30.4	4.7	7.9	----	----	----	----
SI	15.66	40.1	27.3	3.5	4.0	----	----	----	----
S1	18.93	67.7	32.2	19.3	11.5	----	----	----	----
S2	20.81	60	33.3	25.3	16.5	19.77	0.0	40.4	
Sg	21.51	64.3	35.0	28.9	19.8	----	----	----	----
Als	----	----	----	----	----	16.68	15.7	28.2	5.0

Tabella 1 Parametri geotecnici dei terreni

In sintesi, le fondazioni del manufatto in progetto verranno a poggiare, escludendo il primo livello superficiale di sabbie variamente ciottolose di spessore limitato, direttamente sui terreni alluvionali granulari sabbioso- limosi da poco a mediamente addensati, caratterizzati da valori di resistenza al taglio complessivamente tra mediocri e discreti e da alti valori di deformabilità in relazione alla loro bassa densità.

5.2 La stabilità dello scavo

Come risulta dalla sezione dello stato di progetto, è prevista la realizzazione di un fabbricato interrato per l'alloggio delle pompe ad una distanza di 26 m dalla vasca di raccolta già esistente. Il fabbricato in progetto, aperto sul canale Sassu, ha una lunghezza 9.8 m ed una larghezza di 5.0 m e sarà interrato verso monte per 5.5 m ed alto 3.00 m sul piano di campagna.

La realizzazione dell'edificio prevede, quindi, l'effettuazione di uno scavo importante della profondità di 5.5 m per una lunghezza di 9.8 m. In via preliminare è stato, perciò, necessario considerare le condizioni di stabilità del fronte di scavo che apparivano già a prima vista non assicurate. Infatti, tale fronte è costituito da terreni a comportamento granulare, pertanto privi di coesione, che non possono garantire la stabilità di scavi a parete verticale. Inoltre, si deve considerare la falda esistente, posta ad una profondità dal p.c. di 2.0 m, e la conseguente condizione di sifonamento in fase di scavo.

5.2.1 Stabilità geotecnica

5.2.1.1 Stabilità del fronte di scavo

Al fine di indicare le condizioni di stabilità critiche che si verrebbero a determinare in fase di scavo si è condotta una simulazione utilizzando un codice alle differenze finite (FLAC). La Figura 10 mostra i risultati della simulazione in termini di vettori e di distribuzione degli spostamenti orizzontali. La parete risulta totalmente instabile a seguito di un meccanismo di rottura sostanzialmente rotazionale.

² γ_{sat} : densità satura; ϕ' : angolo di resistenza al taglio iniziale; E: modulo elastico; E_{ed} : modulo edometrico; c' : coesione efficace; Als: livelli di argille limose e/o sabbiose.

Si è valutata, quindi, la necessità di realizzare una paratia di elementi in cls a sezione rettangolare a protezione della parete di scavo, considerando differenti altezze, ma sempre per uno scavo di 5.5 m con profondità di infissione H_i variabile.

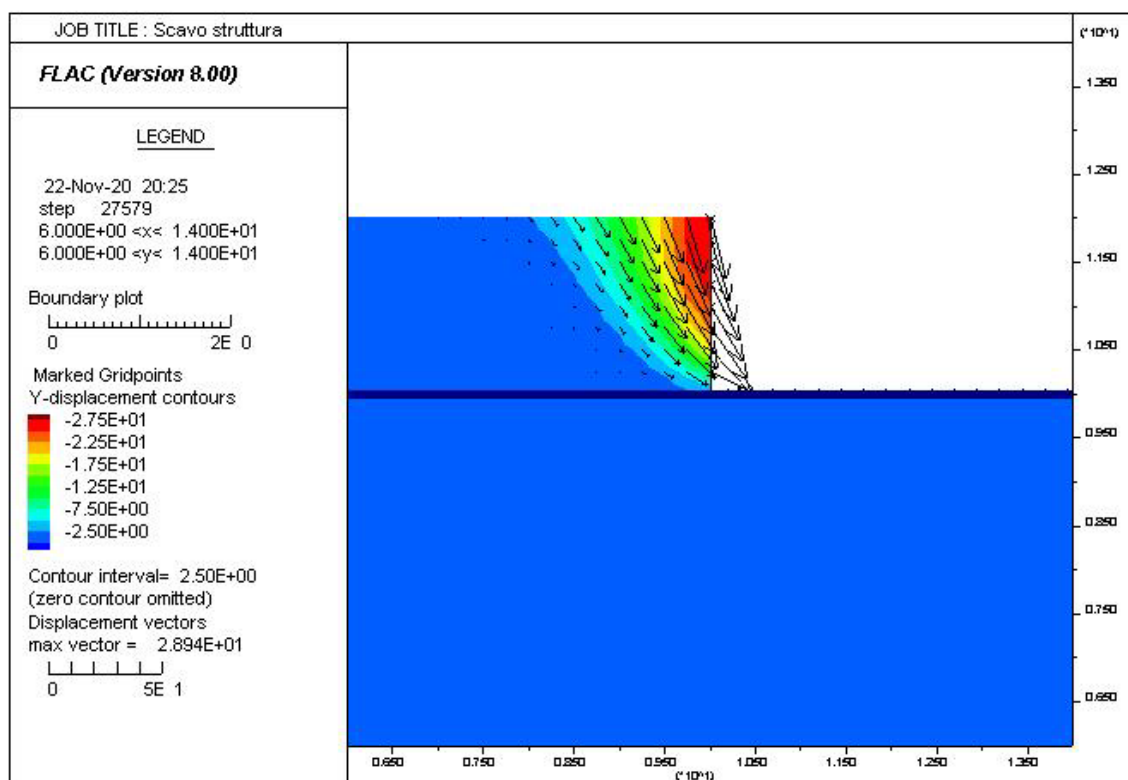


Fig. 10 Vettori e distribuzione dello spostamento orizzontale (valori in metri).

5.2.1.2 Stabilità della paratia

La normativa NTC2018 prevede che il dimensionamento della paratia sia condotto considerando il collasso per moto di rotazione rigido intorno a un punto dell'opera (SLU di tipo geotecnico) e la stabilità del fondo scavo in presenza di terreni a grana fine (SLU di tipo idraulico). La verifica di stabilità globale (GEO) del complesso opera di sostegno-terreno è effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 con $R_2=1.1$, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I (*Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni*), 6.2.II (*Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*) e 6.8.I (*Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo*) delle norme NTC2018. Le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) sono eseguite come descritto nel § 6.2.4.2 delle stesse norme. Tenendo presente la variazione spaziale delle caratteristiche geotecniche di interesse (in particolare del peso di volume e dell'angolo di resistenza al taglio), lo schema di riferimento per il dimensionamento della paratia è stato leggermente semplificato con l'individuazione di soli due livelli di terreno ai quali è stata attribuita la media pesata dei valori dei singoli livelli costituenti indicati in Fig. 9:

- Livello 1 - da 0,00 m a -9.00 m: terreni sabbioso limosi sciolti o poco addensati (S1) e densi (S1) con $\gamma_{\text{sat}} = 17.0 \text{ kN/m}^3$ e $\phi' = 28.6^\circ$
- Livello 2 - da -9.0 m alla profondità della paratia: sabbie limose dense con $\gamma_{\text{sat}} = 20.85 \text{ kN/m}^3$ e $\phi'_k = 33.5^\circ$
- Livello della falda freatica: -2.00 m.

Condizioni statiche

Applicando i coefficienti parziali indicati dalle norme ($A2 = 1$; $M2 = 1.25$) si ottengono i seguenti valori dell'angolo d'attrito di progetto ϕ'_d per i differenti livelli considerati:

- Livello 1: $\phi'_d = \arctan(\tan 28.6/1.25) = 23.6^\circ$
- Livello 2: $\phi'_d = \arctan(\tan 33.5/1.25) = 27.9^\circ$

cui corrispondono i seguenti valori dei coefficienti di spinta attiva (K_A) e passiva (K_P):

$$L1: K_A = \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) = \frac{0.600}{1.400} = 0.429 \quad - \quad K_P = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1.400}{0.600} = 2.333$$

$$L2: K_A = \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) = \frac{0.532}{1.468} = 0.362 \quad - \quad K_P = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1.468}{0.532} = 2.759$$

I calcoli sono stati effettuati per differenti altezze H della paratia (15.0 – 22.5 m), quindi della profondità di infissione H_i (9.5 – 17.0 m), come riportato nello schema di Fig. 11. Nei calcoli, la profondità di infissione H_i è stata progressivamente incrementata sino a raggiungere una sufficiente condizione di stabilità indicata dalle NTC 2018. In tale condizioni, infatti, le azioni indotte dal sistema (E_d) risultano minori della resistenza di progetto (R_d) determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} il coefficiente parziale $R2=1.1$ riportato nella Tab.6.6.I. delle norme.

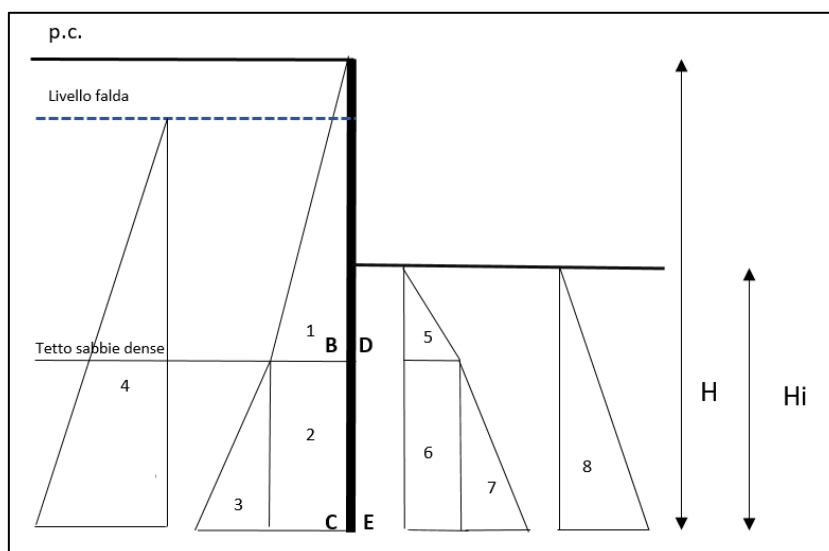


Fig. 11 Schema di calcolo

Schema di calcolo: quote di calcolo (B, C) per spinte attive; (D, E) per spinte passive ed integrali delle spinte attive dei terreni (1, 2, 3, 4) e dell'acqua (6) e delle spinte passive dei terreni (5, 6, 7) e dell'acqua (8). H: altezza della paratia (m); H_i : profondità di infissione

Il dettaglio dei calcoli è riportato nelle tabelle seguenti per ognuna delle altezze di diaframma H considerate, tenendo costante la profondità di scavo indicata in progetto (5.5 m). Il significato dei simboli delle tabelle è il seguente: σ'_{vo} : tensione verticale efficace; u : pressione idrostatica; σ'_A e σ'_P : spinta totale, per unità di lunghezza della parete, esercitata sulla paratia dal terreno a monte (attiva) ed a valle (passiva); M_A ed M_P : momento risultante delle singole spinte attive e passive nell'ipotesi di assenza di attrito tra paratia e terreno; M_{At} ed M_{Pt} : momento totale risultante della spinta attiva e passiva; R_d : resistenza di progetto. I valori indicati sono stati determinati nei punti di monte (B, e C) e di valle (D ed E) indicati in Fig. 11, considerando i valori dei coefficienti di spinta attiva e passiva del livello superiore (B^- e D^-) e di quello inferiore (B^+ e D^+) rispetto alla quota dei punti B e D.

CONDIZIONI STATICHE

H=15 m – H_i=9.5 m

	σ'_v (kPa)	u (kPa)	σ'_A (kPa)		σ'_v (kPa)	u (kPa)	σ'_P (kPa)
B⁻	83	70	35,61	D⁻	24.5	35	57.16
B⁺			30.05	D⁺			67.60
C	148.1	130	53.61	E	89.6	95	247.21

	1	2	3	4	5	6	7	8
S _A (kN/m)	160.23	180.28	160.84	845.00				
S _P (kN/m)					100.03	405.57	741.62	451.25
M _A (kN)	480.69	540.83	321.67	3661.67				
M _{At} (kN)	5004.86							
M _P (kN)					716.86	1216.72	1483.24	1428.96
M _{Pt} (kN)					4845.78			
E _d (kN)	5004.86							
R _d (kN)	4405.25							
R _d < E _d : verifica non soddisfatta								

H=17.5 m – H_i=12 m

	σ'_v (kPa)	u (kPa)	σ'_A (kPa)		σ'_v (kPa)	u (kPa)	σ'_P (kPa)
B⁻	83,00	70,00	35,61	D⁻	24,50	35,00	57,16
B⁺			30,05	D⁺			67,60
C	175,23	155,00	63,43	E	116,73	120,00	322,04

	1	2	3	4	5	6	7	8
S _A (kN/m)	160,23	160,23	160,23	1201.25				
S _P (kN/m)					100,03	574,56	1368,69	720,00
M _A (kN)	1842,66	1085,41	763,82	6206,46				
M _{At} (kN)	9898,35							
M _P (kN)					966,93	2441,89	3877,95	2880,00
M _{Pt} (kN)					10166,77			
E _d (kN)	9898,35							
R _d (kN)	9242,52							
R _d < E _d : verifica non soddisfatta								

H=20 m – H_i=14.5 m

	σ'_v (kPa)	u (kPa)	σ'_A (kPa)		σ'_v (kPa)	u (kPa)	σ'_P (kPa)
B⁻	83,00	70,00	35,61	D⁻	24,50	35,00	57,16
B⁺			30,05	D⁺			67,60
C	202,35	180,00	73,25	E	143,85	145,00	396,88

	1	2	3	4	5	6	7	8
S _A (kN/m)	160,23	330,51	402,88	1620,00				
S _P (kN/m)					100,03	743,55	2182,85	1051,25
M _A (kN)	2243,24	1817,78	1477,22	9720,00				
M _{At} (kN)	15258,25							
M _P (kN)					1217,00	4089,53	8003,79	5077,54
M _{Pt} (kN)					18387,86			
M _{PT} /M _{AT}					1.205			
E _d (kN)					15258,25			
R _d (kN)					16719,42			
R _d > E _d : verifica soddisfatta								

H=22.5 m – H_i=17 m

	σ'_v (kPa)	u (kPa)	σ'_A (kPa)		σ'_v (kPa)	u (kPa)	σ'_p (kPa)
B⁻	83,00	70,00	35,61	D⁻	24,50	70,00	57,16
B⁺			30,05	D⁺			67,60
C	177,35	205,00	64,20	E	177,35	205,00	471,72

	1	2	3	4	5	6	7	8
S _A (kN/m)	160,23	405,62	433,35	2101,25				
S _P (kN/m)					100,03	912,54	3184,11	1445,00
M _A (kN)	2643,82	2737,94	1950,10	15759,38				
M _{At} (kN)	23091,23							
M _P (kN)					1467,07	6159,64	14328,50	8188,33
M _{Pt} (kN)					30143,54			
M _{PT} /M _{AT}	1,305							
E _d (kN)	23091,23							
R _d (kN)	27403,22							
R _d < E _d : verifica soddisfatta								

In condizioni statiche una situazione di equilibrio ($R_d = E_d$) è raggiunta con un'altezza della paratia pari a 18.5 m circa, un'altezza alquanto rilevante se confrontata alla profondità di scavo (5.5 m), ma dovuta ai valori molto modesti dello stato di addensamento e delle resistenze mobilizzabili dai terreni presenti, oltre che dalla falda freatica superficiale (- 2.0 m dal p.c.).

CONDIZIONI DINAMICHE

Secondo le Norme Tecniche per le costruzioni D.M del 14 gennaio 2008 “*Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.* (§3.2)”.
 Si premette che il problema della sismicità del sito è marginale rispetto alle criticità derivanti dalle scadenti caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni presenti, essendo l'area di progetto in zona a sismicità molto bassa (Zona Sismica 4).

Tenendo presente le NTC 2018, i parametri per la definizione dell'azione sismica risultano:

- Categoria del suolo di fondazione: D
- Categoria aggiuntiva di sottosuolo: S1
- Condizioni topografiche: T1
- Classe d'uso: II
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.80$ per SLD; $= 1.75$ per SLV
- Coefficiente di amplificazione topografica: $ST = 1$
- Vita nominale dell'opera: $VN = 50$
- Coefficiente d'uso: $CU = 1$
- Periodo di riferimento: $VR = 50$ anni
- Tempo di ritorno: $TR = -VR/\ln(1-81\%) = -50/(\ln(1-63\%)) = 474.6$ anni (SLV) $\div 974.7$ anni (SLV)
- accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni $a_g = 0,05$ g
- accelerazione massima $a_{max} = S_s \times ST \times a_g \approx 0.09$ g
- accelerazione orizzontale massima: $a_h = \alpha \times \beta \times a_{max} = 0,004$ g

La stabilità dell'insieme terreno-opera è stata valutata considerando lo stato ultimo di tipo geotecnico (SLU – GEO) secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2). Nelle condizioni di esercizio

(SLE) dovranno essere valutati gli spostamenti ammissibili dell'opera di sostegno e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera stessa. La stabilità globale della paratia in condizioni sismiche è valutata con il metodo pseudo-statico in cui l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa.

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono stati calcolati con il metodo di Mononobe e Okabe, un metodo pseudo-statico derivato direttamente dall'estensione del metodo di Coulomb. Nell'ipotesi di una paratia libera di ruotare attorno al piede, il punto di applicazione delle spinte in condizioni dinamiche corrisponde a quello delle condizioni statiche.

I coefficienti di spinta in condizioni sismiche risultano dalle seguenti formule:

$$K_{AE} = \frac{[\cos^2(\varphi - \vartheta - \psi)]}{\cos\psi \cos^2\vartheta \cos(\vartheta + \delta + \psi) \left[1 + \left(\frac{(\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta - \psi))}{(\cos(\vartheta + \delta + \psi) \cos(\vartheta - \beta))} \right)^{0.5} \right]^2}$$

$$K_{PE} = \frac{[\cos^2(\varphi + \vartheta - \psi)]}{\cos\psi \cos^2\vartheta \cos(\vartheta - \delta + \psi) \left[1 - \left(\frac{(\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta - \psi))}{(\cos(\vartheta - \delta + \psi) \cos(\vartheta - \beta))} \right)^{0.5} \right]^2}$$

$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{(1 \mp k_v)} \right]$$

In cui:

ϑ : angolo di inclinazione del paramento; δ : angolo d'attrito terreno/paratia; β : angolo di inclinazione del terrapieno; k_h e k_v : coefficienti sismici orizzontale e verticale.

Dalla geometria della paratia risulta: $\vartheta = 0$ e $\beta = 0$. L'angolo δ è stato, come nelle condizioni statiche, posto cautelativamente pari a 0, anche se generalmente si suggerisce di porlo pari a $(1/3 \div 2/3) \phi'_d$. L'angolo ψ è stato considerato sempre pari al massimo valore calcolato 2.4° , in relazione ai valori molto piccoli dei coefficienti sismici da considerare.

Restando sempre:

$$L1: \phi'_d = \arctan(\tan 28.6/1.25) = 23.6^\circ ;$$

$$L2: \phi'_d = \arctan(\tan 33.5/1.25) = 27.9^\circ ;$$

i valori dei coefficienti di spinta sismica attiva (KAE) e passiva (KPE) risultano:

$$L1: K(AE) = 0.457 - K(PE) = 2.270$$

$$L2: K(AE) = 0.389 - K(PE) = 2.688$$

I calcoli in condizioni sismiche, condotti per la sola altezza della paratia pari a 20 m, sono riportati nella seguente tabella dove i simboli hanno lo stesso significato indicato per le condizioni statiche e nella Fig. 11.

H=20 – Hi=14.5 m

	σ'_v (kPa)	u (kPa)	σ'_A (kPa)		σ'_v (kPa)	u (kPa)	σ'_P (kPa)
B⁻	83,00	70,00	37,93	D⁻	24,50	35,00	170,69
B⁺			32,29	D⁺			355,16
C	202,35	180,00	78,71	E	143,85	145,00	432,93

	1	2	3	4	5	6	7	8
S_A(kN/m)	170,69	355,16	432,93	1620,00				
S_P(kN/m)					97,33	724,42	2126,68	1051,25
M_A (kN)	2389,65	1953,36	1587,40	9720,00				
M_{At} (kN)		15650,42						
M_P (kN)					1184,14	3984,29	7797,82	5077,54
M_{Pl} (kN)						18043,78		
M_{PT}/M_{AT}					1,153			
E_d (kN)					15650,42			
R_d (kN)					16406,62			
R_d > E_d : verifica soddisfatta								

L'insieme dei risultati ottenuti è riportato in Fig.12 dove le resistenze di progetto (R_d) sono tracciate in funzione delle sollecitazioni imposte (E_d). La variazione delle azioni e delle resistenze di progetto in condizioni statiche è stata evidenziata tracciando le corrispondenti curve best-fit (R² ≈ 1).

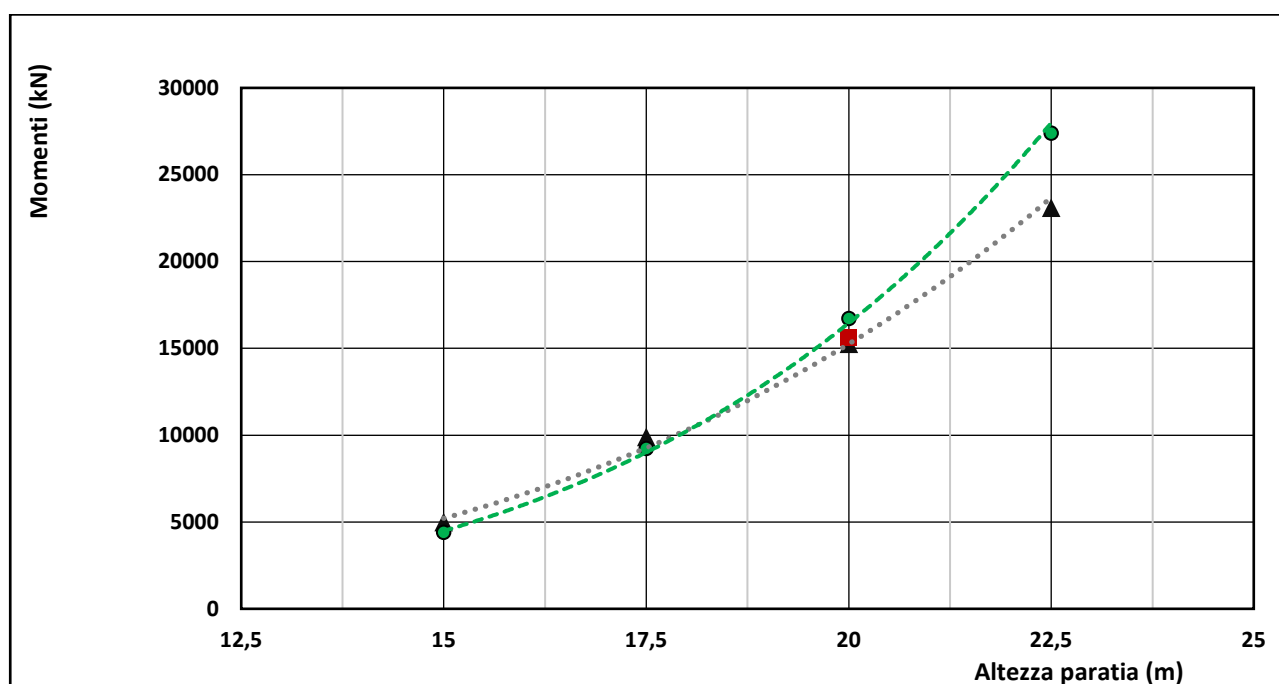


Fig. 12 Variazione delle azioni imposte E_d ((in nero) e delle resistenze di progetto R_d (in verde) in condizioni statiche in funzione dell'altezza della paratia. In rosso la condizione sismica

Dall'esame della Fig. 12 risulta che l'altezza della paratia deve essere almeno di 20 m perché siano rispettate le norme in condizioni sia statiche che dinamiche.

5.2.2 Stabilità idraulica al sifonamento (HYD) ed al sollevamento (UPL)

Per le verifiche di tipo idraulico devono essere considerati due stati limite ultimi:

- UPL, quelli che comportano la perdita di equilibrio della struttura o del terreno a causa della sottospinta dell'acqua;
- HYD, quelli in cui si verifica erosione e sifonamento del terreno a causa di moti di filtrazione dal basso verso l'alto con gradiente idraulico tale da produrre l'annullamento delle tensioni efficaci.

5.2.2.1 Stabilità rispetto al sifonamento (HYD)

Nelle condizioni stratigrafiche esistenti nell'area di progetto la verifica UPL non viene al momento eseguita poiché non possono generarsi sotto-spinte per l'assenza di livelli a bassa permeabilità (livelli argillosi) di spessore e di estensione laterale significativi. La verifica HYD è stata eseguita facendo riferimento allo schema di Fig. 13 per differenti profondità di infissione (D) della paratia.

Perché la verifica idraulica sia soddisfatta deve risultare:

$$u_{inst} \leq \sigma_{stb}, \text{ con:}$$

$$u_{inst} = \gamma_{G1} \times \gamma_w (D + H_c) : \text{valore di progetto della pressione interstiziale destabilizzante}$$

$$\sigma_{stab} = \gamma_{G1} (\gamma_{sat} / \gamma_y) D : \text{valore di progetto della tensione totale stabilizzante.}$$

I coefficienti parziali indicati in Tab. 6.2.2 e 6-2.IV delle norme NTC 2018 risultano:

- per il carico permanente sfavorevole: $\gamma_{G1} = 1.3$
- per il carico permanente favorevole: $\gamma_{G1} = 0.9$
- per il peso dell'unità di volume: $\gamma_y = 1$

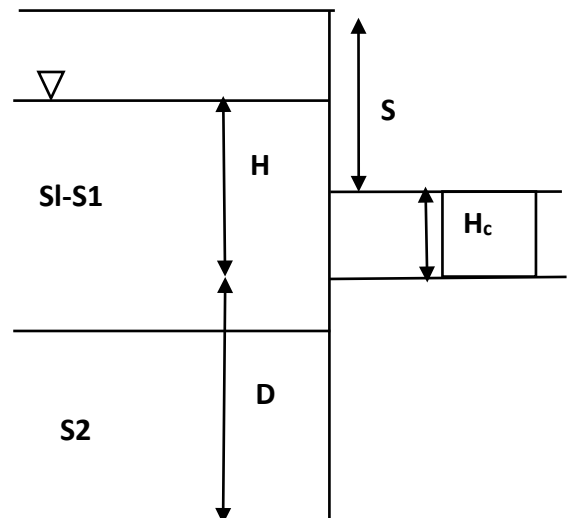
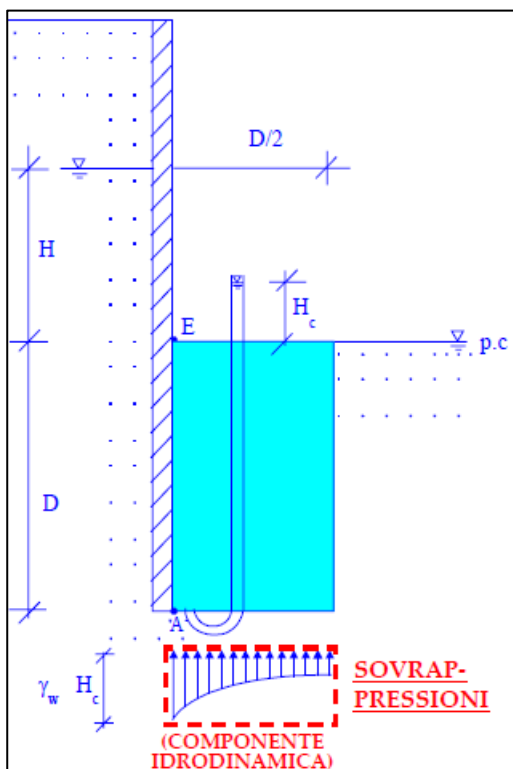


Fig. 13 In sinistra, schema di calcolo per le valutazioni idrauliche (HYD). In destra, schema della situazione analizzata: S = altezza di scavo; livello di terreni granulari poco densi (S_{pd}) e densi (S_d); H = altezza della falda a monte sul fondo scavo; H_c = perdita di carico tra i due livelli freatici a monte ed a valle; D = profondità di infissione della paratia.

Si assume cautelativamente $H_c = H/2$ ed un peso di volume saturo pari alla media pesata dei differenti terreni interessati dal moto filtrazione:

Per $L = 10$ m:

$H = 3.5$ m ; $D = 4.5$ m ; $H_c = 1.75$ m

$u_{inst} = 81.25$ kPa ; $\sigma_{stb} = 70.794$ kPa Verifica non soddisfatta

Per $L = 12.5$ m

$H = 3.5$ m ; $D = 7$ m ; $H_c = 1.75$ m

$u_{inst} = 113.75$ kPa ; $\sigma_{stb} = 113.4$ kPa All'equilibrio limite, non soddisfacente

Per $L = 15$

$H = 3.5$ m ; $D = 9.5$ m ; $H_c = 1.75$ m

$u_{inst} = 146.25$ kPa ; $\sigma_{stb} = 160,543$ kPa Verifica soddisfatta

I risultati ottenuti, riportati anche nel grafico di Fig. 14, indicano che, seguendo le indicazioni NTC 2018, la profondità di infissione minima della paratia per la sicurezza idraulica è di 7 m, alla quale corrisponde un'altezza complessiva di 12.5 m.

5.2.2.2 Stabilità rispetto al sollevamento del fondo (UPD)

Il sollevamento del fondo scavo, un fenomeno in un certo senso analogo al sifonamento, dovuto alle forze di filtrazione al piede della paratia, si estende a tutta la profondità dello scavo per una larghezza pari a $D/2$. Non essendo presenti livelli a bassa permeabilità (argillosi) di spessore e continuità laterale significativi, la verifica è fatta solo a lungo termine.

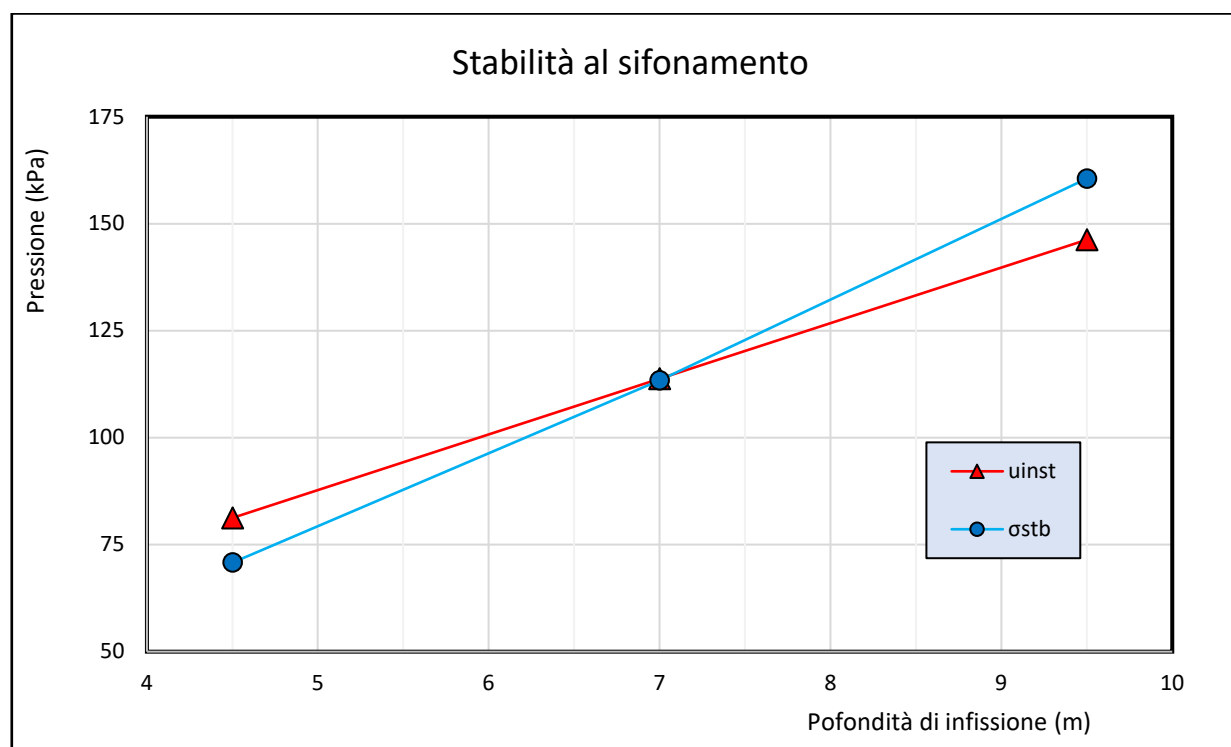


Fig. 14 Risultati dell'analisi di stabilità idraulica della paratia al sifonamento

Con riferimento sempre alla Fig. 13, la forza destabilizzante è determinata dalle forze di filtrazione dovute alla componente idrodinamica della pressione interstiziale e la forza stabilizzante dal peso immerso del cuneo di terreno corrispondente.

Adottando le NTC2018, deve risultare:

$$V_{inst,d} \leq G_{stab,d} + R_d$$

essendo:

- $V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$: valore di progetto dell'azione destabilizzante data dalla somma delle azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e delle azioni variabili ($Q_{inst,d}$);
- $G_{stab,d}$ = valore di progetto delle azioni stabilizzanti;
- R_d = valore di progetto delle resistenze.

Ponendo $Q_{inst,d} = 0$ ed $R_d = 0$, essendo H_i la profondità di infissione della paratia ed H_c la perdita di carico tra i due livelli freatici a monte ed a valle, la verifica al sollevamento a lungo termine è data da:

$$V_{inst,d} = i_E \times \gamma_{G1,sfav} \leq G_{stab,d} = i_c \times \gamma_{G1,fav}$$

con coefficienti parziali $\gamma_{G1,fav} = 0,9$ (carichi permanenti caso favorevole) ed $\gamma_{G1,sfav} = 1.1$ (carichi permanenti, caso sfavorevole) e $\gamma_\gamma = 1$ (Tab.6.2.III). Il gradiente idraulico di efflusso è $i_E = H_c/D = 0.289$ ed il gradiente idraulico critico $i_c = \gamma'/\gamma_w = 0.870$ e, quindi, risulta:

- $V_{inst,d} = i_E \times \gamma_{G1,sfav} = 0.289 \times 1.1 = 0.318$
- $G_{stab,d} = i_c \times \gamma_{G1,fav} = 0.870 \times 0.9 = 0.873$

Essendo $V_{inst,d} < G_{stab,d}$ la verifica è soddisfatta.

5.3 Osservazioni sullo scavo.

5.3.1 Realizzazione dello scavo

Le caratteristiche fisico-meccaniche, unitamente alla falda freatica posta in prossimità della superficie topografica, pongono una serie di problemi in relazione allo scavo da realizzare per la struttura dell'idrovora. Riassumendo:

- 1) uno scavo di altezza 5,5 m non può essere direttamente realizzato perché le pareti risulterebbero meccanicamente ed idraulicamente (condizione di gradiente idraulico critico) instabili.
- 2) La costruzione di una paratia nelle condizioni geotecniche e idrogeologiche presenti porta alla stabilità dello scavo, come indicato dalle analisi fatte, ma solo con un'altezza complessiva di 20 m (profondità di infissione di 14.5 m) in condizioni sia statiche che dinamiche. L'altezza garantirebbe anche la stabilità dello scavo rispetto ai processi di filtrazione che si verrebbero ad innescare.

La realizzazione della paratia, anche se di 20 m di altezza, garantisce la stabilità complessiva dello scavo solo se essa venga realizzata lungo tutto il suo perimetro (circa 10m di lunghezza e 5m di larghezza): le stesse criticità precedentemente evidenziate verso monte per il lato lungo dello scavo si realizzerebbero, infatti, per i due lati corti. È necessario, quindi, che tutti i lati dello scavo siano dotati di una paratia di contenimento opportunamente dimensionata.

Appare pertanto opportuno, oltre che maggiormente sicuro sia dal punto di vista meccanico che idraulico, pensare ad un abbassamento temporaneo della falda mediante un sistema di well-point realizzato lungo tutto il perimetro dello scavo. Il sistema dovrà essere opportunamente dimensionato una volta disponibili tutti i dati necessari e, in particolare, la permeabilità dei terreni in cui realizzare l'abbassamento della falda. In linea generale, si può pensare a:

- n. 6-8 pozzi well-point posti ad una distanza di 1 m circa dalla posizione della paratia;
- parte filtrante dei pozzi well-point ad almeno 5-6 m di profondità, evitando comunque possibili fenomeni di cavitazione.

In tale ipotesi il raggio di influenza, considerando un coefficiente di permeabilità pari a 1×10^{-6} m/s ed utilizzando la formula empirica di Sichardt, verrebbe ad essere di 6 m garantendo così a regime l'abbassamento della falda per l'intera larghezza della struttura.

Ipotizzando un abbassamento della falda di 5.5 m (quota di fondo scavo) le condizioni di stabilità risultano essere garantite. L'analisi porta, infatti, ai risultati riportati nelle tabelle della pagina seguente relative alle condizioni statiche e dinamiche, avendo preso in considerazione una paratia di altezza 15 m.

5.3.2 Portata di filtrazione

È necessario analizzare le condizioni che si verranno ad instaurare una volta cessata l'attività del sistema well-point ed il livello di falda sarà coerente con la nuova situazione data dall'insieme (terreno+scavo+paratia).

Il primo aspetto da valutare riguarda la portata di efflusso che verrà ad interessare il fondo dello scavo. Tale portata viene determinata mediante la costruzione del reticolo idrodinamico corrispondente, che consente di risolvere per via grafica l'equazione differenziale di Laplace che regola il flusso di acqua in regime stazionario. La rete di flusso è tracciata dopo aver reso fittiziamente omogeneo e isotropo il dominio del flusso stesso adottando un coefficiente di permeabilità equivalente (k_{eq}) dato dalla media geometrica dei rispettivi coefficienti lungo x e y:

$$k_{eq} = \sqrt{k_x k_y}$$

H=15 m – H_i=9.5 m (falda a -5.5 m, quota di fondo scavo) – condizioni statiche

	σ'_v (kPa)	u (kPa)	σ'_A (kPa)		σ'_v (kPa)	u (kPa)	σ'_p (kPa)
B⁻	118,00	35,00	50,62	D⁻	24,50	35,00	57,16
B⁺			42,72	D⁺			67,60
C	183,10	95,00	66,28	C	89,60	95,00	247,21

	1	2	3	4	5	6	7	8
S _A (kN/m)	227,80	256,30	198,85	451,25				
S _P (kN/m)					100,03	405,57	741,62	451,25
M _A (kN)	683,40	768,89	397,69	1430,46				
M _{At} (kN)	3278,94							
M _P (kN)					716,86	1216,72	1483,24	1430,46
M _{Pt} (kN)					4845,78			
M _P /M _{AT}	1,478							
E _d (kN)	3278,94							
R _d (kN)	4405,25							
R _d > E _d : verifica soddisfatta								

H=15 m – H_i=9.5 m (falda a -5.5 m, quota di fondo scavo) – condizioni dinamiche

	σ'_v (kPa)	u (kPa)	σ'_A (kPa)		σ'_v (kPa)	u (kPa)	σ'_p (kPa)
B ⁻	118,00	35,00	53,93	D ⁻	24,50	35,00	55,61
B ⁺			45,90	D ⁺			65,86
C	183,10	95,00	71,23	C	89,60	95,00	240,84

	1	2	3	4	5	6	7	8
S _A (kN/m)	242,67	275,41	213,68	451,25				
S _P (kN/m)					97,33	395,14	722,53	451,25
M _A (kN)	728,00	826,24	427,36	1429,11				
M _{At} (kN)	3410,55							
M _P (kN)					697,50	1185,41	1445,07	1429,11
M _{Pt} (kN)					4756,94			
M _P /M _{AT}					1,395			
E _d (kN)					3410,55			
R _d (kN)					4324,49			
R _d > E _d : verifica soddisfatta								

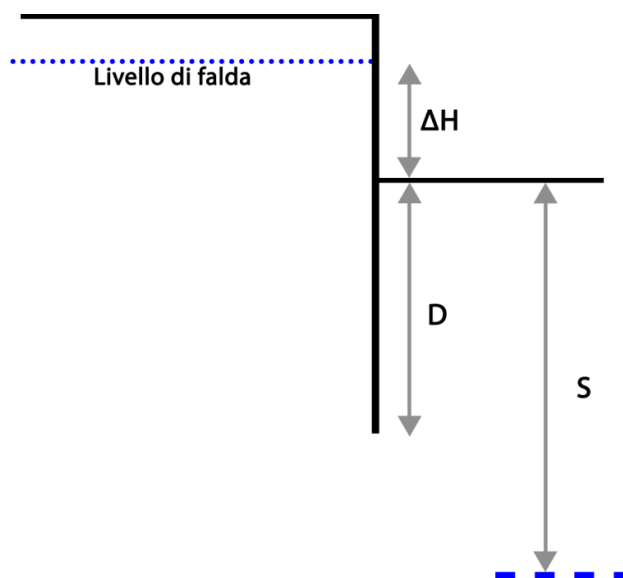


Fig. 15 Schema di riferimento del calcolo delle filtrazioni

Per un'altezza della paratia pari a 15 m, i dati iniziali sono (Fig. 15):

$\Delta H = 5.5$ m; $D = 14.5$ m; $\gamma_{\text{sat}} = 18.5$ kN/m³;

$S = 30$ m (ipotizzato pari alla massima profondità direttamente indagata);

$k_x = 1e-5$ m/s; $k_y = 1e-6$ m/s (analogo a quanto adottato in precedenza).

La portata di filtrazione, valutata schematizzando in prima approssimazione un reticolo di flusso con 6 tubi di flusso (n_f) e 10 cadute di potenziale (n_d), è data da:

$$Q = k_{eq} x H x \frac{n_f}{n_d}$$

Con $k_{eq} = 3.2 \times 10^{-6}$ m/s e $\Delta H = 3.5$ m, la portata di filtrazione per metro di lunghezza dello scavo risulta pari a 6.7×10^{-6} m³/s. Poiché il fondo scavo ha una larghezza pari a 6 m, si può ragionevolmente considerare che esso sarà interessato dalla filtrazione proveniente dai primi circa 3 tubi di flusso e cioè da una portata di filtrazione pari a:

$$Q_{\text{scavo}} = 6.7 \times 10^{-6} \times 3/6 = 3.35 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s} = \text{ca. } 2.9 \text{ m}^3/\text{giorno}$$

5.4 Verifiche dell'insieme fondazione-terreno

5.4.1 Fondazioni superficiali - Pre-dimensionamento allo stato limite ultimo (SLU)

Dati:

- Ipotesi di fondazione: trave rovescia di larghezza $B = 1.5$ m e lunghezza $L = 6 \div 10$ m
- profondità del piano di posa: $D = 1.0$ m
- Profondità della falda dal piano di fondazione: $D_w = 0.0$ m
- angolo caratteristico di resistenza al taglio: $\phi' = 28.6^\circ$
- angolo di resistenza al taglio di progetto: $\phi'_d = \arctan(\tan 28.6/1.25) = 23.6^\circ$
- peso dell'unità di volume (γ): 17.0 kN/m³
- Peso specifico dell'acqua: $\gamma_w = 9.81$ kN/m³
- accelerazione massima attesa: 0.09 m/s²
- Categoria di sottosuolo: D
- Categoria topografica: T1

I fattori di riduzione γ utilizzati sono indicati nelle tabelle delle norme NTC 2018.

- Resistenza del sistema geotecnico: Capacità portante efficace di progetto:

$$q_{lim,d} = q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' d B N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Si trascurano a favore di sicurezza i fattori di profondità e si pone $q' = d^* \gamma'$.

- Effetto della compressibilità (presenza di terreni con $D_r = 0.5$)

In terreni molto compressibili, argille molli e sabbie sciolte, il meccanismo di rottura da considerare è quello locale o per punzonamento. Essendo presenti terreni sabbiosi caratterizzati da un basso grado di addensamento, si è considerato quest'ultimo meccanismo di rottura. Per il calcolo della capacità portante di fondazioni superficiali su sabbie sciolte si utilizza l'equazione proposta da Vesic (1975) per la valutazione dell'angolo d'attrito mobilizzabile:

$$\tan \phi_d^* = (0.67 + D_r - 0.75 D_r^2) \tan \phi_d$$

che, considerando cautelativamente una densità relativa delle sabbie presenti D_r pari a 0.5, dà:

$$\tan \phi_d^* = 0.9825 \times \tan \phi_d = 0.4292$$

$$\phi_d^* = 23.2^\circ$$

Il carico limite unitario (q_{lim}) del terreno di fondazione è dato dall'espressione di Brinch-Hansen per valori di coesione, inclinazione del carico, del piano di posa della fondazione e del piano di campagna nulli:

$$q_{lim} = q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

Fattori per un angolo d'attrito di progetto $\phi_d^* = 23.2^\circ$:

di capacità portante	di forma	di profondità
$N_q = K_p \cdot e^{\pi \tan \phi} = 8.834$	$s_q = 1 + (B/L \cdot \tan \phi) = 1.064$	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \cdot D/B = 1.210$
$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \cdot \tan \phi = 8.430$	$s_\gamma = 1 - 0,4 (B/L) = 0.94$	$d_\gamma = 1$

La pressione efficace limite di progetto in condizioni statiche, con $q'_d = \gamma'_d D = 7.19 \text{ kPa}$, risulta:

$$q_{lim,d} = 7.19 \times 8.834 \times 1.064 \times 1.210 + 0.5 \times 1.5 \times 7.19 \times 8.430 \times 0.94 \times 1 = 124.50 \text{ kN/m}^2$$

La resistenza del sistema geotecnico risulta:

$$R = q_{lim,d} \times B \times L = 1120.5 \text{ kN (per } L=6\text{m)} \text{ e } 1867.50 \text{ kN (per } L=10\text{m)}$$

e la resistenza di progetto del sistema geotecnico con $\gamma_R = 1.8$:

$$R_d = R / \gamma_R = 1120.5/1.8 = 622.5 \text{ kN (L=6m)} \text{ e } 1867.50 / 1.8 = 1037.5 \text{ kN (L=10m)}$$

La pressione efficace limite di progetto in condizioni sismiche ($q_{lim-e,d}$) con $q'_d = \gamma'_d D = 7.19 \text{ kN/m}^2$, non tenendo conto dell'eccentricità del carico e valutando la sua sola inclinazione sulla base dei valori di K_h e K_v , risulta:

$$q_{lim-e,d} = q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot z_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot z_\gamma$$

con i_q ed i_γ fattori di inclinazione del carico e z_q e z_γ fattori sismici:

$$i_q = 0.845 \text{ ed } i_\gamma = 0.771$$

$$z_q = z_\gamma = 0.964$$

La capacità portante limite in condizioni sismiche risulta pertanto:

$$q_{lim-e,d} = 7.19 \times 8.834 \times 1.064 \times 1.210 \times 0.845 \times 0.964 + 0.5 \times 1.5 \times 7.19 \times 8.430 \times 0.95 \times 1 + 0.964 = 107.74 \text{ kPa}$$

La resistenza del sistema geotecnico è:

$$R = q_{lim-e,d} \times B \times L = 969.66 \text{ kN (L=9m)} \text{ e } 1616.10 \text{ kN (L=10m)}$$

La resistenza di progetto del sistema geotecnico con $\gamma_R = 1.8$ risulta quindi

$$R_d = R / \gamma_R = 969.66/1.8 \text{ kN} = 538.70 \text{ kN (L=9m)} \text{ e } 1616.10 / 1.8 = 897.8 \text{ kN (L=10)}$$

In condizioni sismiche la verifica allo scorrimento per una fondazione di larghezza 1.5 m porta a:

- Le sollecitazioni verticali si considerano pari al carico limite in condizioni sismiche: $107.74 \text{ kPa} \times 1.5 \text{ m}^2 = 161.61 \text{ kN}$;
- Le resistenze allo scorrimento (R) sono sviluppate alla base con un angolo d'attrito fondazione terreno pari a $2/3 \phi'_d / \gamma_\phi = 15.5^\circ$, senza contare le spinte passive dovute alla profondità di posa della fondazione:
 $R = q_{lim-e,d} \times 1.5 \text{ m}^2 \times \tan(2/3 \phi'_d) = 107.74 \times 1.5 \times \tan 15.5^\circ = 44.8 \text{ kN}$

La sollecitazione R_{sco} è pari a:

$$R_{sco} = 161.61 \times 0.09 = 14.5 \text{ kN}$$

Da cui:

$$R > R_{sco} \text{ Verifica soddisfatta}$$

(Fattore di sicurezza globale = $R/R_{sco} = 3.09$)

5.4.2 Fondazioni superficiali - Pre-dimensionamento allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

La Normativa (NTC) impone di calcolare gli spostamenti e le distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione nel rispetto della condizione $E_d \leq C_d$, in cui C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni, da stabilire in funzione del comportamento della struttura in elevazione. Secondo l'euro-codice, il calcolo dei cedimenti deve essere eseguito assumendo i coefficienti parziali per le azioni pari a 1 ed i valori caratteristici dei parametri di deformazione.

Il calcolo dei cedimenti dei terreni a grana grossa è piuttosto complesso e spesso viene trascurato sia perché sono in genere di piccola entità sia perché, essendo immediati, si realizzano durante la stessa fase di costruzione dell'opera.

Per la valutazione dei cedimenti viene utilizzata l'equazione di Burland e Burbridge valida per sabbie poste alla base di uno scavo:

$$S = f_s \cdot f_1 \cdot q \cdot B^{0.7} \cdot l_c / 3$$

dove:

- S è il cedimento immediato espresso in mm;
- q è la pressione trasmessa dalla fondazione, presa eguale a 124.5 kN/m^2 ;
- B e L la dimensione in pianta della fondazione, pari a 1.5m;
- f_s è un fattore di forma, eguale a 1.25 per fondazioni nastriformi;
- f_1 è un fattore di profondità pari ad 1 per $Z_I < H_s$
- $Z_I = B^{0.763}$ è la profondità di influenza;
- H_s è lo spessore dello strato di sabbia interessato;
- $l_c = 1.71/N^{1.4}$ con $N = 15 + 0.5(\text{NSPT} - 15)$ in caso di sabbie fini o limose sottofalda.

I valori N delle prove penetrometriche dinamiche continue alla quota considerata nella valutazione della capacità portante, cioè ad 1 m di profondità dal fondo scavo, risultano in media pari a $N=4$. Nell'ipotesi di una fondazione con piano di posa alla profondità di 1 m dal fondo scavo, il valore del cedimento risulta dell'ordine di 15 mm circa, che avverrà contemporaneamente alla costruzione della struttura stessa. Al fine di valutare l'influenza delle dimensioni della fondazione e della presenza, a piccola profondità sotto il piano di fondazione, di livelli di sabbie maggiormente addensati, i cedimenti elastici sono stati calcolati utilizzando il codice di calcolo alle differenze finite (FLAC) ipotizzando la presenza di sabbie addensate (S2) 2 m sotto il piano di fondazione ed una falda al piano stesso di fondazione. Sono state considerate due ipotesi per le quali i risultati sono riportati nelle Fig. 16 e 17 e Fig. 18 e 19

a) Trave rovescia di larghezza B = 1.5 m

Il cedimento così valutato è leggermente inferiore a quello determinato con la formula di Burland e Burbridge, indicando così l'influenza delle sabbie addensate circa 1 m al di sotto del piano di fondazione.

L'analisi ha mostrato, inoltre, che l'applicazione dei carichi in fondazione, pur essendo non rilevante, causa lo sviluppo di deformazioni di taglio non trascurabili lungo i lati verticali della trave rovescia ipotizzata (Fig. 17), deformazioni d'altronde già messe in evidenza dalla distribuzione degli spostamenti verticali e determinate dalla bassa densità delle sabbie presenti.

b) Platea di larghezza B = 1.5 m

Per tener conto dell'altra dimensione della fondazione si è ipotizzata una platea di 6 m di lato, alla quale è stato applicato lo stesso carico, non avendo dati sufficienti relativi alla struttura in elevazione.

I risultati, illustrati in Fig. 18 e 19 mostrano che l'incremento della dimensione non determina un aumento significativo dei cedimenti a causa principalmente della presenza delle sabbie addensate a piccola profondità.

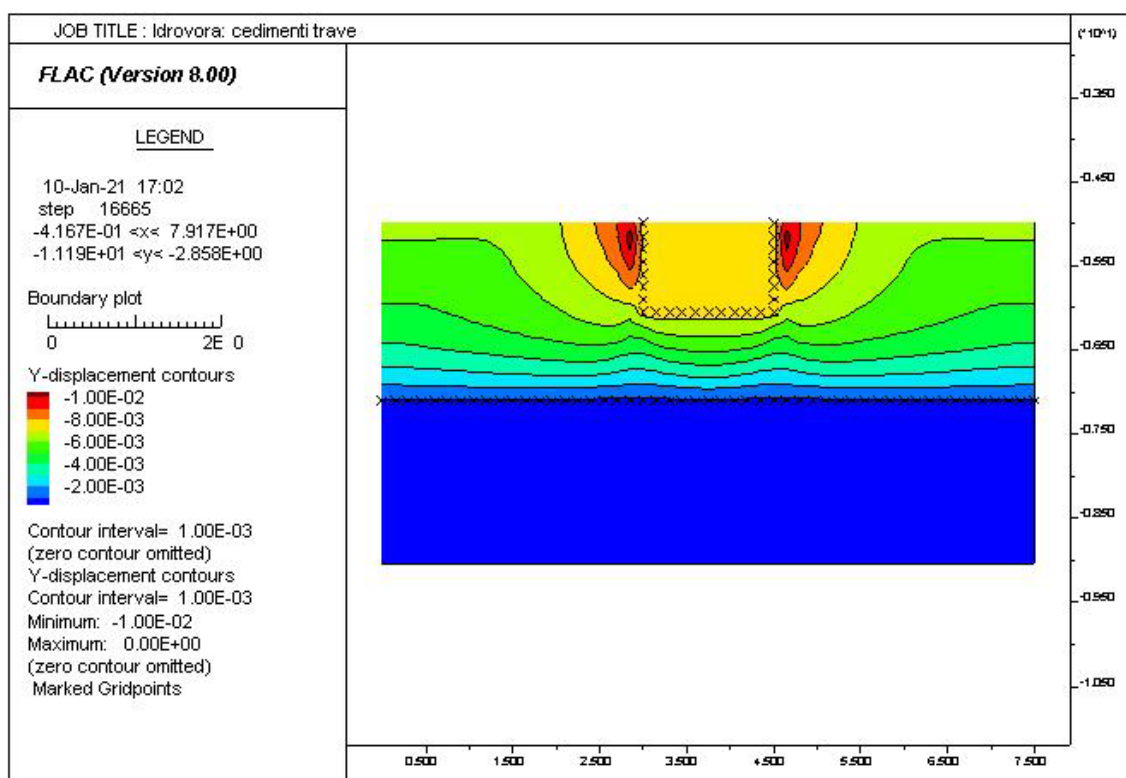


Fig. 16 Distribuzione degli spostamenti verticali a seguito dell'applicazione del carico in fondazione

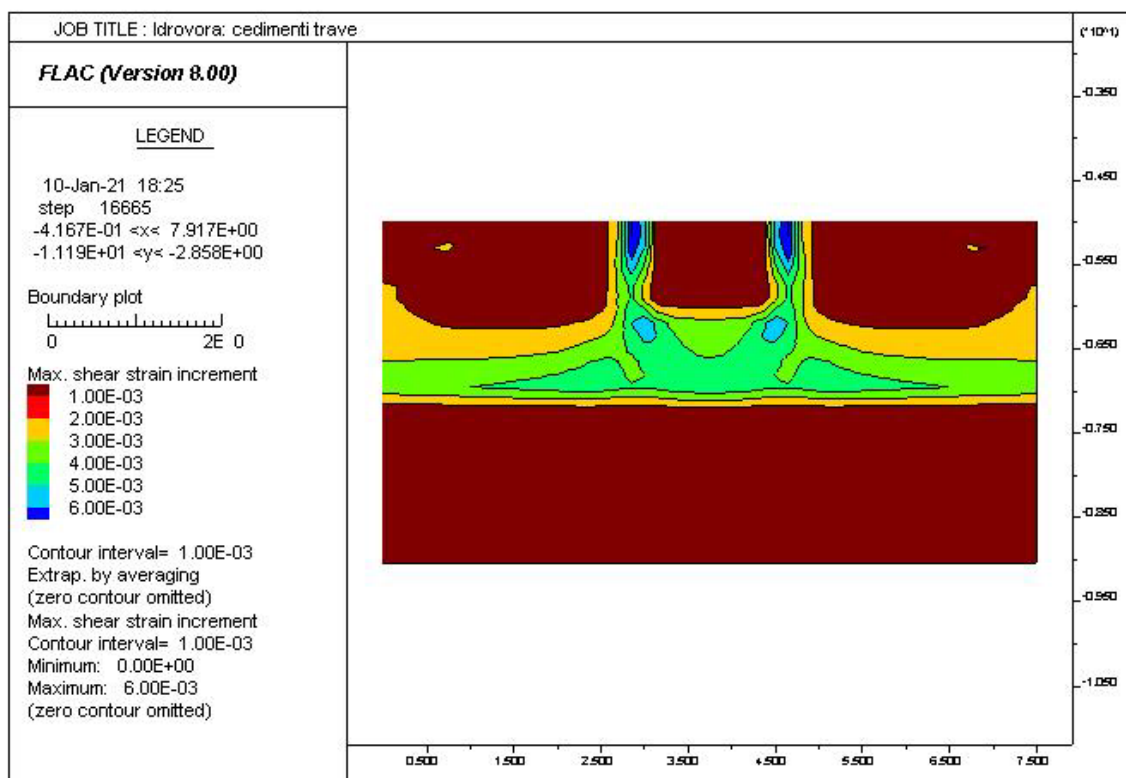


Fig. 17 Distribuzione degli incrementi delle deformazioni di taglio (ssi) indotti dal carico in fondazione.

5.5 Osservazioni conclusive

La realizzazione della struttura in progetto comporta la soluzione di alcune criticità che riguardano sostanzialmente la presenza di terreni incoerenti a basso grado di addensamento e di una falda superficiale a quote maggiori di quella del piano delle fondazioni dell'edificio stesso.

Riassumendo brevemente quanto illustrato dalla presente relazione, i problemi presenti e la loro possibile soluzione vengono qui di seguito elencati.

1) Stabilità degli scavi

La costruzione della struttura comporta uno scavo della profondità di circa 5.5 m dall'attuale piano campagna, che non può essere realizzato se non provocando preliminarmente l'abbassamento della falda lungo il perimetro dello scavo stesso (sistema di well-points) e l'infissione di una paratia di altezza 15 m (profondità di infissione dal fondo scavo pari a 9.5 m). In tale ipotesi viene garantita anche la stabilità al sifonamento ed al sollevamento del fondo scavo.

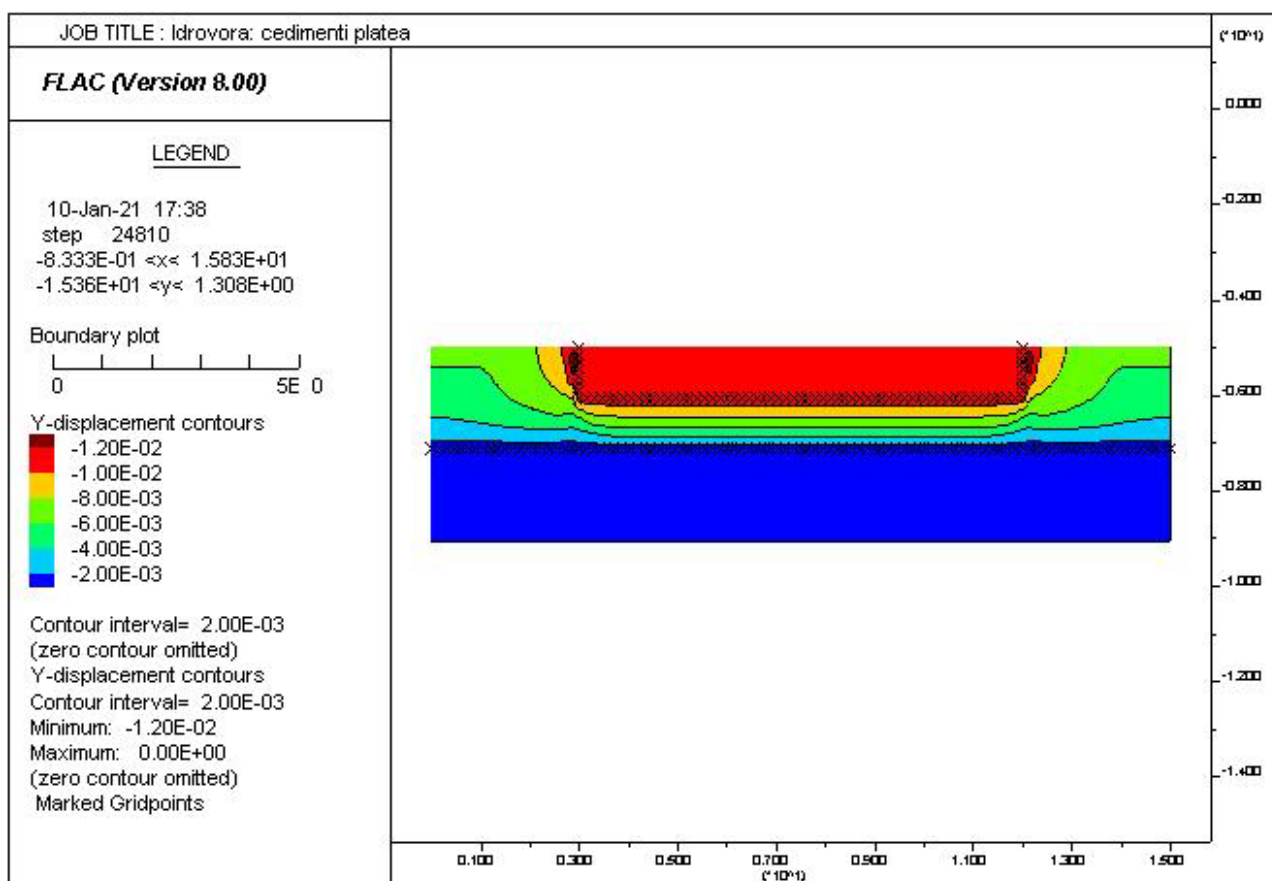


Fig. 18 Distribuzione degli spostamenti verticali

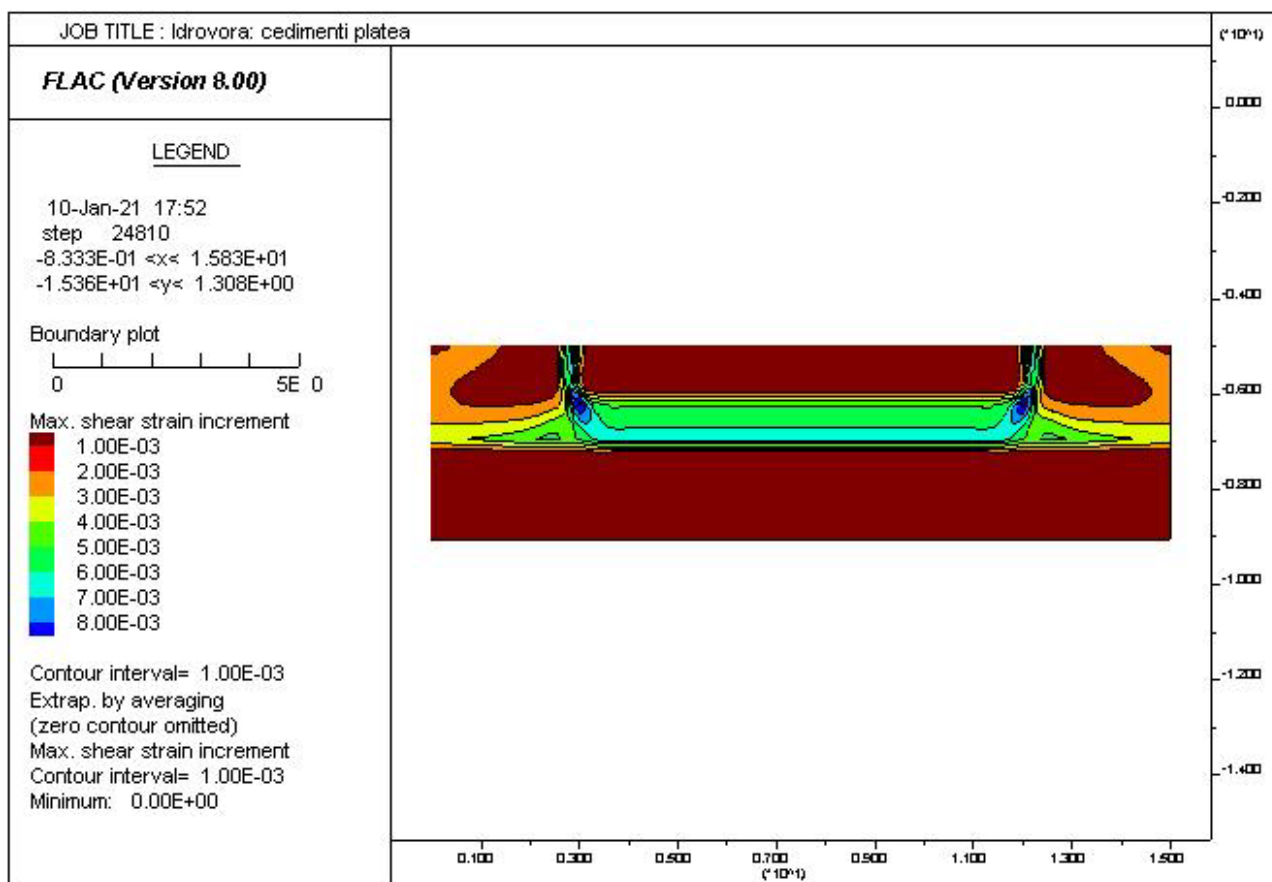


Fig. 19 Distribuzione degli incrementi di deformazione di taglio nell'ipotesi di una platea di lato 6 m.

Condizioni critiche rispetto ai processi di filtrazione verranno ad aversi, tuttavia, una volta cessata l'attività di emungimento dei well-point. In effetti, in assenza di emungimento la falda viene a risalire a valle della paratia interessando direttamente il piano delle fondazioni e, quindi, i terreni a valle. Questa situazione comporta la necessità di impermeabilizzare le fondazioni da un lato e, dall'altro, di realizzare una trincea drenante lungo tutta la lunghezza della struttura (circa 10 m).

Quest'ultimo intervento, reso necessario per impedire fenomeni di erosione superficiale in corrispondenza dell'efflusso dell'acqua, potrà essere realizzato mediante una tipica trincea drenante realizzata a regola d'arte e profonda non meno di 2 m, le cui acque captate verranno fatte defluire nel canale.

2) Portanza e cedimenti dei terreni di fondazione

La capacità portante dei terreni di fondazione è stata valutata orientativamente ipotizzando una trave di base $B=1.5$ m ed una platea di lato $L=6$ m con piano di appoggio ad 1 m di profondità dal fondo scavo. I valori ottenuti sono alquanto modesti (ca. 108 kPa) nonostante la realizzazione dello scavo comporti l'eliminazione di gran parte dei terreni sabbiosi a basso grado di addensamento.

Per lo stesso motivo, adottando una pressione in fondazione pari alla capacità portante precedentemente valutata, i valori dei cedimenti risultano piuttosto limitati e, in linea teorica, accettabili tenendo anche conto che essi si esauriranno nel corso stesso della costruzione dell'edificio. Tuttavia, la situazione stratigrafico-geotecnica e la grande variabilità laterale e verticale dei depositi alluvionali impone una certa cautela, soprattutto in presenza di una struttura che dovrà contenere macchinari che, orientativamente, non possono tollerare cedimenti totali e differenziali significativi.

In aggiunta si deve tener presente che le analisi fatte con FLAC mettono in evidenza lo sviluppo di non trascurabili incrementi delle deformazioni in corrispondenza dei lati della fondazione e dei suoi spigoli in profondità. Questa condizione è, probabilmente, da mettere in relazione al potenziale sviluppo di meccanismi di rottura per punzonamento.

Sulla base di queste considerazioni si ritiene opportuno pensare ad una fondazione agganciata nel lato verso monte alla paratia in precedenza realizzata e, dal lato verso valle, poggiata su micropali di almeno 12 m di lunghezza dal fondo scavo. Il tipo e le caratteristiche dei micropali saranno funzione delle sollecitazioni imposta dalla struttura e la loro capacità portante può, in prima approssimazione, essere valutata in almeno 120-140 kN.

Il Geologo

Prof. Giuseppe Scanu, Iscr. Ord. Reg. Geol. n. 32

Con la consulenza di:

Prof. Rinaldo Genevois

