

Indagini e dimensionamenti geotecnici di una diga foranea su terreni soffici e fondali profondi

Original

Indagini e dimensionamenti geotecnici di una diga foranea su terreni soffici e fondali profondi / Manassero, M., Brunamonte, F., Dominijanni, A., Guarena, N., Minardi, A.. - STAMPA. - (2025), pp. 147-171. (XXVIII Convegno Nazionale di Geotecnica Venezia (Italia) 11-13 giugno 2025).

Availability:

This version is available at: 11583/3007510 since: 2026-02-10T16:56:55Z

Publisher:

Pàtron Editore, AGI

Published

DOI:

Terms of use:

This article is made available under terms and conditions as specified in the corresponding bibliographic description in the repository

Publisher copyright

(Article begins on next page)

Indagini e dimensionamenti geotecnici di una diga foranea su terreni soffici e fondali profondi

M. Manassero

Politecnico di Torino

F. Brunamonte

Geotechnical Engineering - Torino

A. Dominijanni

Politecnico di Torino

N. Guarena

Politecnico di Torino

A. Minardi

Geotechnical Engineering - Torino

Sommario: Le esigenze di sviluppo industriale e commerciale, la crescita della popolazione a livello planetario e della relativa qualità di vita, oggi richiedono sempre maggiori spazi dedicati ad infrastrutture marittime per trasporti e logistica al servizio di attività commerciali, impianti produttivi, stoccaggi di prodotti e materiali e, non in ultimo, per aree residenziali e turistiche.

Le soluzioni di interesse per queste carenze di spazio su terraferma debbono necessariamente prendere in considerazione sviluppi ed ampliamenti di porti, aree costiere ed offshore che richiedono prevalentemente riempimenti a mare di grandi superfici realizzate mediante riporti strutturali con materiali granulari di media e grande pezzatura posizionati su fondali profondi.

Con riferimento agli aspetti di pianificazione, progettazione e realizzazione dei manufatti sopra elencati, con particolare riferimento alle opere di difesa portuali, l'Ingegneria Geotecnica gioca, senza alcun dubbio, un ruolo primario e fondamentale in presenza di depositi naturali e/o di riempimenti antropici spesso molto recenti e quindi caratterizzati da scadenti proprietà meccaniche ed assoggettati a notevoli sollecitazioni sotto carichi ciclici indotti da sismi e/o dai moti ondosi.

Alle suddette problematiche si aggiungono i costi, le difficoltà e la delicatezza delle indagini in sito, le peculiarità relative alla selezione dei materiali di riempimento e le relative verifiche di conformità a seguito della loro messa in opera e degli eventuali trattamenti di consolidazione e/o di addensamento. Inizialmente, l'articolo si concentrerà sulla caratterizzazione dei depositi naturali, presenti in un'area lungo la costa tirrenica settentrionale dove è prevista la realizzazione di una diga foranea di grandi dimensioni su fondali profondi mediante il riutilizzo di materiali granulari di varia pezzatura sormontati da cassoni prefabbricati in calcestruzzo armato. Successivamente, verranno illustrate le modalità di impostazione e conduzione delle verifiche Geotecniche con specifico riferimento al comportamento meccanico ed idraulico di depositi naturali sciolti rinforzati con colonne di ghiaia. Le conclusioni, che origineranno dai contenuti dell'articolo, vogliono sottolineare l'imprescindibile necessità e la fondamentale importanza dell'Ingegneria Geotecnica nella progettazione e nella realizzazione di questi manufatti, le cui soluzioni ottimizzate possono essere individuate e perseguite solo sulla base di una chiara, estesa ed approfondita conoscenza dei principi primi e dello stato dell'arte della disciplina al fine di evitare catastrofici collassi come già purtroppo verificatisi lungo le coste mediterranee non lontane dall'Italia.

1 Introduzione

Negli ultimi decenni, l'incremento dei traffici marittimi ha comportato la necessità di espandere le aree operative dei principali porti italiani ed europei, raggiungendo profondità d'acqua sufficienti a consentire il passaggio delle grandi navi da trasporto. Pertanto, è emersa l'esigenza di realizzare opere di difesa sempre più lontane dalla costa e quindi su fondali a profondità crescenti. In tale contesto, il ricorso a opere di difesa a gettata è risultato progressivamente meno attraente a causa

dell'elevato costo, del significativo impatto sull'ambiente marino, del limitato controllo di qualità nella costruzione, dei lunghi tempi di costruzione e della difficoltà di manutenzione. Al contrario, le opere di difesa a paramento verticale, in particolare quelle con cassoni in calcestruzzo, hanno visto accrescere la propria diffusione in tutta l'Europa. Madrid (2021) documenta che in Spagna, dalla fine del XX secolo, sono stati costruiti circa 32.2 km di dighe, di cui 15.4 km corrispondono a opere a gettata e ben 16.8 km a opere a paramento verticale.

L'uso di opere di difesa a paramento verticale non è una novità ma, nel Mare Mediterraneo, risale all'epoca dell'antica Roma. Infatti la tecnologia delle dighe verticali in calcestruzzo fu introdotta 2000 anni fa dagli ingegneri portuali romani in contrasto con la tradizione greca delle opere a gettata (Franco, 1994). Molte opere a paramento verticale sono state costruite nei primi decenni del secolo scorso. Il crollo catastrofico di alcune di esse, tuttavia, ha fatto sì che per molti anni questo tipo di strutture sia stato quasi abbandonato. Oumeraci (1994) ha condotto una revisione delle principali cause che hanno prodotto tali crolli. La Tabella 1 presenta i casi studiati e mostra

Tabella 1. Rassegna di crolli di opere di difesa costiera a paramento verticale (da Oumeraci, 1994).

Diga (nazione, anno)	H/T		Terreno di fondazione	B h _c	d	h _s	Causa del collasso
	Progetto	Attuale					
Madras (India, 1881)	-	-	-	7.3 9.1	22	14.6	Sormonto delle onde battenti, trascinamento ed erosione (inclinazione verso il mare).
Bizerta (Tunisia, 1915)	-	-	-	8 13	17	10.0	Sormonto delle onde battenti, erosione dello scanno
Valencia (Spagna, 1926)	-	7/14	Sabbia fine, fango	12 14.4	12	4.0	Superamento dell'onda di progetto, sormonto, erosione del fondale (pendenza verso il mare).
Antofa-Gasta (Cile, 1928-29)	6/8	9/15 8/47	-	10 16.9	30	12	Superamento dell'onda di progetto, non monoliticità, onde
Catania (Italia, 1930- 33)	6/7	7/9 7.5/12	Sabbia densa	12 20	17.5	-	Superamento dell'onda di progetto, non monoliticità, sormonto delle onde battenti (pendenza e inclinazione verso il mare).
Genova (Italia, 1955)	5.5/7	7/12	Sabbia fine	12 17.9	17.5	8/7	Superamento dell'onda di progetto, non monoliticità, sormonto delle onde
Algiers (Algeria, 1930-1934)	5/7.4	6.5/11 9/14	Sabbia limosa, fango	11 21.6	20	7.7	Superamento dell'onda di progetto, sormonto delle onde battenti, cedimento differenziale, erosione dello scanno (inclinazione verso il mare).
Niigata (Giappone, 1976)	7/13	7/13.5	Sabbia limosa	15	17	4.0	Sormonto delle onde battenti, cedimento differenziale (inclinazione verso il mare).
Bari (Italia, 1974)	-	-	-	9.5 15	15.5	5	Superamento dell'onda di progetto, onde battenti, erosione dello scanno.
Palermo (Italia, 1973)	5.5/7	6.1/11.3	-	9 26	36	36	Superamento dell'onda di progetto, onde battenti, erosione dello scanno.
Napoli (Italia, 1987)	-	5	-	13 18	19	-	Onde battenti (slittamento e rovesciamento).
Mashike (Giappone)	5.5/10	6.6/12	-	14.5 6.0	7	2.8	Superamento dell'onda di progetto, sormonto delle onde battenti (slittamento = 2.9 m).
Fukaura (Giappone)	7.6/11	6.3/13	-	20.5 12.5	15	4.3	Sormonto delle onde battenti, erosione dello scanno (slittamento = 3.0 m).
Sakata (Giappone)	3.3/8.8	5.5/13	-	6.5 10	7.0	2.5	Superamento dell'onda di progetto, onde battenti, cedimento differenziale (slittamento e inclinazione verso la costa).
Onahama (Giappone)	6.1/14	6.1/14	-	15 13.5	16	9	Onde battenti, erosione dello scanno (slittamento).
Niigata-West pier (Giappone)	7.5/13.5	7.5/11	-	18 17.5	18	6.5	sormonto delle onde battenti, erosione dello scanno (slittamento = 26 m).
Niigata- West dike (Giappone)	7/13	7.1/13.5	-	15 18	15	4	Sormonto delle onde battenti, cedimento differenziale.

H = altezza d'onda (m); T = periodo (s); B = larghezza cassone; h_c = altezza cassone; d = profondità fondale; h_s = altezza scanno.

alcuni dati relativi alla progettazione di queste opere. Come emerge da tale rassegna, le cause dei crolli sono state attribuite principalmente alla carenza nella definizione idraulica del carico d'onda, sebbene siano stati segnalati anche rotture di tipo geotecnico dovute a ribaltamento, scivolamento e cedimenti eccessivi.

In Italia, nel 1935, si ebbe il crollo del secondo braccio della struttura a parete verticale del Porto di Catania alta 12.5 m, realizzata in massi ciclopici semplicemente sovrapposti e fondata su uno scanno di base spesso 7.5 m. La tempesta ondata rimosse dalla propria sede i primi due blocchi, lasciando il Porto senza riparo.

Sorte analoga toccò nel 1955 alla struttura dell'opera di difesa di Genova, costruita con lo stesso criterio di quella di Catania in massi ciclopici sovrapposti non inchiodati, come mostrato nella Figura 1 tratta da Atzeni e Sanna (2021).

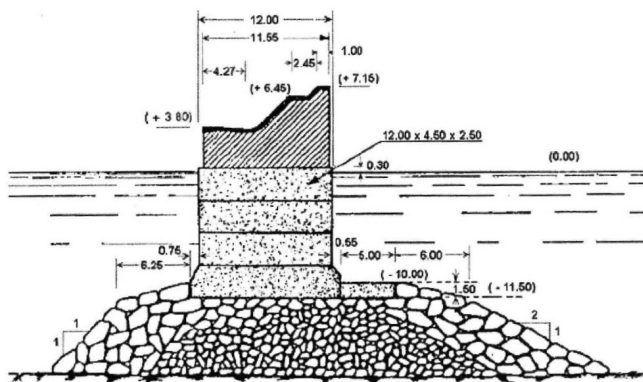


Figura 1. Sezione tipologica dell'opera di difesa del Porto di Genova a parete verticale in massi ciclopici sovrapposti non inchiodati (Atzeni e Sanna, 2021).

Dopo il crollo dell'opera di difesa di Genova, si ebbero altri collassi di opere a parete verticale in Italia: Ventotene nel 1966, Palermo nel 1973, Bari nel 1974. In tutti questi casi, sono state coinvolte opere realizzate nel primo dopoguerra quando ancora le conoscenze tecniche sul comportamento di questo tipo di strutture erano molto limitate. L'opera di difesa di Palermo era costruita a parete verticale con massi ciclopici sovrapposti non inchiodati per un'altezza di 10 m, poggianti su uno scanno fondato su un fondale profondo 30 m. La forma della sezione ha causato probabilmente il frangimento delle onde sulla struttura producendo forze d'impatto tali da determinare il collasso (Atzeni e Sanna, 2021). Analoghe cause possono aver provocato il danneggiamento della diga a parete verticale del Porto di Bari (altezza 10.5 m), anch'essa realizzata in massi ciclopici resi solidali poggianti su uno scanno posto su un fondale profondo 15.5 m. Anche in questo caso, la diga è stata probabilmente sollecitata da treni d'onde frangenti passanti dal fondale alla quota d'imposta della sezione a parete verticale (Atzeni e Sanna, 2021).

Passando al periodo più recente, merita ancora ricordare il danno subito nel 1984 dall'opera foranea Duca degli Abruzzi di Napoli. L'opera fu realizzata in tempi diversi e con diverse tipologie costruttive, ma sempre a parete verticale. Il danno si ebbe nel tronco lungo circa 300 m realizzato in cassoni cellulari alti 10 m e larghi 11.5 m. Cinque cassoni furono spinti verso l'interno del porto, probabilmente a causa di sollecitazioni impulsive indotte da onde frangenti (Atzeni e Sanna, 2021).

Come illustrato da Franco (1994), i più antichi collassi verificatisi in Italia possono essere imputati principalmente alla sottostima del carico delle onde in fase di progettazione. In seguito ai progressi scientifici nella valutazione dei carichi d'onda, il problema della valutazione delle azioni agenti su tali opere è però divenuta progressivamente meno critica e si è verificata una modifica delle cause di collasso, che ha visto prevalere le instabilità di tipo geotecnico, dovute alla scarsa resistenza e all'elevata comprimibilità dei sedimenti dei fondali.

Di particolare rilievo in ambito geotecnico sono inoltre le opere realizzate presso il Porto di Barcellona per l'ampia documentazione disponibile (Puzrin et al., 2010; Madrid, 2021; Gens, 2022). All'inizio del XXI secolo, l'Autorità Portuale di Barcellona avviò un ambizioso piano, chiamato "Plan Delta", per estendere l'area portuale prevedendo la costruzione di nuove opere di difesa e banchine. L'ampliamento del porto di Barcellona non fu esente da collassi durante la costruzione. Nella notte tra il 10 e l'11 novembre 2001 una tempesta, con un'altezza significativa delle onde di 4.50 m, causò danni a diverse aree del porto, e in particolare alla costruzione di una nuova diga a cassoni dell'entrata nord (Figura 2). I danni più gravi si verificarono nel settore finale della diga, dove erano già stati posizionati 4 dei 21 cassoni previsti. I due cassoni centrali praticamente scomparvero e il cassone terminale affondò completamente. Puzrin et al. (2010) hanno concluso che il collasso e il profondo affondamento dei cassoni siano spiegati da un meccanismo di perdita di resistenza associato al fenomeno di liquefazione dovuto al carico ciclico delle onde.

Inoltre, al porto di Barcellona, durante la costruzione della banchina Prat, dopo un anno di posizionamento dei cassoni e anche di consolidamento del terreno di fondazione, il 1° gennaio 2007 si è verificato il collasso di 15 cassoni durante il processo di riempimento retrostante. Le indagini eseguite sul collasso hanno indicato che la causa del crollo è stata la liquefazione del riempimento idraulico (Gens, 2019).

Una dettagliata descrizione delle caratteristiche geotecniche dei fondali del Porto di Barcellona è fornita da Gens (2022), in cui è descritta la progettazione della diga Sud. Tale progettazione ha beneficiato delle esperienze dei collassi precedentemente verificatisi per la valutazione dei fattori di sicurezza da adottare nelle verifiche di stabilità globale in campo geotecnico.

Un altro collasso verificatosi in Spagna è stato quello del porto di Malaga il 19 luglio 2004, quando è stato eseguito un precarico sul riempimento del molo. Inoltre, il 3 maggio 2004 una grande tempesta con onde fino a 8 m ha quasi completamente distrutto il muro di coronamento della



Figura 2. Opere di difesa costiera del Porto di Barcellona (fotografia aerea del 2025 tratta da Google Earth).

di accosto e di partenza dai terminali e il transito nel canale interno potranno essere gestiti in piena sicurezza e con la massima efficienza in termini economici e produttivi.

La nuova diga, inoltre, consentirà anche alle operazioni, da svolgersi nell'ambito degli altri terminali portuali, di svilupparsi in piena sicurezza con riferimento particolare allo scarico e carico delle merci e allo stesso tempo consentirà l'ormeggio alle banchine delle navi, proteggendo le aree portuali interne dall'azione del moto ondoso, in modo da limitare i tempi di non operatività dell'infrastruttura portuale nel suo complesso.

2 Inquadramento geologico

L'opera in esame si svilupperà, a profondità comprese tra i 30 e i 50 dal l.m.m., nell'ambito di un alto fondale caratterizzato da una configurazione geologica complessa derivante dall'interazione tra evoluzione tettonica dei margini alpino e appenninico, evoluzione del bacino tirrenico, sovra-imposizione dei cicli deposizionali ed erosivi conseguenti alle variazioni del livello marino.

Il tracciato della nuova Diga si sviluppa a distanze di 1000 ÷ 1500 m dall'originaria linea di riva. Nel primo tratto la costa sommersa comprende il dominio della piattaforma continentale, che nel settore di interesse assume un'ampiezza di 4 ÷ 6 km, estendendosi con modeste inclinazioni (in genere $> 1^\circ$) e una morfologia piuttosto regolare sino alla profondità di 150 m dal l.m.m. (Chiocci et al., 2021). Il tratto successivo, relativo alla scarpata continentale, presenta una morfologia molto più articolata, con inclinazioni medie variabili da alcuni a oltre 10° . Alla base della scarpata, il gradiente diminuisce nuovamente e si passa più o meno gradualmente ad una zona pianeggiante caratterizzata dalle massime profondità locali (Piana Batiale a profondità di 2000 m dal l.m.m. e oltre). La Diga Foranea in progetto (indicata schematicamente in Figura 4 con il cassone rosso) interessa l'ambito della piattaforma continentale, dove nelle condizioni ambientali attuali la sedimentazione è controllata dalla fase di alto stazionamento del livello marino. La sequenza stratigrafica comprende in prevalenza terreni a granulometria medio-fine, progressivamente decrescente allontanandosi dalla costa, depositisi per decantazione durante l'ultima fase di innalzamento del livello marino (a partire da circa 18.000 anni fa).

La morfo-batimetria del settore di scarpata è dominata da forme erosive e di instabilità gravitativa. Le principali incisioni sommerse, riconducibili alla prosecuzione del reticolo idrografico terrestre, costituiscono un sistema di veri e propri canyons sede di fenomeni di trasporto in massa, impostatisi nel corso della Crisi di salinità del Messiniano (tra 5 e 6 milioni di anni fa), quando il bacino del Mediterraneo si frazionò in una serie di bacini minori il cui livello risultava inferiore all'attuale di oltre 2.000 m (Hsu et al., 1973).

La storia evolutiva della piattaforma assume particolare rilevanza per la realizzazione della Diga, sia perché l'opera si colloca in questo dominio batimetrico, sia perché natura e caratteristiche dei terreni di impostazione sono strettamente correlati ai cicli erosivi e deposizionali che hanno

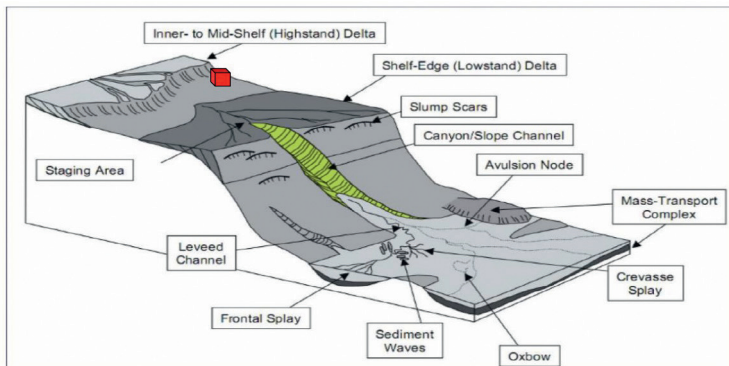


Figura 4. Modello concettuale delle zone di trasporto e accumulo di sedimenti in ambiente marino profondo (Posamentier & Walker, 2006).

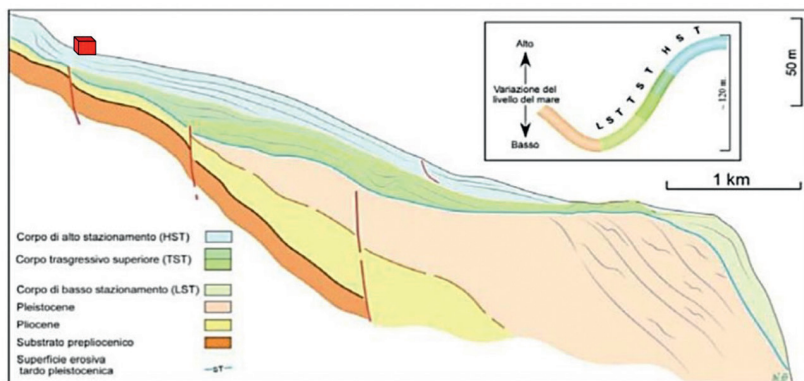


Figura 5. Schema sismo-stratigrafico indicativo dei rapporti stratigrafici e giaciture tra il substrato locale (pre-Pliocene – Pliocene) e la successione quaternaria marina in corrispondenza della piattaforma (modificata da SGI, 2016).

improntato l'accrescimento del prisma sedimentario. Durante le fasi di abbassamento del livello marino l'emersione ha comportato lo sviluppo di fenomeni di degradazione di tipo areale sulle unità affioranti. I depositi terrigeni sovraconsolidati (argille di Ortovero), in particolare, sono stati soggetti ad essiccamento e detensionamento, con successiva sommersione, questo ha comportato la degradazione della porzione superiore dell'unità, sino a spessori della ventina di metri.

I depositi sovrapposti al substrato considerato nel suo complesso sono riferibili principalmente alla sedimentazione avvenuta nel corso dell'ultima oscillazione marina (Figura 5). L'opera in esame, schematizzata con il cassone in colore rosso, si localizza prevalentemente nei sedimenti depositi nell'ultima fase di risalita del livello marino iniziata circa 18.000 anni fa. Lo spessore complessivo è di 5 ÷ 20 m. Stratigrafia e composizione granulometrica individuano due unità principali:

- termine basale a granulometria sabbiosa, localmente discontinuo, deposti nel corso della fase marina trasgressiva;
- termine superiore a granulometria prevalentemente limosa, esteso con continuità, riferibile alla fase di alto stazionamento del livello marino.

Il termine basale è costituito da una sabbia limosa mediamente addensata di colore grigio, con frammenti di gusci di molluschi e con alla base locali lenti sabbioso-ghiaiose di spessore decimetrico. Complessivamente lo spessore del deposito è compreso tra 2 e 8 m

Il termine superiore è costituito da:

- Limo sabbioso, da poco a moderatamente addensato, con intercalazioni sabbioso-limose. Colore grigio scuro. Presenza di piccole lenti con sostanza organica e frammenti di gusci di molluschi. Spessore compreso tra 5 e 12 m. Il limo sabbioso affiora a tratti sul fondale o, più estesamente, è ricoperto dai terreni seguenti.
- Limo argilloso-sabbioso, a tratti associato ad argilla poco consistente. Colore grigio scuro. All'interno del deposito si individuano livelli discontinui di limo sabbioso e piccole lenti con sostanza organica. Spessore variabile da 7 a 13 m. Questo termine, rilevabile in corrispondenza della maggior parte dello sviluppo della diga, caratterizza in particolare i tratti di fondale posti a profondità superiori ai 30 m.

3 Caratterizzazione geotecnica

Nelle Figure 6 e 7, sono riportati il profilo stratigrafico del sottosuolo lungo l'asse della diga frangiflutti in esame e l'ubicazione planimetrica dei sondaggi di riferimento con evidenziata la stratigrafia di riferimento in corrispondenza di una delle sezioni più critiche in termini di stabilità, di Figura 7, come individuata nell'ambito del progetto preliminare di fattibilità tecnico/economica (PFTE).

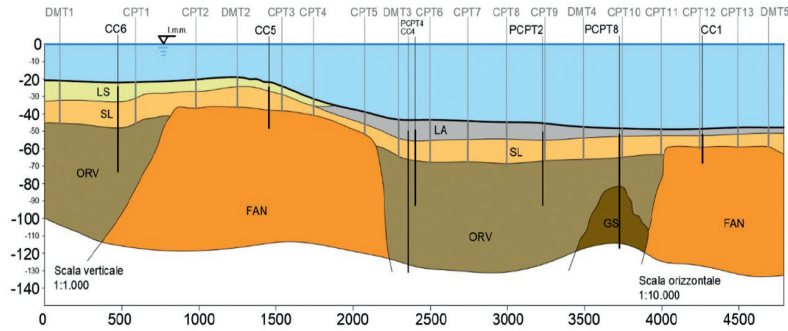


Figura 6. Sezione geotecniche P1-P1'- integrazione delle indagini 2022 rispetto alle sezioni geotecniche progettate nel PFTE.

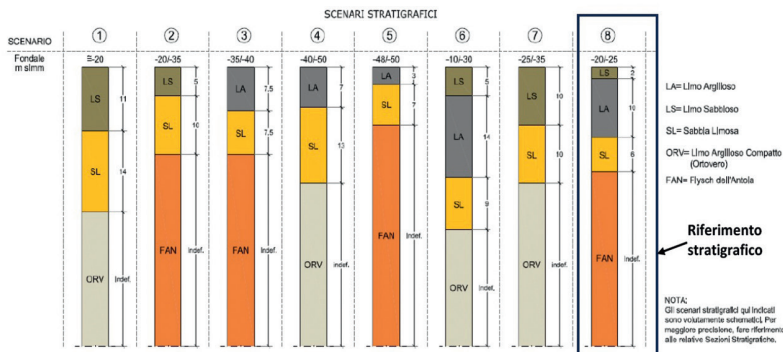
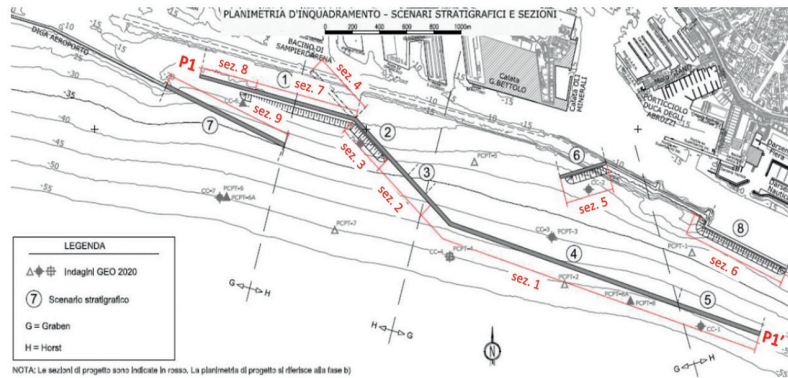


Figura 7. Scenari stratigrafici e ubicazione planimetrica.

Nell'ambito dei successivi capitoli, si farà principalmente riferimento ai depositi naturali (formazione LA) ed ai materiali di costruzione della diga (rilevati e colonne di ghiaia) all'interno dei quali si potranno sviluppare potenzialmente i cinatismi di rottura e le relative superfici di scorrimento. Pertanto, i terreni utilizzati per la formazione dei rilevati, delle colonne di ghiaia della diga e gli strati naturali di limo argilloso superficiale (LA), riscontrati nei primi 10-15 metri al di sotto dei fondali, risultano gli elementi di maggiore interesse geotecnico in relazione alle verifiche di stabilità oggetto del presente lavoro.

In Tabella 2 si riportano, in estrema sintesi, i principali parametri dei materiali per la realizzazione del rilevato e delle colonne di ghiaia di rinforzo dello strato di limoso/argilloso (LA) normalconsolidato (NC), che si estende, a partire dal fondale, fino a profondità massime di circa 10-12 m e di cui si tratterà nel seguito con approfondimenti specifici.

Tabella 2. Sintesi delle proprietà geotecniche dei materiali da costruzione e dei terreni oggetto di trattamento.

Unità	Legame Costitutivo	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ (°)	ν (-)	E (MPa)	λ (-)	k (-)
LA	Modified Cam Clay	17.5	0	25	0.25		0.0532	0.012
SL	Mohr-Coulomb	18.5	0	35	0.3	20		
ORV	Mohr-Coulomb	19	20	30	0.3	30		
Scanno	Mohr-Coulomb	21	2	45	0.35	25		
Colonne	Mohr-Coulomb	19	0	41	0.35	13		
Soletta	Linear Elastic	24.5			0.2	25		

Gli altri depositi naturali sottostanti l'unità LA, presentano nel complesso caratteristiche meccaniche tali da non destare preoccupazione in relazione alla stabilità della diga frangiflutti in oggetto e pertanto non verranno trattati ulteriormente in questa sede.

La Figura 8 mostra i risultati esemplificativi per la formazione LA delle prove di classificazione in termini di parametri intrinseci dei materiali in esame quali granulometrie e limiti di Atterberg oltre al contenuto d'acqua. Inoltre, per quanto riguarda l'indice dei vuoti e_0 si può assumere un campo di variazione tra 1.1-1.2 ed il corrispondente peso di volume totale γ mediamente pari a 17.5 kPa.

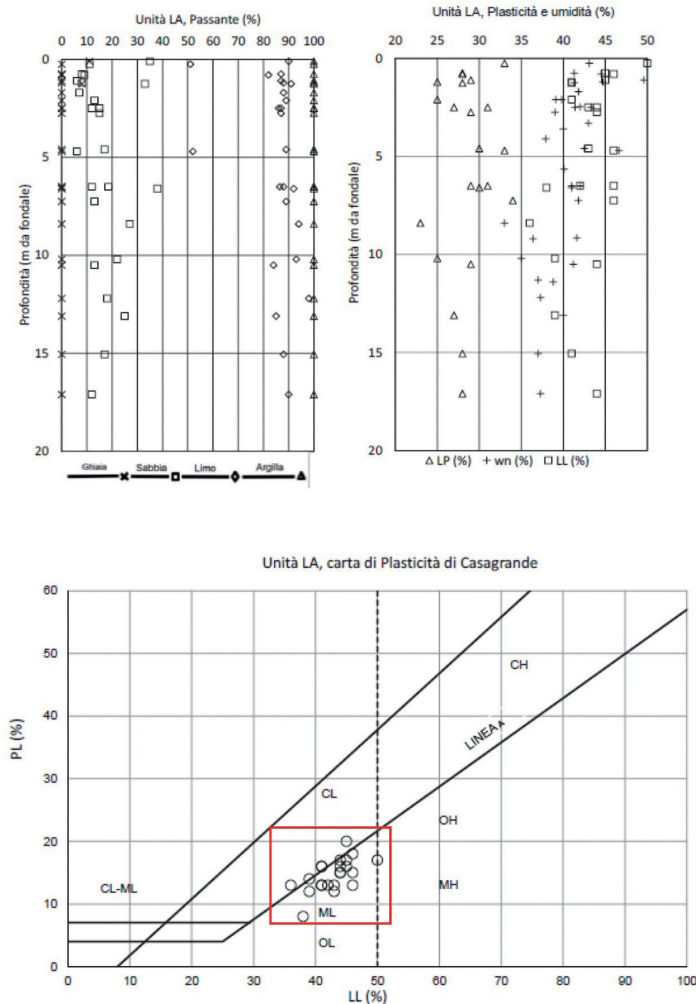


Figura 8. Frazioni granulometriche, plasticità, contenuto d'acqua e classificazione di Casagrande del deposito LA.

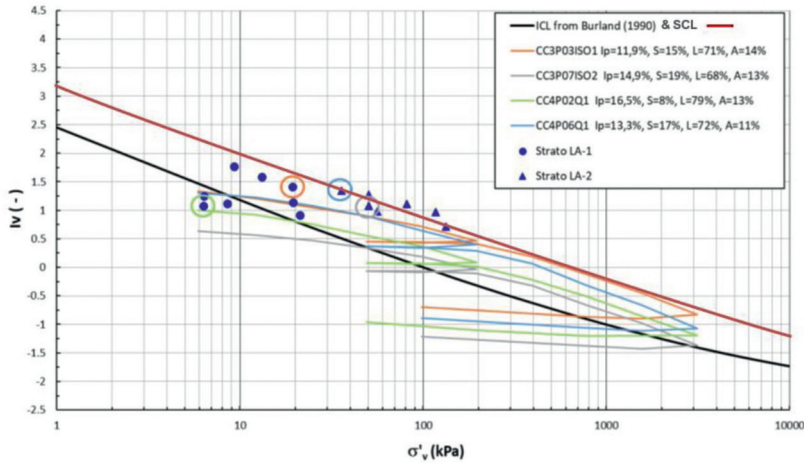


Figura 9. Sovrapposizione nel piano di Burland (1990), di valori dell'indice dei vuoti da campioni indisturbati e prove edometriche, inclusa l'indicazione con cerchio del medesimo colore dello stato iniziale dei relativi campioni indisturbati.

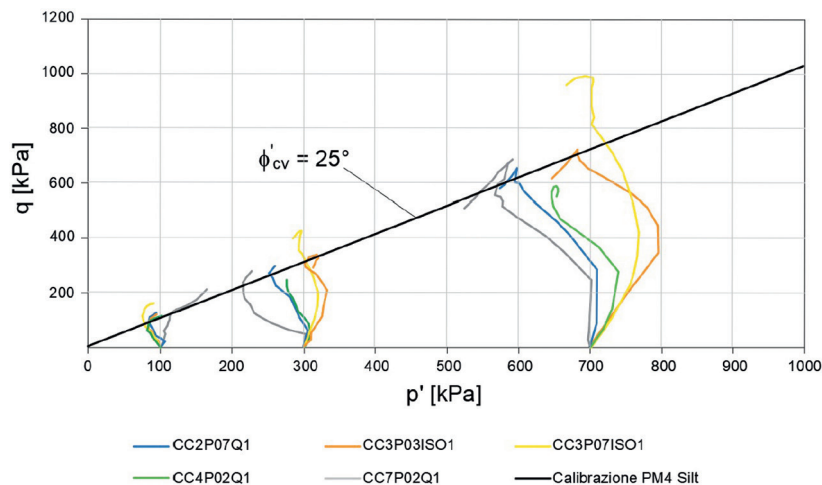


Figura 10. Risultati delle prove TX-CIU su campioni prelevati nello strato LA e proiezione della retta CSL nel piano q-p'.

Altre informazioni, in termini di parametri di base e di stato, su deformabilità e resistenza e relative prove di laboratorio in cella edometrica (ED) ed in cella triassiale (TX) del tipo non-consolidato, non drenato (TX-UU, TX-CID), sono riportate nelle Figure 9, 10, 11.

Inoltre, sempre per la formazione LA, utilizzando le correlazioni, per le prove CPT e CPTU, indicate da Robertson e Cabal (2024), sono stati successivamente ricavati gli andamenti con la profondità dei principali parametri di stato, sopra menzionati, in termini di resistenza al taglio in condizioni non drenate e di deformabilità edometrica (Figure 12 e 13).

Inoltre, in assenza di evidenze di valori significativi di una qualche coesione intercetta, per l'unità LA in oggetto, si può prudenzialmente assumere un valore dell'angolo di attrito interno per deformazioni a volume costante $\phi'_{cv}=25^\circ$, come ricavato da prove triassiali consolidate-drenate TX-CD e consolidate non drenate TX-CU e come confermato dalle relazioni di Mitchell (1976) e Jamiolkowski et al. (1985). Mentre, per il modulo edometrico (M) si può assumere un valore medio pari a 1 MPa, come evidenziato in Figura 13.

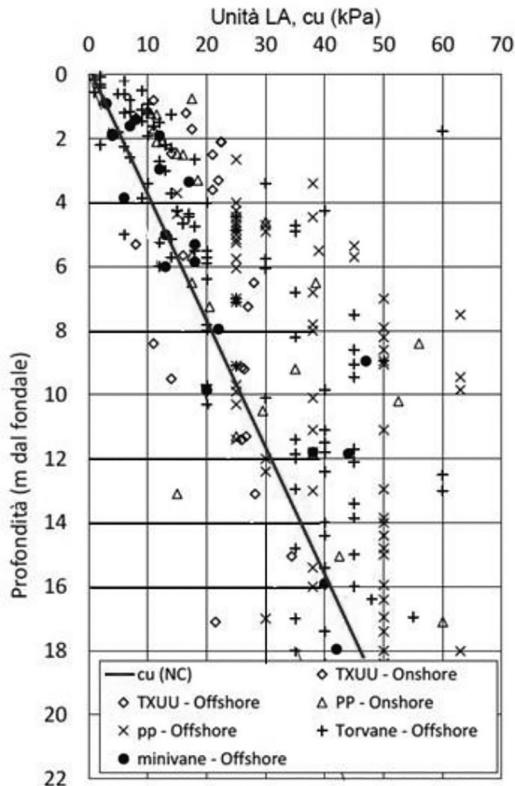


Figura 11. Risultati prove di laboratorio in termini di resistenza non drenata di Unità LA.

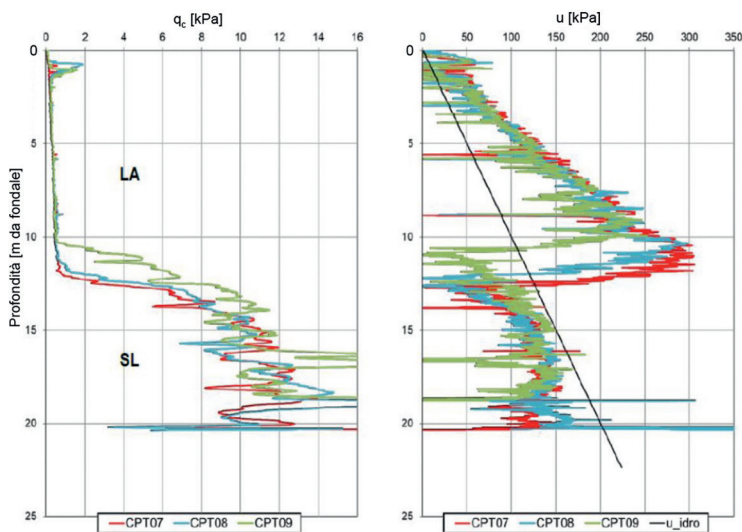


Figura 12. Risultati di prove CPTU in termini di resistenza alla punta e pressione neutra.

I materiali di costruzione per lo scanno della diga frangiflutti e per le colonne di ghiaia vibroflotate di rinforzo dell'Unità LA (Figura 14), sono stati testati in laboratorio mediante prove di classificazione granulometrica ed in cella triassiale del tipo TX-CD. In particolare, i materiali utilizzati nell'ambito del trattamento di rinforzo sono stati sottoposti a prove triassiali di grande diametro mescolandoli in diverse percentuali con i limi dell'Unità LA al fine di valutare l'effetto di riduzione dei parametri di resistenza dei materiali di cava selezionati per effetto della parziale intrusione e/o contaminazione da parte dei terreni fini dell'Unità LA che si verificherà durante il trattamento in campo.

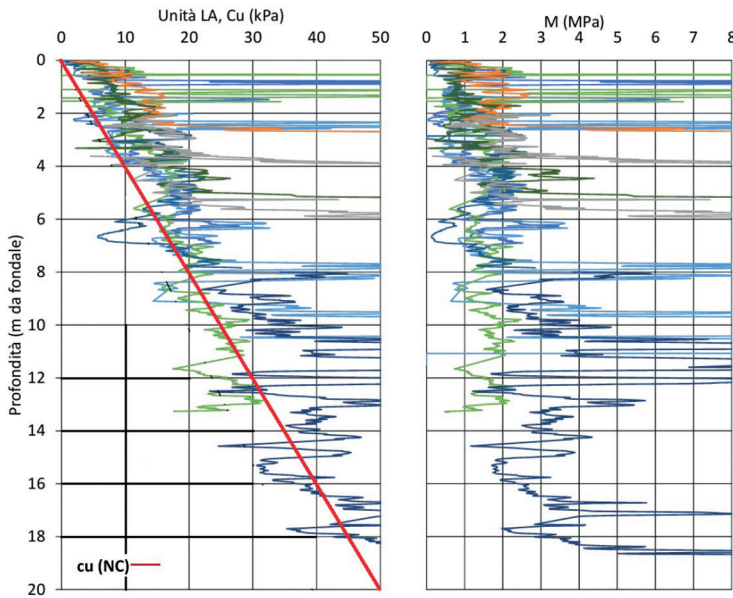


Figura 13. Risultati da interpretazione delle prove CPT in termini di C_u ed M di Unità LA.

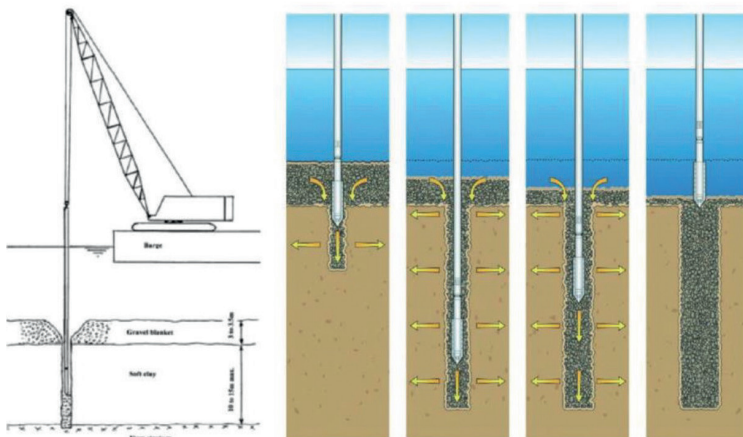


Figura 14. Colonne di ghiaia realizzate con la tecnica “Blanke Method” per il miglioramento dell’Unità LA base di appoggio dello scanno.

Infine, sulla base dei risultati delle suddette prove (Figura 15 e Tabella 2) sono stati valutati i parametri fisici e meccanici caratteristici di ingresso alle modellazioni numeriche. In particolare, in termini di resistenza al taglio, i valori di riferimento sono risultati pari a $\phi = 41^\circ$ per le colonne di ghiaia e pari a $\phi = 45^\circ$ nei terreni di grande pezzatura da utilizzare per il rilevato dello scanno.

Sezione setto	Sezione colonna	Strato	Diametro	Materiale	Angolo d'attrito	Coesione apparente	Angolo d'attrito EQUIV
			(m)		Φ	c'	Φ
		A	0,7	Ghiaia (90%) / LA (10%)	45°	0	41°
		B	1,1	Ghiaia (70%) / LA (30%)	42°	0	
		C	1,3	Ghiaia (50%) / LA (50%)	36°	0	

Figura 15. Schema riassuntivo delle geometrie delle colonne e dei setti di calcolo equivalenti per la modellazione plain-strain bidimensionale con indicati gli angoli d’attrito a rottura di tre miscele ghiaia/limo ed il valore del parametro equivalente per materiale omogeneo.

4 Modellazione e verifiche agli stati limite ultimi

Nel seguito sarà ripercorso da parte degli scriventi l'iter progettuale dell'opera in esame al fine di confrontarne i suoi margini di sicurezza con i requisiti richiesti dalle NTC (2018) e con le linee guida spagnole, Recomendaciones Obras Maritimas (ROM 0.5-05), specificamente riferite alle costruzioni off-shore ed alle strutture per la difesa costiera.

I requisiti richiesti da queste ultime risultano molto meno severi di quelli stabiliti dalle NTC (2018) che a sua volta si rifà all'Eurocodice 7 in ambito Geotecnico, con specifico riferimento alla sua ultima versione, EN (1997). A questo proposito è bene ricordare che in Italia le NTC (2018), emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLP), sono legge dello stato e quindi cogenti sul territorio nazionale.

Per contro le raccomandazioni spagnole, come dice il loro stesso titolo, sono specificamente rivolte a questa tipologia di opere. Nondimeno, non risulta chiaro se queste ultime possano consentire di bypassare i margini di sicurezza richiesti dalle NTC (2018), in assenza di un chiaro ed esplicito parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLP) eventualmente in deroga al quadro legislativo nazionale in vigore.

L'interrogativo di cui sopra, nell'ambito del quale, al di là delle NTC, rientra in generale tutta la documentazione contrattuale delle singole opere, non può certo essere discusso in questa sede tecnico/scientifica dove, pertanto, ci si limiterà ad eseguire una verifica indipendente della stabilità dell'opera in oggetto al fine di evidenziare e sottolineare le profonde implicazioni ed i risvolti della disciplina geotecnica e del suo stato dell'arte sui risultati delle verifiche progettuali, al fine di sviluppare, esplicitare e chiarire gli aspetti tecnico/scientifici che caratterizzano il comportamento dell'opera.

4.1 Verifica di stabilità agli stati limite ultimi della diga frangiflutti

Le verifiche geotecniche del manufatto in esame richiedono specifici approfondimenti al fine di considerare l'eccezionale dimensione dell'opera dovuta a fondali che superano i 50 m di profondità, alla presenza di formazioni superficiali, quali l'unità LA, con scadentissime caratteristiche meccaniche e alla necessità di prevedere interventi di consolidazione per il miglioramento delle suddette caratteristiche in presenza di sollecitazioni dinamiche dovute al moto ondoso che risultano particolarmente critiche anche in considerazione della significativa distanza dalla costa.

La sezione in esame risulta inoltre tra le più esposte all'azione del moto ondoso in quanto posizionata ad oltre 1 Km al largo della costa ed in zone con fondale particolarmente profondo. Conseguentemente questa localizzazione determina le notevoli dimensioni in termini di altezza dello scanno e del sovrastante cassone. Inoltre, in questa stessa area si riscontra la presenza dei maggiori spessori dell'Unità LA sulla quale si appoggia direttamente la base del rilevato costituente lo scanno.

Il modello Cam-Clay modificato (Schofield & Wroth, 1980) è stato utilizzato per riprodurre il comportamento meccanico della formazione più critica (i.e. Unità LA) che si trova in superficie ed a diretto contatto con la base dello scanno.

Nelle verifiche di stabilità globale è stata quindi presa in conto la fase più critica dell'esercizio dell'opera e le condizioni di sollecitazione ambientale più severe con periodi di ritorno di 50 anni per l'evento meteo/marino standard in esercizio la cui azione, pseudo statica, è stata incrementata del 30%.

Nella fase di PFTE, il dimensionamento della diga frangiflutti in esame, ha preso in considerazione solamente le condizioni drenate in termini di comportamento idromeccanico delle varie formazioni naturali riscontrate al disotto del fondale e dei materiali utilizzabili per i manufatti in progetto, a partire dalle fasi iniziali della costruzione fino al termine della vita utile dell'opera.

Il risultato del dimensionamento, in particolare del rilevato dello scanno della diga foranea con le suddette assunzioni, è quindi sembrato rispettare sostanzialmente i valori dei fattori di sicurezza richiesti dalle NTC (2018).

Per contro, come da tempo riportato in letteratura (Ghionna e Jamiolkowski, 1981; Ladd, 1991; Puzrin et al., 2010; Gens, 2022), le condizioni più critiche per la stabilità di manufatti in terra e/o

interagenti con sottosuoli costituiti da terreni a grana fine (lime e argille), normalconsolidati o poco sovraconsolidati, si manifestano in assenza di drenaggio dei fluidi interstiziali e quindi le modellazioni analitiche e/o numeriche per la valutazione dei fattori di sicurezza devono essere implementate con riferimento alle condizioni non drenate.

Inoltre, si precisa che, quanto sopra riportato, vale in generale, non solo in presenza di carichi dinamici ma anche, nel breve termine, in presenza di sollecitazioni statiche in quanto, anche se innescato da una qualsiasi seppur minima perturbazione, lo scorrimento, lungo le bande di taglio del cinematismo di collasso, avviene in modo rapido, generando significativi incrementi di pressione interstiziale senza consentirne una dissipazione sufficientemente veloce.

Dopo una essenziale e sintetica descrizione del modello Cam-Clay modificato, implementato nel codice MIDAS GTSNX 2021 ed utilizzato per la modellazione del comportamento dell'Unità LA (mentre per le altre Unità si è fatto riferimento a modelli più semplici in quanto tali Unità non sono risultate significative per la stabilità dell'opera in esame), nel seguito si riportano le principali caratteristiche del modello elasto-plastico-incrudente sopra menzionato, con riferimento particolare alla valutazione ed alla calibrazione dei relativi parametri di input. Successivamente verranno commentati i risultati ottenuti nelle verifiche di stabilità globale.

4.2 Modello Cam-Clay, parametri di ingresso al calcolo e codice MIDAS GTS NX

Il modello Cam-Clay modificato (Schofield & Wroth, 1968), le cui caratteristiche principali sono, o almeno dovrebbero ormai essere, ben note a buona parte degli ingegneri geo-tecnici, è un modello elastoplastico ad incrudimento volumetrico con legge di flusso plastico associata.

I principali parametri da prove in sito e di laboratorio, utilizzati nel modello per le calcolazioni di verifica di seguito illustrate, sono riportati nella Tabella 2. Nell'ambito di questo gruppo di parametri, l'angolo di resistenza al taglio per deformazioni a volume costante, ϕ_{cv} , merita particolare attenzione. In generale, questo parametro governa infatti la resistenza del materiale in condizioni drenate ma, nel modello Cam-Clay, regola anche l'incremento della pressione interstiziale c_u che a sua volta determina il valore della resistenza al taglio non drenata, c_u . Pertanto, nel momento in cui si debba eseguire una modellazione in condizioni non drenate in termini di tensioni efficaci, e non solamente simulare un mezzo puramente coesivo-plastico-perfetto in termini di tensioni totali, il valore di ϕ_{cv} risulta di fatto il parametro chiave per definire entrambe le tipologie di resistenza.

La Figura 16a mostra il risultato di una prova rappresentativa del tipo TX-CIU di compressione per carico in termini di stress-path delle tensioni efficaci; nella stessa figura è riportato l'andamento del percorso tensionale simulato dal modello numerico utilizzando $\phi_{cv} = 25^\circ$. Con questo parametro di input si ottiene una resistenza non drenata $c_u = q/2 = 90$ kPa per l'angolo di resistenza al taglio di cui sopra ed una buona stima dell'incremento di pressione Δu che regola la resistenza non drenata dell'unità LA.

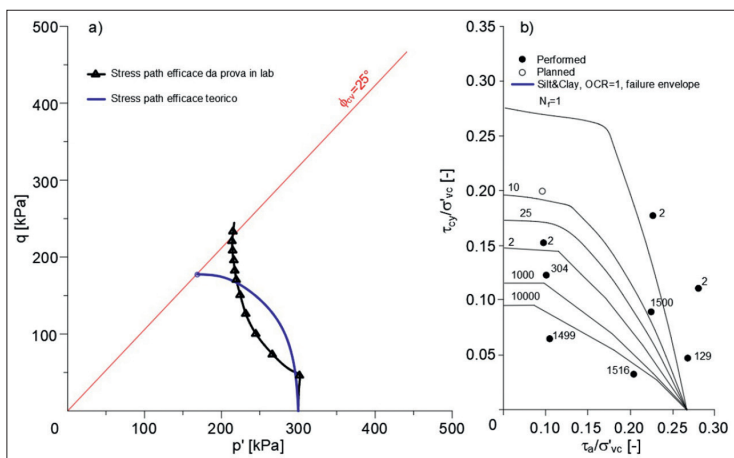


Figura 16. (a) Calibrazione del parametro ϕ_{cv} del modello Cam Clay in riferimento a prove TX-CIU. (b) Andamento dei contorni limite nel dominio delle tensioni tangenziali media e massima per sollecitazioni cicliche (NGI, 2002).

Questo valore di c_u , se riferito alla pressione di consolidazione isotropa $p'_{ic} = 300$ kPa della prova TX-CIU, risulta in un rapporto $c_u/p'_{ic} = 0.29$ che ben si confronta con il rapporto $c_u/p'_{ic} = 0.30$ che viene menzionato come del tutto appropriato per questo tipo di terreno anche nel modello UBC3D-PLM (Puebal et al., 1997; Beaty & Byrne, 1998, Puzin et. al. 2010 e Gens, 2022). Il rapporto del modello utilizzato per le valutazioni di seguito riportate è stato calcolato con riferimento all'equazione (1):

$$\frac{c_u}{p'_{ic}} = \left(\frac{M}{2}\right) \left(\frac{OCR}{2}\right)^{\frac{\lambda-k}{\lambda}} \quad (1)$$

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = \left(\frac{M}{2}\right) \left(\frac{OCR}{2}\right)^{\frac{\lambda-k}{\lambda}} \left(\frac{1+2k_0}{3}\right) \quad (2)$$

Dove:

c_u : coesione non drenata;

p'_{ic} : pressione efficace isotropa di consolidazione;

σ'_{vc} : pressione verticale efficace di consolidazione;

M: gradiente della linea dello stato critico nel piano p' - q ;

OCR: grado di sovraconsolidazione;

$k_0 = 1 - \sin \varphi$: rapporto di spinta a riposo per terreno normalconsolidato (NC);

k : rapporto di ricomprensione;

λ : rapporto di compressione.

Se riferito alla σ'_{v0} il rapporto di cui sopra si modifica, secondo l'equazione (2) in: $c_u/\sigma'_{v0} = 0.21$ valore che ben si confronta con il rapporto $c_u/\sigma'_{v0} = 0.23$ ancora riportato in letteratura dagli Autori sopra citati per terreni confrontabili con l'Unità LA in esame.

Per completare il quadro di riferimento di cui sopra, si rimanda ancora alla Figura 16b dove sono riportati i valori di σ_{cy} (corrispondente a c_u) e riferiti alla σ'_{vc} per sollecitazioni cicliche che, nel caso in esame, sono di fatto rappresentate dai carichi d'onda. Questi ultimi sono stati inseriti nelle verifiche illustrate così come indicati dagli esperti di azioni meteo marine del gruppo di progettazione dell'opera in esame.

Come già menzionato, la legge costitutiva di maggiore complessità (Cam-Clay) è stata utilizzata solamente per l'Unità LA mentre per tutti gli altri materiali è stata utilizzata una legge costitutiva elastica lineare-plastica perfetta con involucro di rottura alla Mohr Coulomb anche al fine di facilitare dal punto di vista numerico la convergenza del solutore, che è risultata particolarmente critica per il caso in esame, dovendosi modellare l'Unità LA come discontinua nel piano orizzontale per la presenza degli elementi di rinforzo costituiti dalle colonne di ghiaia.

4.3 Risultati delle modellazioni, condizioni drenate e non drenate, stati limite ultimi e margini di sicurezza

I principali risultati della modellazione, volta a valutare la stabilità globale dell'opera in ambito geotecnico, sono riportati in Tabella 3, in termini di fattori di sicurezza e nelle Figure 17 e 18 dove si possono osservare rispettivamente la mesh indeformata e deformata ed i cinematismi di rottura

Tabella 3. Fattori di sicurezza riferiti ai carichi (FS_c , da modellazione numerica) e alle resistenze (FS_R) per l'opera in esame e confronto con i valori di riferimento normativo.

	FATTORI DI SICUREZZA			VALORI DI RIFERIMENTO NORMATIVO	
	sui carichi, FS_c	Rapporto (FS_c/FS_R)	$FS_R = FS_c/(FS_c/FS_R)$		
Condizioni drenate	1.50	1.10	1.36	1.38	NTC 2018
Condizioni non drenate	1.20	1.10	1.09	1.10	ROM 2005

delle verifiche in condizioni drenate e non drenate. Inoltre, nella Figura 19 sono riportati, per alcune localizzazioni significative indicate in Figura 17, i percorsi tensionali totali ed efficaci della verifica non drenata. Entrambe le verifiche si riferiscono alla sezione ed alle relative combinazioni di carico più critiche in termini di margini di sicurezza al raggiungimento degli stati limite ultimi per la stabilità globale.

Si ricorda che la verifica con riferimento alle condizioni completamente drenate, sebbene apparentemente non problematica, è comunque stata eseguita al fine di implementare un confronto quantitativo con la simulazione in condizioni non drenate, che risultano essere molto più critiche, oltre che sostanzialmente imprescindibili, per le azioni dovute al moto ondoso.

Dalla Figura 18 si può osservare un maggiore approfondimento del cinematismo di rottura fino ad interessare parzialmente la formazione sabbioso limosa (SL) al di sotto dell'Unità LA anche per l'effetto, non trascurabile, della traslazione dei carichi in profondità operata dalle colonne di ghiaia a rinforzo dell'Unità LA. Inoltre, questa tendenza è risultata più marcata per le condizioni drenate rispetto alle condizioni non-drenate a causa della maggiore deformabilità delle formazioni a grana fine quando sollecitate in condizioni drenate.

L'attenta osservazione delle Figure 17b e 18b consente ancora di evincere che, nel caso in esame, al di là dell'incremento della resistenza al taglio sul piano orizzontale e della riduzione dei cedimenti dell'Unità LA, uno dei ruoli principali delle colonne di ghiaia, poste a rinforzo della stessa Unità LA, è quello di omogeneizzare, su tutto lo spessore dell'Unità in esame, la deformazione deviatorica, evitandone la localizzazione all'interno di bande di taglio più sottili che contribuirebbero a ridurre complessivamente la resistenza del cinematismo di collasso per effetto conseguente della riduzione della capacità energetica/dissipativa in campo plastico.

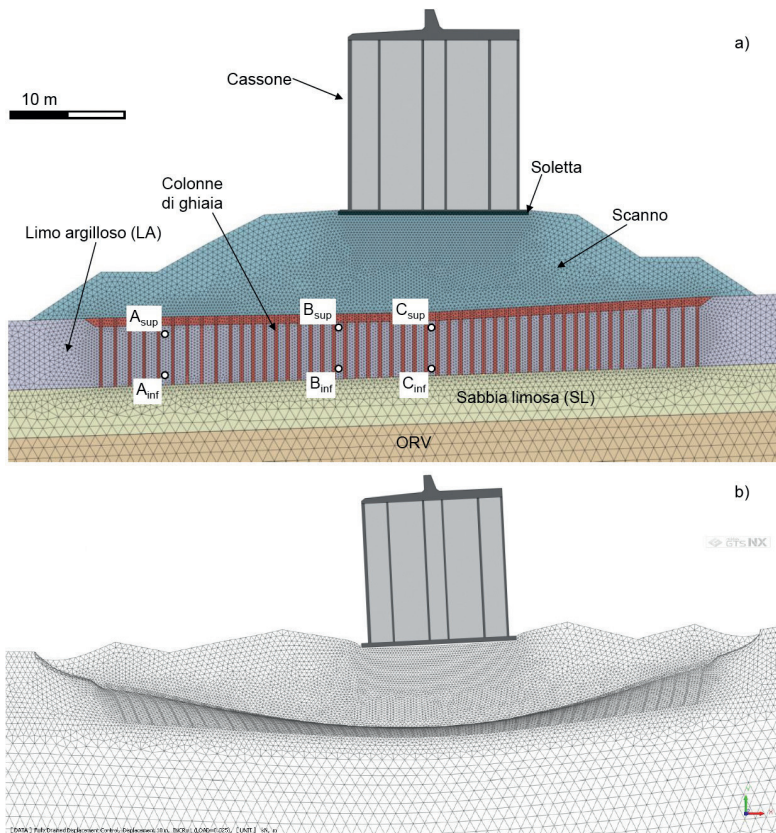


Figura 17. (a) Mesh implementata nel software di calcolo agli elementi finiti per le analisi di stabilità del manufatto; (b) configurazione deformata della mesh di elementi finiti nelle condizioni di rottura.

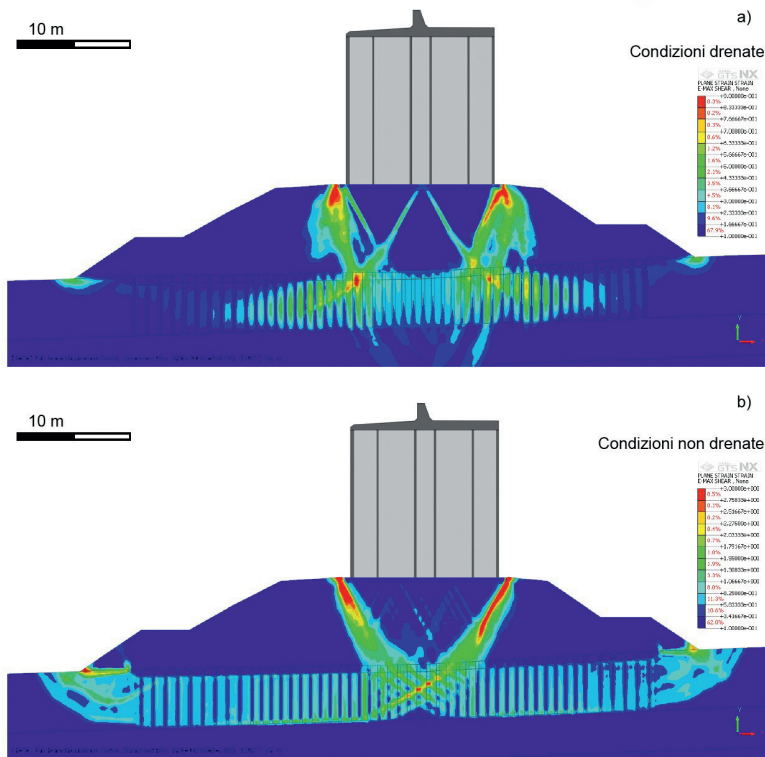


Figura 18. Massime deformazioni di taglio sviluppate a rottura nel dominio di calcolo bidimensionale (a) in condizioni drenate e (b) in condizioni non drenate.

In relazione alla valutazione dei margini di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi, la Tabella 3 riporta un fattore di sicurezza, $FS_c = 1.5$ in condizioni drenate, che risulta apparentemente coerente con le NTC 2018, che a loro volta richiedono un fattore di riduzione delle resistenze, γ_R , pari a 1.1 e un fattore di riduzione della tangente dell'angolo di resistenza al taglio, γ_M , pari a 1.25. Nondimeno è necessario evidenziare che, in questo caso, la procedura di verifica riferita a condizioni drenate potrebbe avere una qualche valenza per un primo pre-dimensionamento ma solo se si è in grado di garantire un sostanziale sovradimensionamento del manufatto al fine di evitare successive sorprese nel momento in cui fosse imprescindibile fare riferimento a condizioni non drenate, e.g. per le azioni rapide di tipo ciclico quali quelle del moto ondoso.

In relazione al fattore di sicurezza $FS_c = 1.2$, di Tabella 3 che fa riferimento al moltiplicatore dei carichi ottenuto operando in condizioni non drenate, si può osservare come questo valore sia sostanzialmente in grado di soddisfare il margine di sicurezza minimo, pari ad 1.1, prescritto delle linee guida ROM per questa tipologia di opera.

In realtà, è ancora necessario precisare che, in generale, valori del fattore di sicurezza richiesti dalle varie normative e linee guida, fanno prevalentemente riferimento a fattori di sicurezza parziali che risultano dalla combinazione sia di coefficienti maggiorativi dei carichi sia di coefficienti riduttivi alle resistenze.

In generale questi diversi tipi di approccio non coincidono in termini di risultato finale ed in particolare, per il caso specifico o simili, i rapporti tra FS_c (maggiorativo per i carichi) ed FS_R (riduttivo per le resistenze) possono differire significativamente. Per questo motivo in Tabella 3 sono riportati per confronto i valori di FS_c direttamente calcolati con il modello numerico proposto ed i valori di FS_R stimati sulla base dei rapporti indicativi FS_c/FS_R per opere simili a quella in esame come valutati da Gens (2022).

Come si può facilmente intuire, quasi sempre si osserva che $FS_R < FS_c$ per le opere geotecniche del tipo in esame. Pertanto, se il valore di FS_c calcolato con riferimento alle condizioni non drenate fosse trasformato nel corrispondente FS_R , esso risulterebbe molto prossimo all'unità e certamente inferiore al valore minimo di $FS_R = 1.1$ prescritto dalle raccomandazioni ROM (2005) come esplicitato in Tabella 3. A margine si segnala ancora che le raccomandazioni ROM risultano tra le meno severe nell'ambito delle costruzioni marittime del tipo di quella in esame.

Un ultimo argomento in relazione al reale rischio di raggiungimento di uno stato limite ultimo di collasso con riferimento alle condizioni drenate e non drenate può essere ulteriormente approfondito anche considerando il fenomeno di consolidazione indotta da sollecitazioni di tipo deviatore e ciclico (Muir Wood, 1990).

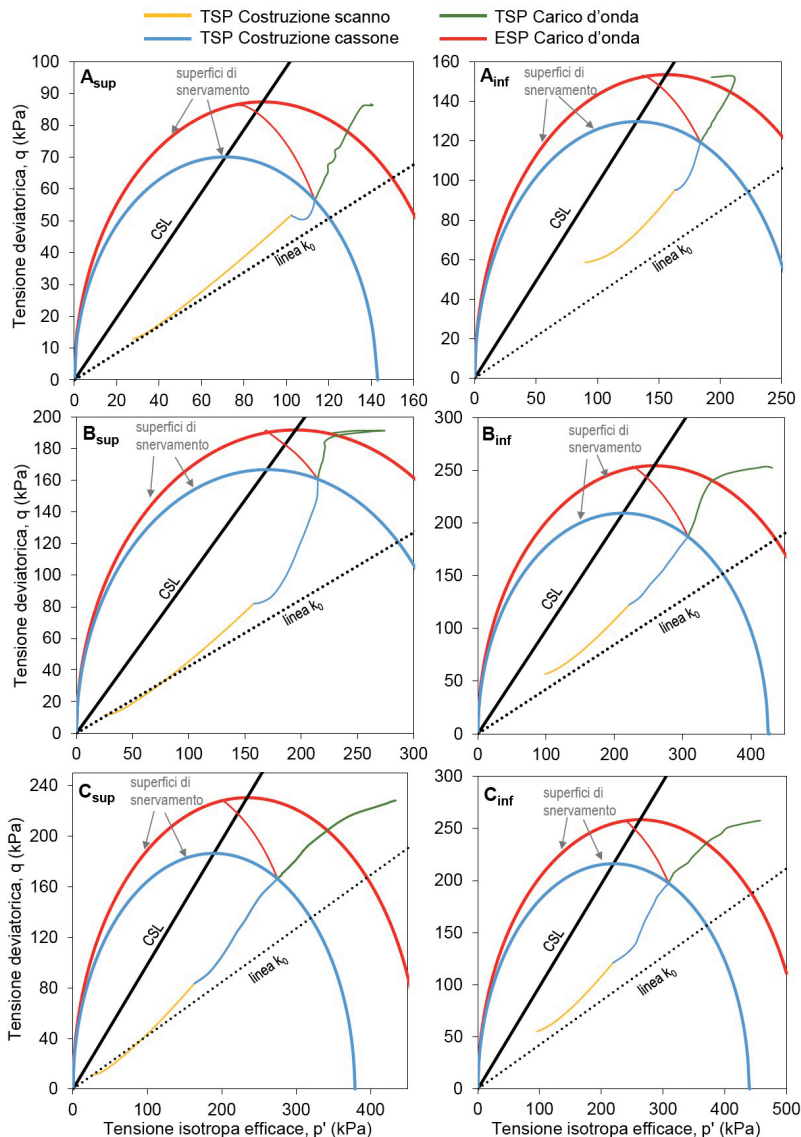


Figura 19. Percorsi di sollecitazione in termini di tensioni efficaci (ESP) e totali (TSP) all'interno dell'Unità LA (cfr. figura 17a per la localizzazione degli elementi di volume) in condizioni drenate, nelle fasi di costruzione dello scanno e del cassone, e in condizioni non drenate, nella fase di applicazione delle azioni dovute al moto ondoso. CSL: Critical State Line.

In linea di principio, infatti, anche modesti incrementi tensionali in condizioni non drenate possono provocare nel lungo termine deformazioni di consolidazione significative a causa dell'irreversibilità nell'immediato delle sovrappressioni interstiziali generate dalle componenti tensionali deviatoriche in campo plastico.

Il modello Cam-Clay modificato consente di quantificare i fenomeni tenso-deformativi dell'Unità LA, presente al di sotto dell'impronta della diga foranea in esame, per effetto dei carichi ciclici dovuti all'azione del moto ondoso. Di seguito si illustra brevemente, a livello fenomenologico e esemplificativo il comportamento dei materiali a grana fine facendo riferimento ad un elemento di terreno rappresentativo della casistica in esame.

Nel caso di carichi ciclici di breve durata, il cedimento di consolidazione primaria, al termine delle sollecitazioni, è provocato sostanzialmente dalla dissipazione della quota-parte di pressione interstiziale derivante dall'incremento della componente deviatorica dello sforzo e delle deformazioni in campo plastico, mentre la componente isotropa dell'incremento della pressione interstiziale è immediatamente reversibile e di fatto, come ben noto non induce alcuna deformazione volumetrica.

Con riferimento ai piani $q-p'$ ed $e-p'$ del modello Cam-Clay modificato utilizzato per il calcolo, in Figura 20 sono rappresentati lo stato iniziale (q_0 ; p_0 ; e_0) e gli stati fisici successivi, durante vari cicli di carico-scarico, di un elemento rappresentativo dell'Unità LA inizialmente normal-consolidato (NC) posto al di sotto dell'asse della diga foranea in esame.

Ogni incremento di carico dovuto al moto ondoso comporta uno spostamento del punto rappresentativo dello stato fisico dell'elemento di terreno in esame lungo la linea di intersezione tra la superficie di stato ed il piano non drenato passante per e_0 , tale linea rappresenta di fatto il percorso tensionale efficace in condizioni non drenate.

A seguito di un qualsiasi incremento tensionale totale, il percorso, in termini di tensioni efficaci, può al massimo raggiungere la Linea dello Stato Critico (CSL), in corrispondenza della quale le condizioni di stazionarietà del modello utilizzato prevedono valori costanti della sovrappressione interstiziale e delle stesse tensioni efficaci. Negli istanti successivi alla rimozione del carico impulsivo, ha luogo il processo di consolidazione che comporta una riduzione dell'indice dei vuoti la cui entità è funzione del percorso di scarico tensionale sul piano $e-p'$ fino a ripristinare il valore iniziale della pressione isotropa efficace p'_0 in corrispondenza della completa dissipazione della sovrappressione interstiziale.

Nell'ipotesi semplificativa che il tempo necessario alla dissipazione completa della sovrappressione interstiziale risulti inferiore all'intervallo che intercorre tra due serie di cicli di carico-scarico successivi, il terreno, a fine consolidazione, si ritrova in prima approssimazione allo stato tensionale originario ma con un valore dell'indice dei vuoti inferiore. Pertanto, lo stato corrente dell'elemento di terreno in esame è ora caratterizzato da una maggiore della resistenza al taglio, individuata dall'estensione della sezione di riferimento della superficie di plasticizzazione nel piano $p'-q$ che conferisce, rispetto allo stato tensionale originario, un certo grado di sovracosolidazione.

Il percorso tenso-deformativo sopra delineato si ripete con le stesse modalità per i cicli di carico successivi con la differenza, rispetto al primo, che questi ultimi sono caratteristici di un terreno leggermente sovraconsolidato (OC) sollecitato in condizioni non drenate. L'evoluzione dello stato fisico dell'elemento di terreno in esame in seguito all'applicazione di un elevato numero di cicli di carico-scarico è riprodotto anch'esso in Figura 20.

L'illustrazione dei grafici della stessa figura può essere in sintesi completata come di seguito riportato:

- durante i cicli di carico-scarico caratterizzati da un valore della tensione deviatorica totale sufficientemente elevata da raggiungere lo stato critico, il punto rappresentativo dello stato fisico del terreno in condizioni non drenate si posiziona sulla CSL. In relazione al problema al contorno si può ritenere in prima approssimazione che lo stato tensionale si mantenga costante a seguito della redistribuzione, agli elementi di terreno circostanti, della quota eccedente la massima tensione tangenziale. Pertanto, sia le deformazioni immediate sia le deformazioni di consolidazione di tipo plastico risultano irreversibili;
- quando l'incremento della tensione deviatorica Δq , sommato a q_0 , risulta inferiore alla ten-

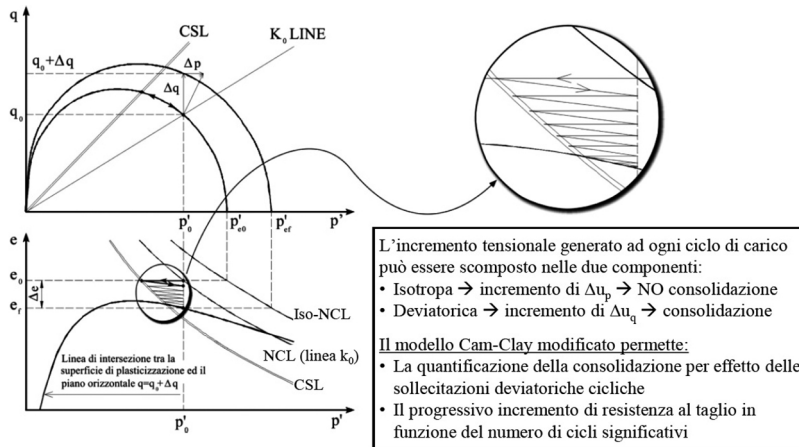


Figura 20. Schema del modello Cam-Clay per la valutazione della consolidazione indotta dalla variazione della componente deviatorica ciclica del tensore delle tensioni.

sione deviatorica corrispondente allo stato critico, il punto rappresentativo dello stato fisico si arresta in corrispondenza della sezione orizzontale della superficie di plasticizzazione passante per $q = q_0 + \Delta q$ come riportato in Figura 20. In queste condizioni non intervengono significativi fenomeni di redistribuzione degli sforzi e la deformazione immediata avviene sostanzialmente all'interno del dominio elastico;

- al termine di ogni ciclo di carico-scarico, si verifica una diminuzione dell'indice dei vuoti che caratterizza lo stato fisico del terreno rispetto al ciclo precedente; ciò comporta una progressiva espansione della superficie di plasticizzazione. Di conseguenza, l'entità delle sovrappressioni interstiziali tende progressivamente a decrescere ad ogni ciclo di carico-scarico, così come la variazione dell'indice dei vuoti. Il processo è quindi convergente, e il ciclo ultimo è quello in cui $\Delta u = 0$; questa condizione si verifica quando il percorso tensionale totale dell'elemento di terreno in esame è tutto contenuto all'interno della superficie di snervamento e si troverà in una posizione molto prossima a quella della stessa stress-history sviluppatasi in condizioni completamente drenate.

In conclusione, nel corso di una serie di eventi meteorologici con moti ondosi significativi ma non in grado di portare l'opera in esame al superamento delle condizioni di stato limite ultimo nei confronti della stabilità globale, si può assumere che la consolidazione indotta da sollecitazioni di tipo deviatorico e ciclico sarebbe teoricamente in grado di incrementare la resistenza dell'Unità LA fino ai valori che si possono raggiungere in condizioni drenate.

Purtroppo però, questa fortunata coincidenza si potrebbe di fatto verificare con probabilità infinitesima, in quanto le sollecitazioni meteorologiche cicliche che si dovessero abbattere sull'opera, dovrebbero susseguirsi con modalità progressivamente crescenti nel tempo ma anche in modo tale da mai superare la resistenza disponibile al momento dell'evento n-esimo successivo. Questo in modo tale da poter contare sulle riserve di resistenza rispetto ai carichi di collasso assicurate dalle condizioni drenate raggiungibili solo a seguito del completo sviluppo del fenomeno di consolidazione indotta da sollecitazioni di tipo deviatorico e ciclico sopra sinteticamente descritto.

La Figura 21 riporta i risultati delle modellazioni relative alle verifiche di stabilità della diga foranea in oggetto in condizioni drenate e non drenate prendendo in esame le evoluzioni dello stato di consolidazione e della resistenza rappresentate nei piani $q-p'$; $e-p'$, con riferimento ad un elemento (punto C_{sup}), la cui localizzazione rappresentativa all'interno della Unità LA è riportata nella sezione di Figura 17a.

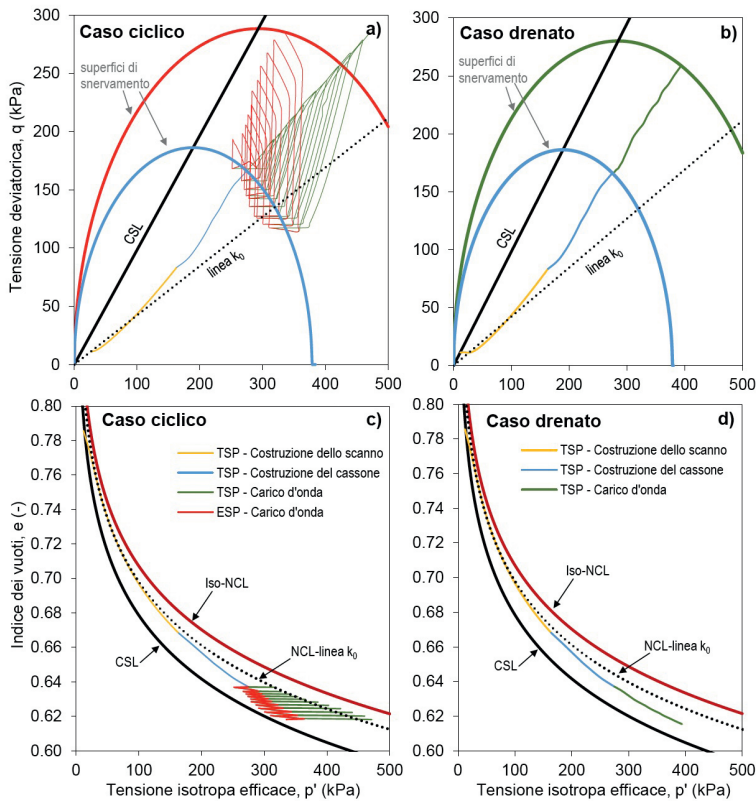


Figura 21. Percorsi di sollecitazione in termini di tensioni efficaci (ESP) e totali (TSP) all'interno dell'Unità LA (per il punto C_{sup} riportato in Figura 17a) nell'ipotesi che le azioni dovute al moto ondoso siano applicate con andamento ciclico crescente, consentendo la completa dissipazione delle sovrappressioni interstiziali indotte da ciascun ciclo di carico/scarico (c.d. "caso ciclico"), e con andamento monotono crescente in condizioni drenate (c.d. "caso drenato"). CSL: Critical State Line; Iso-NCL: Isotropic Normal Compression Line; NCL-linea k_0 : Normal Compression Line.

In Figura 21 sono riportate, rispettivamente per le condizioni non drenate (Caso ciclico in Figura 21a) e drenate (Caso drenato in Figura 21b), le tracce delle superfici di snervamento proiettate su due piani ad indice dei vuoti costante. La prima sezione di minore resistenza si localizza in corrispondenza dell'indice dei vuoti a fine consolidazione dopo il completamento dello scanno ed il posizionamento del cassone e la seconda rappresenta, la risposta locale, a fine consolidazione, in assenza (Caso ciclico in Figura 21a) ed in presenza (Caso drenato in Figura 21b) di drenaggio in fase di carico d'onda.

In particolare, per il caso non drenato si può osservare l'incrudimento plastico ciclico dovuto alla componente deviatorica dell'incremento tensionale conseguente ai cicli di carico del treno d'onda ideale considerato. Nel caso drenato il raggiungimento della superficie di plasticizzazione di maggiore resistenza avviene con una semplice crescita monotona in leggera divergenza rispetto alla linea k_0 .

Nondimeno, al completamento dei processi di consolidazione, in entrambi i casi, lo stato tensionale efficace e l'indice dei vuoti risultano molto ravvicinati (Figura 21 c e d) anche in considerazione delle stress-history diversificate e delle diverse tempistiche di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali.

Conseguentemente risultano anche molto ravvicinate le tracce delle sezioni della superficie di plasticizzazione nel piano q - p' in corrispondenza del raggiungimento delle condizioni di stato limite ultimo di stabilità dell'opera con riferimento sia alle condizioni drenate sia alle condizioni non drenate imposte dal modello.

Infine, si può ancora osservare che per l'elementino analizzato (C_{sup} in Figura 17a) sono teoricamente necessari 11 cicli di carico, dovuti ai picchi di intensità dei treni d'onda prodotti da 11 mareggiate di intensità progressivamente crescente, al fine di ottenere un livello di consolidazione tale da assicurare, in condizioni iniziali non drenate, la stessa resistenza mobilitabile in condizioni ideali caratterizzate da percorsi tensionali completamente drenati. Quanto sopra comunque a conferma

della assoluta necessità di adottare le condizioni non drenate per le verifiche geotecniche agli stati limite ultimi delle opere in oggetto, salvo fare affidamento su di una serie di condizioni ideali che si potrebbero verificare solo casualmente e con probabilità infinitesime e quindi tali da incrementare conseguentemente il rischio di collasso a livelli sicuramente inaccettabili per gli standard nazionali.

5 Considerazioni conclusive

I progressi compiuti nella determinazione delle azioni trasmesse dai carichi d'onda hanno reso le verifiche di tipo geotecnico l'aspetto più delicato della progettazione delle opere di difesa costiera a paramento verticale. La crescente esigenza di realizzare tali opere su fondali profondi, caratterizzati dalla presenza di terreni a grana fine normalconsolidati, o molto prossimi alla condizione di normalconsolidazione, comporta una attenta analisi delle condizioni di stabilità globali. In primo luogo, occorre tenere conto del fatto che le verifiche più critiche sono sempre riferite alle condizioni non drenate, sia sotto l'effetto dell'azione delle mareggiate sia nel caso di applicazione delle azioni sismiche. Lo scenario più rischioso è rappresentato dal termine della costruzione dell'opera, quando nel terreno sono ancora presenti le sovrappressioni interstiziali create dall'applicazione degli stessi carichi di costruzione. In tale fase, l'arrivo di una mareggiata o di un sisma sollecita la resistenza al taglio del terreno minima, non essendosi ancora completato il processo di consolidazione sotto i carichi di fondazione. Al termine di tale processo, la resistenza al taglio non drenata risulta incrementata rispetto alle condizioni iniziali, ma rimane pur sempre apprezzabilmente inferiore a quella mobilitabile in condizioni drenate. Pertanto, le verifiche di stabilità globale dovranno essere sempre condotte con riferimento alle condizioni non drenate, tenendo possibilmente conto della variabilità della resistenza al taglio non drenata con la profondità. Le analisi numeriche condotte con gli elementi finiti consentono di modellare la resistenza al taglio non drenata attraverso la simulazione dei percorsi di sollecitazione di tipo elasto-plastico lungo la superficie di stato di Roscoe-Rendulic. In questo caso, il legame costitutivo selezionato deve essere in grado di riprodurre i risultati delle prove di laboratorio per diversi percorsi di carico (prove triassiali di compressione ed estensione e prove di taglio semplice). Inoltre, la valutazione del fattore di sicurezza deve tenere conto degli effetti di degradazione della resistenza al taglio sotto l'effetto dei carichi ciclici. Il fattore di sicurezza è generalmente ottenuto come una combinazione di fattori parziali applicati ai carichi e alle resistenze dei materiali. Il ricorso di un approccio basato sull'incremento dei carichi nelle analisi agli elementi finiti permette di evitare l'adozione di parametri irrealistici del terreno e mantenere nei risultati una chiara interpretabilità fisica; quando si adotta questo approccio, occorre però considerare che esso conduce a fattori di sicurezza apprezzabilmente più elevati rispetto all'approccio basato sulla riduzione delle resistenze, a parità di effettivo margine di sicurezza dell'opera.

Le effettive condizioni di sicurezza dell'opera, una volta realizzata, evolvono nel tempo, in quanto l'applicazione della componente deviatorica dei carichi ciclici induce, in assenza del raggiungimento delle condizioni di collasso, un progressivo consolidamento del terreno, con un conseguente incremento della sua resistenza al taglio. Sebbene tale meccanismo possa essere molto significativo nella valutazione delle condizioni di esercizio delle dighe esistenti, non si può fare conto su di esso in fase di progettazione delle nuove dighe, in quanto non è prevedibile la sequenza di intensità delle mareggiate che si andranno a verificare durante la vita utile dell'opera. Di conseguenza, la diga non può che essere progettata ipotizzando che la prima mareggiata che si verificherà nel corso della sua vita utile sia quella più critica.

Nel caso di studio considerato, il dimensionamento della diga foranea in esame è risultato particolarmente complesso in quanto la formazione LA, costituita da un limo argilloso normalconsolidato (NC), riscontrata a livello del fondale fino a profondità variabili da 2 a 12 m, ha richiesto di prevedere un trattamento per il miglioramento delle sue caratteristiche meccaniche costituito da colonne di ghiaia vibroflottate con maglia molto fitta, fino a raggiungere un'occupazione del 30% della superficie complessiva delle aree di trattamento. Il trattamento si è reso necessario non solo per contenere l'entità e velocizzare il progredire dei cedimenti di consolidazione ma, in questo caso,

soprattutto per assicurare i dovuti margini di sicurezza in relazione alla verifica degli stati limite ultimi in termini di stabilità complessiva dell'opera con riferimento alle sollecitazioni dovute al moto ondoso (risultate apprezzabilmente più critiche rispetto alle azioni sismiche).

La presenza delle colonne di ghiaia rende l'analisi delle condizioni di stabilità globali significativamente più complessa, in quanto la distribuzione delle tensioni efficaci verticali viene a dipendere dal rapporto di rigidezza tra le colonne stesse e il terreno circostante. Di conseguenza, le resistenze mobilitabili sono funzione non solo dei parametri di resistenza dei materiali, ma anche delle loro rigidezze. In condizioni non drenate, il rapporto di rigidezza risulta difficile da stimare a priori, in quanto il terreno risulta irrigidito dal vincolo di deformazione volumetrica nulla e viene ad assumere pertanto una rigidezza che dipende non solo dalla compressibilità del materiale, ma anche dal vincolo cinematico imposto. La stima del fattore di sicurezza mediante i tradizionali approcci all'equilibrio limite non consente di tenere conto di questi meccanismi e può condurre alla determinazione di fattori di sicurezza non rappresentativi. In questo caso, l'adozione di analisi numeriche agli elementi finiti appare indispensabile per valutare correttamente le resistenze mobilitabili sia in condizioni drenate sia in condizioni non drenate. Le verifiche più critiche rimangono sempre quelle in cui il terreno fornisce una risposta non drenata ai carichi imposti dalla mareggiata. La resistenza al taglio non drenata mobilizzabile nel terreno dipende dalle tensioni efficaci verticali scaricate sul terreno stesso al termine della consolidazione sotto i carichi di costruzione. L'entità della resistenza al taglio drenata mobilizzabile nelle colonne di ghiaia, che si trovano sempre in condizioni drenate, è invece fortemente condizionata dal rapporto di rigidezze che si viene a determinare quando il terreno si trova in condizioni non drenate. I fattori di sicurezza a cui si perviene devono inoltre tenere conto dei fenomeni di degradazione indotti dall'applicazione di carichi ciclici.

Per la valutazione di un adeguato margine di sicurezza nella progettazione, occorre tenere conto dei diversi fattori di incertezza che caratterizzano questa tipologia di opere:

- fattori di modello (geometrico): geometria delle opere (e.g., spessore, lunghezza, pendenza dello scanno) e stratigrafia del sottosuolo (e.g., pendenza fondale, spessore degli strati).
- fattori di modello (meccanico) e metodo di analisi: semplificazioni inerenti al modello costitutivo, precisione numerica. Nel caso di metodo dell'equilibrio limite non sono determinate le distribuzioni delle tensioni e delle deformazioni e, pertanto, non sono investigati localmente né i requisiti di compatibilità delle deformazioni né il rispetto delle condizioni di equilibrio delle tensioni.
- fattori di caratterizzazione dei parametri dei materiali: peso specifico, rigidezza, resistenza, permeabilità per lo scanno e i terreni naturali.
- fattori legati alla valutazione delle azioni agenti sull'opera.

In quest'ottica, l'adozione di fattori di sicurezza (come riduttori delle resistenze dei materiali) minimi pari a 1.4 nelle condizioni fondamentali/caratteristiche (in cui sono applicate le azioni della mareggiata al termine della fase di consolidazione sotto i carichi di costruzione), come avvenuto per la progettazione della Diga Sud di Barcellona (Gens, 2022), appare condivisibile e coerente con quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) a livello nazionale per le verifiche di stabilità globale, le quali richiedono un fattore di riduzione delle resistenze, γ_R , pari a 1.1 e un fattore di riduzione della tangente dell'angolo di resistenza al taglio, γ_M , pari a 1.25. Qualora si ricorra nelle verifiche di stabilità all'approccio semplificato dell'equilibrio limite, la resistenza al taglio non drenata, in considerazione delle incertezze che la caratterizzano, è da ridurre per un fattore γ_M pari a 1.4. Un adeguato margine di sicurezza deve essere garantito, non solo nelle condizioni di esercizio della diga, ma anche durante le diverse fasi di costruzione, al fine di prevenire collassi come quello che ha coinvolto l'entrata Nord del porto di Barcellona (Puzrin et al., 2010) a breve termine dall'installazione dei cassoni.

La valutazione del comportamento dell'opera e dei fattori di sicurezza non costituisce solamente un problema teorico di modellazione, ma richiede una affidabile caratterizzazione dei terreni di fondazione e degli elementi di rinforzo mediante indagini in sito e di laboratorio oltre alla realizzazione e gestione dei sistemi di monitoraggio in fase di costruzione ed in esercizio

dell'opera stessa. Inoltre, in questo caso, la realizzazione di campi prova per l'esecuzione delle colonne di ghiaia appare indispensabile per mettere a punto dei sistemi costruttivi che garantiscano il raggiungimento delle prestazioni attese. Inoltre, l'interpretazione dei risultati del campo prova costituisce una fondamentale verifica delle assunzioni modellistiche derivate dalla caratterizzazione geotecnica.

Oggi giorno, la progettazione geotecnica delle dighe foranee a paramento verticale costituisce uno degli ambiti in cui è più rilevante il contributo della Geotecnica. L'interconnessione tra indagini e modellazione numerica costituisce l'elemento chiave per il raggiungimento di un risultato soddisfacente, in grado di garantire un adeguato margine di sicurezza. Guardando al futuro, non si può nascondere la preoccupazione per l'impatto che i cambiamenti climatici possono avere sulle sollecitazioni attese per queste opere e, di conseguenza, sulla loro durata nel tempo, a fronte degli ingenti investimenti compiuti per la loro costruzione. Questa preoccupazione deve contribuire a renderci responsabili nei confronti delle scelte economiche e politiche che consentono di attenuare i processi di cambiamento climatico, inducendoci a porre in primo piano l'esigenza di correggere i comportamenti che stanno determinando il riscaldamento globale.

Bibliografia

- Atzeni, A. & Sanna M. 2021. *Elementi di costruzioni marittime. La progettazione probabilistica compresa e non compresa nei codici NTC 2018 ed EC*, Roma: Aracne.
- Beaty, M. H. & Byrne P. M. 2011. UBCSAND constitutive model version 904aR. Documentation report. <https://www.itascacg.com/software/udm-library>.
- Burland J.B. 1990. On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique* 40(3): 329-378.
- Chiocci F. L., Budillon F., Ceramicola S., Gamberi F., & Orrù P. 2021. *Atlante dei lineamenti di pericolosità geologica dei mari italiani - Risultati del progetto MaGIC*. Roma: CNR edizioni, Roma. 358 pp., tavv. f.t..
- Franco, L. 1994. Vertical breakwaters: the Italian experience. *Coastal Engineering* 22(1-2): 31-55.
- Gens, A. 2019. Hydraulic fills with special focus on liquefaction. *Proceedings of the XVII ECSMGE Geotechnical Engineering foundation of the future*: 1-31.
- Gens, A. 2022. 10th Terzaghi Oration. Geotechnical engineering in a deltaic environment. In: Rahman and Jakska (Eds), *Proceedings of the 20th ICSMGE-State of the Art and Invited Lectures*, Sydney: Australian Geomechanics Society.
- Ghionna, V. & Jamiolkowski, M. 1981. Colonne di ghiaia, *Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni* n. 507, Politecnico di Torino.
- Hsu K.J., Cita M.B. & Ryan W.B.F. 1973. Late Miocene dessication of the Mediterranean. *Nature*, 242,: 240-244.
- Jamiolkowski M., Ladd C.C., Germaine J.T. & Lancellotta R. 1985. New developments in field and laboratory testing of soils. Theme Lecture XI ICSMFE, San Francisco, Vol.1: 57-152.
- Ladd, C.C. 1991. Stability evaluation during staged construction. The twenty-second Karl Terzaghi Lecture. *Journal of Geotechnical Engineering* 117(4): 540-615.
- Madrid, M.R.A. 2021. *Construction and post-construction performance of vertical breakwaters on soft soils. The Port of Barcelona case*. PhD thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Advisor: Prof. Antonio Gens.
- Mitchell J.K. 1976. *Fundamentals of Soil Behaviour*. Wiley, 422 pp.
- Muir Wood, D. 1990. *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge University Press.
- NGI. 2002. Report on Direct Simple Shear Test. Port Authority, Barcelona. March 2002.
- Oumeraci, H. 1994. Review and analysis of vertical breakwater failures - lessons learned. *Coastal Engineering* 22(1-2): 3-29.
- Posamentier, H.W. & Walker Roger G. 2006. Facies model Revisited., *SEPM* (Society for Sedimentary Geology), Special Publication 84, September 2006. Tulsa, Oklahoma, USA U.S.A..
- Puebal, H., Byrne, P.M. and Phillips, R. 1997. Analysis of CANLEX liquefaction embankments: prototype and centrifuge models. *Canadian Geotechnical Journal* 34 (5): 641-657.

- Puzrin, A.M., Alonso, E.E. & Pinyol, N.M. 2010. Caisson failure induced by liquefaction: Barcelona Harbour, Spain. In: *Geomechanics of failures*: 87-148. Dordrecht Heidelberg London New York: Springer.
- Robertson, P.K., Cabal, K. 2024. *Guide to cone penetration testing*, 7th Edition.
- Schofield, A. & Wroth, P. 1968. *Critical state soil mechanics*. Mc-Graw-Hill, 310 pp.
- SGI (Servizio Geologico d'Italia) 2016. *Carta Geologica d'Italia a scala 1:50.000*, Foglio 259 – Imperia con Note illustrative. ISPRA – Regione Liguria.

Abstract

Surveys and geotechnical design of a caisson breakwater founded on soft soils and deep seabeds

Keywords: coastal engineering, constitutive laws, ground improvement, laboratory characterization, maritime infrastructures, numerical modelling, stability analysis, technical regulations

The needs of industrial and commercial development, the population's growth at the global scale, and the related increase in the quality of life today require larger spaces dedicated to maritime infrastructures for transport and logistics at the service of commercial activities, production plants, storage of products and materials and, last but not least, for residential and tourist areas.

The solutions of interest for the lack of space on the mainland must necessarily consider the development and expansion of ports, coastal and off-shore areas that mainly require fillings constructed with medium-to-large sized granular materials founded on deep seabeds.

As far as the aforementioned planning, design, and construction issues are concerned, with particular regard to port defense works, geotechnical engineering plays, without any doubt, a primary and fundamental role in the presence of natural deposits and/or man-made fillings, which are often characterized by poor mechanical properties due to their recent age and are subjected to considerable stresses under cyclic loads induced by earthquakes and/or wave motions.

The costs, the difficulties associated with the execution and interpretation of the on-site investigations, the selection of filling materials and the related conformity verifications after ground improvement treatments are additional issues. This paper first focuses on the geological and geotechnical characterization of the natural deposits, located in the northern Tyrrhenian coast, where a large-sized breakwater is being constructed on deep seabeds using granular materials and prefabricated reinforced concrete caissons. The set-up and execution of the geotechnical verifications are subsequently illustrated, with particular emphasis on the coupled hydro-mechanical behavior of loose soil deposits reinforced with gravel columns. The conclusions, which are drawn on the basis of the article's contents, aim to highlight the indisputable necessity and primary role of geotechnical engineering in the design and construction of these maritime infrastructures, whose optimized solutions can be identified and pursued only through a clear, extensive, and in-depth knowledge of the fundamental principles and the state of the art of the discipline in order to avoid catastrophic collapses, which unfortunately have already occurred on the Mediterranean coast not far from Italy.

