

INFRASTRUTTURE PORTUALI: MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA DI BANCHINE A GRAVITÀ SOGGETTE AD EROSIONE LOCALIZZATA

Daniela Sauvageon

Università degli Studi di Genova

daniela.sauvageon@edu.unige.it

Riccardo Berardi

Università degli Studi di Genova

riccardo.berardi@unige.it

Sommario

L'adeguamento di strutture portuali quali le banchine di ormeggio, soggette a potenziali problemi di stabilità o di spostamenti causati da scavi o fenomeni erosivi al piede, viene spesso condotto con interventi strutturali di oneroso impegno progettuale, esecutivo ed economico. Nel caso delle banchine a piloni di massi, alcune risoluzioni possono risultare non fattibili, quali quelle che prevedono un rinforzo della zona passiva, non presente in tale tipologia di opera di sostegno a gravità. Il presente articolo tratta tale aspetto, studiando la risposta di una banchina tipo soggetta a scavi al piede, volti a simulare fenomeni di erosione localizzata oppure un approfondimento del fondale. Vengono riportati alcuni risultati ottenuti mediante analisi agli elementi finiti, aventi come obiettivo l'analisi dei meccanismi deformativi e di spostamento del terreno di riempimento e di fondazione, nonché un'analisi della risposta locale e globale dell'opera in relazione ad interventi geotecnici di miglioramento del terreno, per giungere alla definizione di criteri di dimensionamento e ottimizzazione dell'intervento.

1. Introduzione

Negli ultimi anni si assiste con sempre maggiore frequenza al bisogno di operare significativi ed estesi dragaggi nelle aree portuali, a causa dell'incremento delle dimensioni delle navi dedicate a traffici mercantili e crocieristici (Scarpelli et al., 2017).

Ne consegue la necessità di adeguare le infrastrutture portuali (dighe foranee, banchine), esigenza che presuppone, prevalentemente, un approfondimento del piano di fondazione. Sono inoltre sempre più frequenti i casi di perdita di stabilità di porzioni di banchine esistenti, legati a fenomeni di erosione localizzata, provocati in fondazione dall'azione propulsiva delle navi.

Pur in presenza di strutture massive e rigide, la rimozione delle tensioni verticali dal fondo induce movimenti profondi e possibili fenomeni di instabilità. Oltre ai tradizionali interventi di rinforzo, altre soluzioni possono essere ricercate andando ad incrementare la resistenza e la rigidità al piede delle opere interessate, agendo sul sistema terreno-fondazione tramite un miglioramento della risposta meccanica dei terreni o l'inserimento di "inclusioni" strutturali (Ruggeri et al., 2014).

Attraverso la modellazione numerica agli elementi finiti, lo studio si rivolge all'analisi dei meccanismi sopra richiamati, tenendo conto, tra altri aspetti, della capacità del modello costitutivo del terreno di riprodurre tali fenomeni e dell'interazione del terreno con gli elementi strutturali, con l'obiettivo di giungere alla definizione di criteri di modellazione di carattere generale e di dimensionamento di possibili interventi geotecnici.

L'oggetto dello studio è una banchina a piloni di massi, aventi dimensioni e caratteristiche tipiche di banchinamenti esistenti in porti commerciali e passeggeri, realizzati prima dell'avvento di navi a

maggior pescaggio e con sistemi propulsivi di generazione precedente all'attuale (Tsinker, 1997). L'obiettivo è simulare la risposta di un caso rappresentativo di una possibile situazione reale.

2. Modellazione

2.1 Schema adottato

La tipologia strutturale riferimento scelta è una banchina a parete verticale a gravità, il cui schema è riportato nella Figura 1.

Lo schema strutturale adottato è stato elaborato tenendo conto dei parametri dimensionali tipici delle banchine a piloni di massi, che abbiano un'altezza di fondale di interesse tale da dover prevedere la necessità di effettuare degli scavi per approfondimento del fondale oppure poter essere sottoposta a fenomeni di erosione localizzata del fondo.

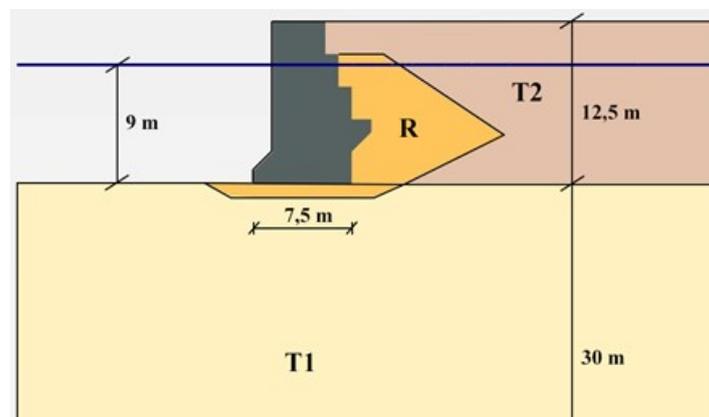


Fig 1. Schema geometrico della banchina e della successione stratigrafica.

Essa presenta un'altezza complessiva H di 12,5 m considerando una profondità media del fondale di 9 m.

Le analisi numeriche sono state condotte con il software agli elementi finiti Plaxis 2D, con elementi triangolari a 15 nodi in ipotesi di stato piano di deformazione (Brinkgreve R. et al., 2019).

Sono state modellate, progressivamente, le fasi di realizzazione della banchina e del relativo rinfilanco a tergo, inserendo interfacce al contatto banchina-terreno, così da ottenere uno stato tensionale e deformativo rappresentativo per le varie fasi di analisi, e le successive fasi scavo, inclinato e a parete verticale, ogni 0,5 m fino a raggiungere il collasso.

Sono stati inoltre definiti due diversi schemi principali di intervento, volti a migliorare la risposta meccanica del terreno di fondazione e dell'opera di sostegno nella sua interezza, un trattamento di tipo "orizzontale" (*improvement orizzontale*) e uno di tipo "colonnare" (*improvement colonnare*) come riportato in Figura 2.

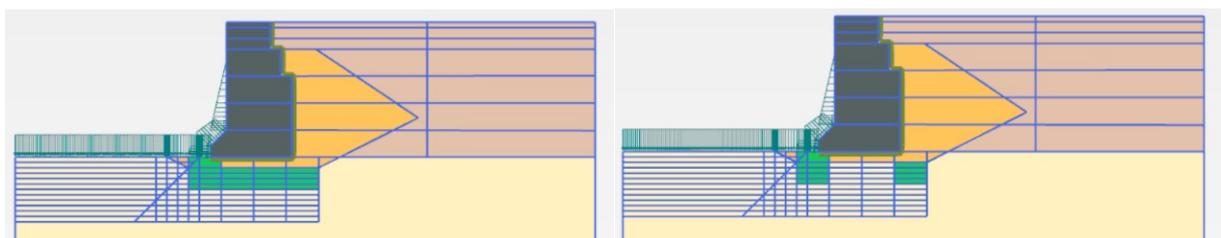


Fig 2. Schema geometrico tipo di "improvement orizzontale" e "improvement colonnare"

La porzione di terreno interessata dal trattamento è stata estesa gradualmente con incrementi di 1 m fino ad una profondità di 6 m sotto il fondale, sia secondo lo schema di *improvement colonnare* sia di *improvement orizzontale*. Nel testo si definisce H_i lo spessore del terreno interessato dal trattamento ($H_i=1 \dots 6$ m)

2.1 Schema adottato

Per quanto riguarda la modellazione del comportamento del terreno, sono stati adottati per i terreni sabbiosi e per il terreno limo argilloso, rispettivamente i modelli Hardening Soil Small (HSSMALL), modello non lineare basato sul modello Hardening Soil Model (HSM) (Schanz et al., 1999), e il modello Soft Soil, più adatto a simulare il comportamento dei terreni compressibili tipici del fondale marino. I parametri utilizzati per la modellazione, calibrati partendo da risultati sperimentali (prove edometriche e triassiali) sono riassunti in Tab. 1 e 2.

	γ [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	E_{ur}^{ref} [kN/m ²]	E_{oed}^{ref} [kN/m ²]	c' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	ν [-]	G_0^{ref} [kN/m ²]	$\gamma_{0.7}$ [-]
Sabbia sciolta (T1)	17	20000	60000	16000	1	34	0	0.20	70000	0.0001
Sabbia densa (T2)	17.5	37000	90000	29600	1	41	14	0.20	112500	0.0002
Rinfianco (R)	18.5	37000	29600	29600	1	44	7	0.20	70000	0.0001

Tab 1. Parametri modello Hardening Soil Small

	γ [kN/m ³]	λ^* [-]	κ^* [-]	c'_{ref} [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]
Limo con argilla	18	0.050	0.018	8	30	0

Tab 2. Parametri modello Soft Soil

Le analisi sono state condotte in condizioni drenate nel caso di terreno sabbioso e simulando le fasi di consolidazione del terreno limo-argilloso, sia durante la fase di rinfianco, sia nelle successive fasi di scavo.

Per il materiale costituente la banchina (calcestruzzo) è stato considerato un materiale elastico caratterizzato da peso dell'unità di volume $\gamma=24$ kN/m³ e modulo elastico $E=31500$ MN/m².

In considerazione del caso studio considerato della banchina a gravità, l'intervento di miglioramento del terreno di fondazione può essere effettuato mediante tecnica di jet-grouting, eseguito da pontone e da piano calata, con attraversamento della struttura della banchina.

Con tali premesse, la zona di intervento è stata modellata con clusters di terreno a comportamento elastico lineare, caratterizzati da peso dell'unità di volume pari a 18,7 kN/m³ e modulo elastico $E_{eq}=300$ MN/m² nelle casistiche con terreno di fondazione in sabbia densa, e con peso dell'unità di volume pari a 19,5 kN/m³ e modulo elastico $E_{eq}=140$ MN/m² in quelle con fondale limoso. Anche i parametri adottati per il terreno migliorato sono stati definiti partendo da risultati sperimentali reali (prove di compressione monoassiale).

3. Analisi e risultati

Si riportano sinteticamente alcuni risultati dello studio. In assenza di intervento di miglioramento del terreno con jet-grouting, le analisi numeriche indicano una profondità di scavo al piede non superiore al metro dovuta a plasticizzazioni locali associate a rotazioni rigide della banchina verso il fronte

mare.

Adottando le diverse configurazioni di miglioramento del terreno di fondazione, le profondità di scavo raggiunte prima del collasso, come atteso, aumentano significativamente all'estendersi dell'area interessata dal trattamento e, a seconda dei casi, arrivano e superano i 6 m di profondità, con fattore di sicurezza FS (calcolato con metodo $c'-\phi$ reduction) associato alla fase precedente quella del collasso di valore uguale o superiore all'unità.

Si distinguono inoltre due principali meccanismi osservabili in corrispondenza della rottura, strettamente legati non tanto al tipo di terreno di fondazione, quanto alla configurazione di *improvement colonnare* piuttosto che *orizzontale*, come riportato in Figura 3.

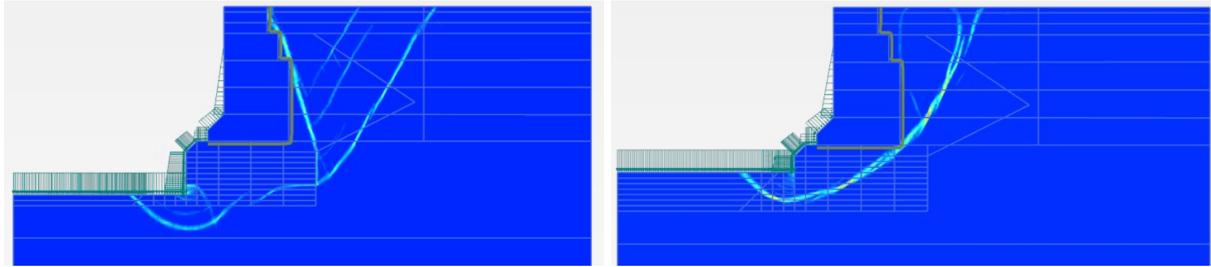


Fig 3. Deformazione distorsionale incrementale per meccanismo di potenziale instabilità riferito al caso “improvement orizzontale” a sinistra, di “improvement colonnare” a destra.

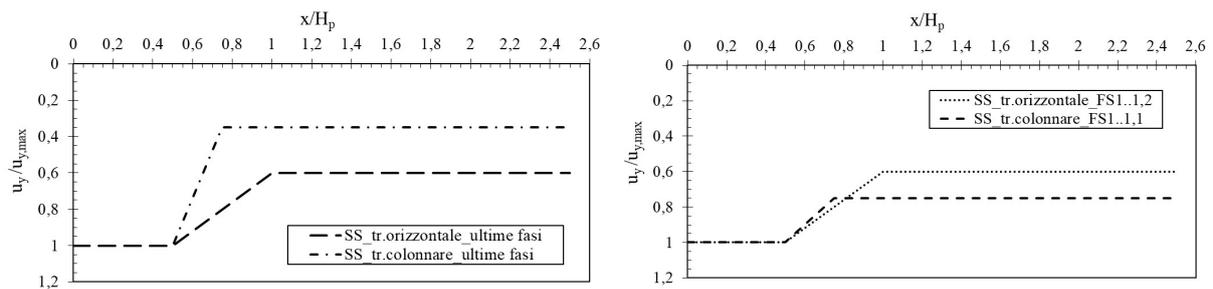


Fig 4. Involuppi di rottura del profilo del cedimento del piano campagna a tergo della banchina.

Dall'analisi degli spostamenti progressivi nelle varie fasi di scavo, è stato inoltre possibile ricavare alcuni involuppi (riportati in Figura 4 a titolo d'esempio) del cedimento u_y del piano campagna alle spalle della banchina in funzione di H_p (H_p : altezza della banchina H +profondità corrente di scavo H_d). Per valori del fattore di sicurezza vicini all'unità, ma in fasi di scavo ancora non prossime alla rottura, l'involuppo risulta simile per *improvement orizzontale* e *improvement verticale*, mentre non appena si verifica una condizione prossima al collasso si distingue nettamente il profilo dell'involuppo nei due casi. Inoltre si è evidenziato come nel caso di *improvement colonnare* la localizzazione degli spostamenti sia più evidente rispetto all'*improvement orizzontale*, in quanto il meccanismo deformativo presenta un cuneo di spinta che tende a scivolare lungo una superficie semi-circolare che passa attraverso le colonne di trattamento.

Osservando invece i valori del massimo spostamento verticale del terreno a tergo della paratia in funzione della profondità corrente di scavo H_d si può notare, come atteso che lo spostamento verticale cresce all'aumentare della profondità di scavo (Figura 5). Mettendo a confronto i due grafici risulta evidente poi come per i casi di terreno limo-argilloso gli spostamenti siano di un ordine di grandezza superiore rispetto a quelli riferiti al terreno sabbioso.

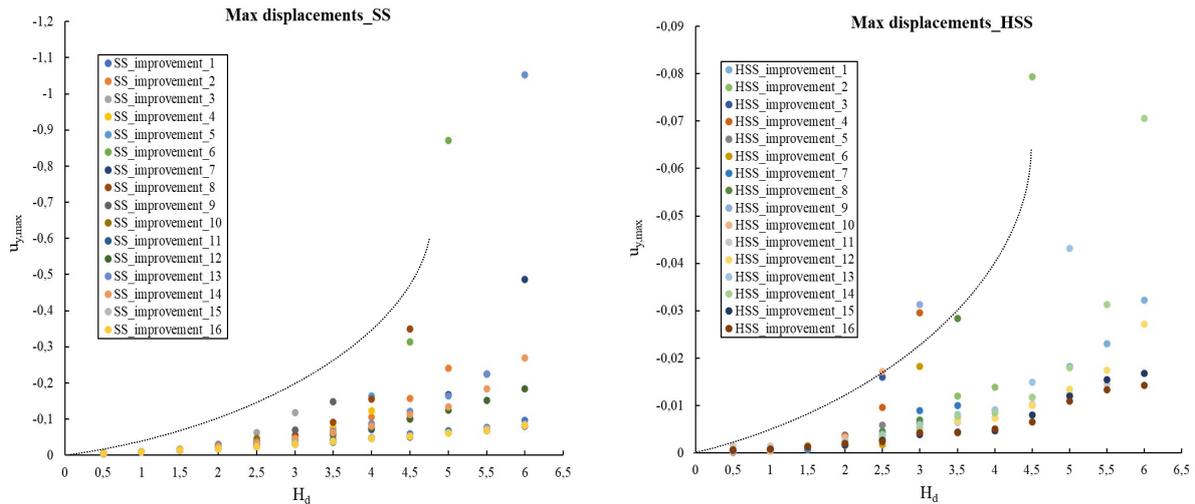


Fig 5. Massimo spostamento verticale del piano campagna per terreni di tipo Soft Soil e Hardening Soil Small

Di interesse risulta poi la relazione tra lo spostamento rigido di quattro punti di controllo della banchina e lo spostamento verticale al piano campagna (Figura 6). In particolare sono stati elaborati l'andamento dello spostamento orizzontale dei punti A e B, situati rispettivamente in testa alla banchina e al piede posteriore, e lo spostamento verticale dei punti C e D localizzati al suo piede anteriore. Riportando per sintesi solo i risultati riferiti ai modelli Soft Soil, si può osservare come il trend dei punti B e C risulti indipendente dal tipo di trattamento e strettamente legato allo spostamento verticale, mentre quello dei punti A e B siano dipendenti anche dal tipo di trattamento e conseguentemente dalla direzione di rotazione della struttura e al meccanismo di collasso.

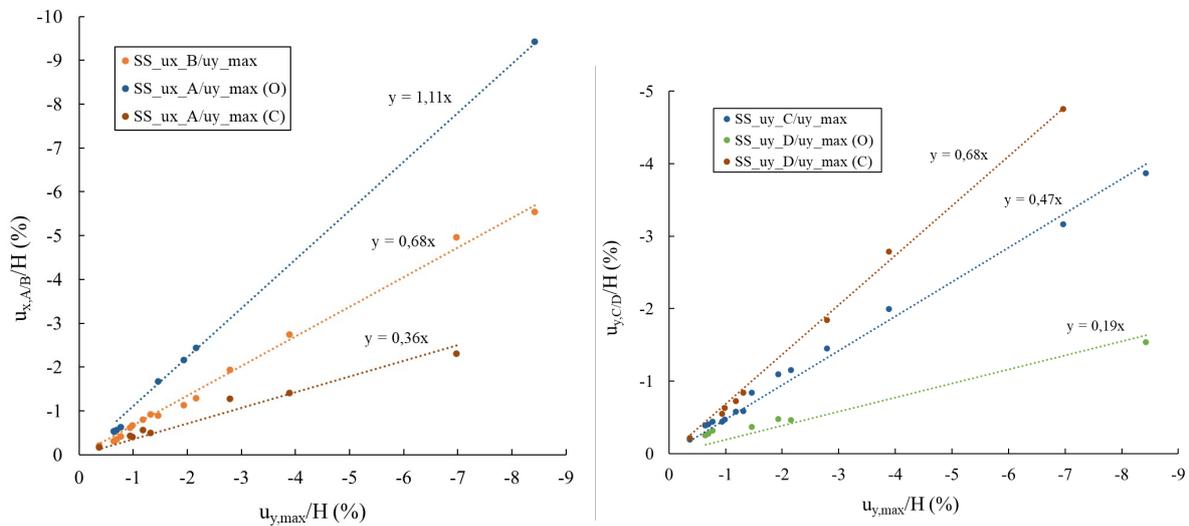


Fig 6. Schema geometrico tipo di "improvement orizzontale" e "improvement colonnare"

In ultimo, attraverso l'elaborazione dei risultati dei vari step di analisi, si riporta in Figura 7 l'andamento del fattore di sicurezza FS in funzione del rapporto tra la profondità corrente di scavo e lo spessore della porzione di terreno trattata. Come si evince dal grafico, FS decresce all'aumentare del rapporto H_d/H_i e risulta globalmente più alto nei casi di trattamento orizzontale, che consentono quindi di raggiungere profondità di scavo più elevate e con margini di sicurezza superiori.

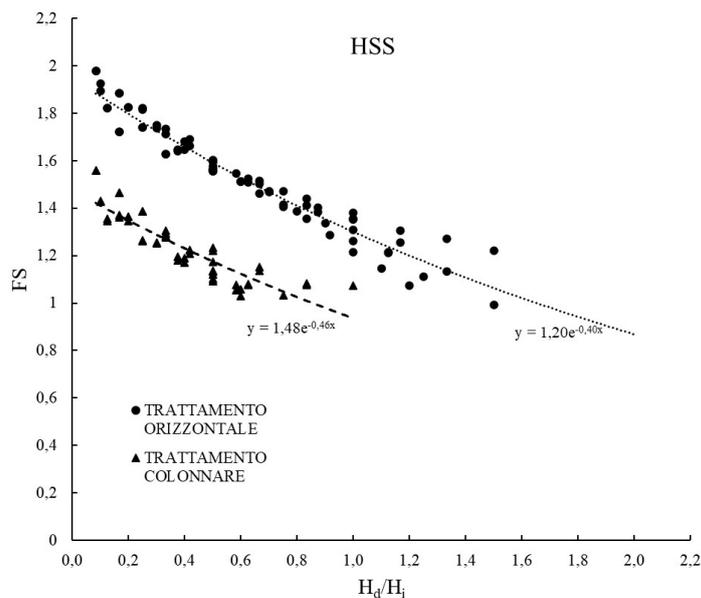


Fig 7. Fattore di sicurezza in funzione di profondità di scavo e trattamento.

4. Conclusioni

In ambito marittimo, si assiste sia alla necessità di operare estesi dragaggi nelle aree portuali, sia al verificarsi di fenomeni di erosione localizzata dovute all'azione propulsiva delle navi che può causare perdita di stabilità di parti di banchine esistenti. Si è quindi affrontata tale tematica, studiando la risposta di una banchina tipo soggetta a scavi al piede, con l'obiettivo di simulare tali fenomeni, potenzialmente pericolosi. Sono stati proposti alcuni risultati ottenuti da analisi numeriche agli elementi finiti, con l'obiettivo di studiare il comportamento dell'opera e i processi deformativi del terreno di fondazione e del piano campagna del rinfilo. Obiettivo ultimo al quale si vuole tendere con il progredire dello studio è giungere alla definizione di possibili interventi geotecnici di stabilizzazione ottimizzati in funzione dell'adeguamento necessario a questa tipologia di strutture.

Bibliografia

- Brinkgreve, R.B.J. et al. 2019. *PLAXIS User's manual 2019*. Plaxis bv, Bentley Systems Inc.
- Ruggeri, P., Fruzzetti, V.M.E., Vita, A., Segato, D., Scarpelli, G., 2014. Stiffness of wall-type grouting under transversal loading. *Proceedings of ICE- Ground Improvement, Vol. 167(4)*, 301-310.
- Sauvageon D., Berardi R., 2020. Modellazione della risposta di infrastrutture portuali soggette a dragaggio ed erosione localizzata del terreno di fondazione. *XXVII Convegno Nazionale di Geotecnica (posticipato a febbraio 2022)*
- Sauvageon D. 2021. Risposta deformativa e meccanismo di collasso per banchine a gravità soggette a scavi al piede. *XIAGIG, Pisa 2021*
- Scarpelli, G., Fruzzetti, V.M.E., Ruggeri, P., 2017. Interventi di adeguamento delle banchine portuali alle crescenti esigenze dei traffici commerciali. *XXVI Convegno Nazionale di Geotecnica, (N. Moraci e C. Soccodato ed.)*, AGI, 335-357.
- Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G., 1999. The hardening soil model: formulation and verification. *Proc. Beyond 2000 in Computational Geotechnics-10 Years of Plaxis*, Balkema, Rotterdam, 281-290.