

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO PER LA
PRODUZIONE DI ENERGIA MEDIANTE LO SFRUTTAMENTO DEL VENTO
NEL MARE ADRIATICO MERIDIONALE - BARIUM BAY
74 WTG – 1.110 MW

PROGETTO DEFINITIVO - SIA

Progettazione e SIA



Indagini ambientali e studi specialistici



Studio misure di mitigazione e compensazione



supervisione scientifica



3. STRUTTURE DI FONDAZIONE AEROGENERATORI

R.3.4 Relazione aggiuntiva predimensionamento ancoraggi

REV.	DATA	DESCRIZIONE
00	05/24	integrazioni sopralluogo



INDICE

1	PREMESSA	1
2	PROGETTAZIONE DELL'ANCORAGGIO.....	2
	2.1 GEOMETRIA E PROPRIETÀ DEGLI ANCORAGGI A PALI	2
	2.2 CARICHI E MATERIALI	3
	2.3 CARICHI DI PROGETTAZIONE DEI PALI	3
	2.4 OTTIMIZZAZIONE PROGETTAZIONE ANCORAGGI A PALI	3
3	ANALISI DELLE CRITICITA' INDIVIDUATE	6
4	PREDIMENSIONEMTO DELLE OPERE POST SOPRALLUOGO	8
	4.1 IMPATTO DELL'EROSIONE E METODI DI PREDIMENSIONAMENTO DEGLI ANCORAGGI	8
	4.2 PREDIMENSIONAMENTO DEGLI ANCORAGGI	10
5	RIFERIMENTI.....	11

1 PREMESSA

La presente relazione è redatta in risposta alla nota prot. n. 5647-P del 17/05/2024 trasmessa dalla Soprintendenza Archeologia, Belle Arti e Paesaggio per le Province di Barletta-Andria-Trani e Foggia, con la quale si trasmetteva il verbale di sopralluogo congiunto effettuato nei giorni del 6 e 7 maggio 2024, avente per riferimento il “Progetto di un parco eolico off-shore per la produzione di energia elettrica da fonte eolica nel Mare Adriatico Meridionale, denominato “Barium Bay”, costituito da 74 aerogeneratori di potenza unitaria di 15 MW, per una potenza complessiva d’impianto pari a 1.110 MW, incluse le opportune opere di connessione alla RTN(cod. MYTERNA 202102517), da realizzarsi di fronte ad un tratto di costa compreso fra i comuni di Vieste e Monopoli”.

In particolare, a valle del sopralluogo congiunto la Commissione tecnica PNIEC PNRR all’interno del verbale di sopralluogo ha individuato delle criticità residue per le quali si ritengono necessari chiarimenti.

Nel seguito della presente relazione saranno approfondite le seguenti criticità:

- *In merito alle criticità geomorfologiche sulle aree d’impianto offshore evidenziate, occorre un predimensionamento, anche di massima, della soluzione tecnica di ancoraggio prescelta;*

riportando il nuovo predimensionamento delle opere con particolare riferimento alle opere di ancoraggio dei pali.

Pertanto, per una maggiore facilità di lettura, nel capitolo 2 si riportano le modalità adottate per il dimensionamento dei pali di ancoraggio contenute nell’elaborato R.3 già trasmesso in precedenza e nel capitolo 3 una breve sintesi delle criticità geomorfologiche, così come diffusamente riportate nell’elaborato R.1.3.3 oggetto di specifico aggiornamento con il riscontro alle integrazioni richieste nell’ambito del richiamato verbale di sopralluogo.

2 PROGETTAZIONE DELL'ANCORAGGIO

Nell'ambito della stesura del progetto definitivo è stato realizzato un predimensionamento delle opere di ancoraggio in conformità con la procedura di progettazione raccomandata in [1, 2, 3], che modella il palo come una trave e la resistenza del terreno come resistenze non lineari chiamate resistenze "t-z" e "p-y" per, rispettivamente, la resistenza assiale e laterale del terreno.

Per la progettazione dell'ancoraggio a palo, per calcolare la deformazione del palo, le sollecitazioni di flessione, la forza di taglio, la sollecitazione assiale e la deformazione del suolo è stato utilizzato un software "in-house" che incorpora il metodo degli elementi finiti per l'interazione trave-colonna suolo/struttura non lineare. L'ancoraggio a palo è stato modellato utilizzando elementi a trave Timoshenko e la resistenza del terreno modellata utilizzando le resistenze "t-z" e "p-y" per l'argilla morbida raccomandata in [20]. Nel calcolo della capacità assiale dell'ancoraggio a palo sotto carico di tensione non è stata considerata alcuna forza agente sul bordo del palo. Il peso dell'ancoraggio a palo e del materiale del fondo marino all'interno del palo (assunto un ancoraggio pieno) è stato considerato nel calcolo della capacità assiale dell'ancoraggio a palo.

Date le condizioni morbide del terreno non è stata effettuata l'analisi della installabilità dei pali, mentre, Il "Serviceability Limit State" (SLS), che limita lo spostamento ammissibile dell'ancoraggio a palo, non è stato considerato in quanto [2] afferma che le considerazioni SLS sono richieste solo per gli ancoraggi a pali gettati in opera (grouted anchors).

Nel seguito si riportano le assunzioni di progetto impiegate nel predimensionamento delle opere di ancoraggio.

2.1 GEOMETRIA E PROPRIETÀ DEGLI ANCORAGGI A PALI

Figura mostra i vari termini che descrivono la geometria di ancoraggio del palo, dove L è la lunghezza incorporata del palo, D è il diametro esterno del palo, e T_{wall} è lo spessore dell'ancoraggio a palo. Si assume che la parte superiore dell'ancoraggio a palo sia al livello del fondo marino. La profondità del "padeye" z_{pad} per il collegamento della linea di ormeggio è ottimizzata per ridurre al minimo la rotazione dell'ancoraggio a palo, ed ottenere la massima resistenza laterale del terreno. Si assume che i pali siano costruiti utilizzando un acciaio offshore S355, con una resistenza allo snervamento di 355 MPa.

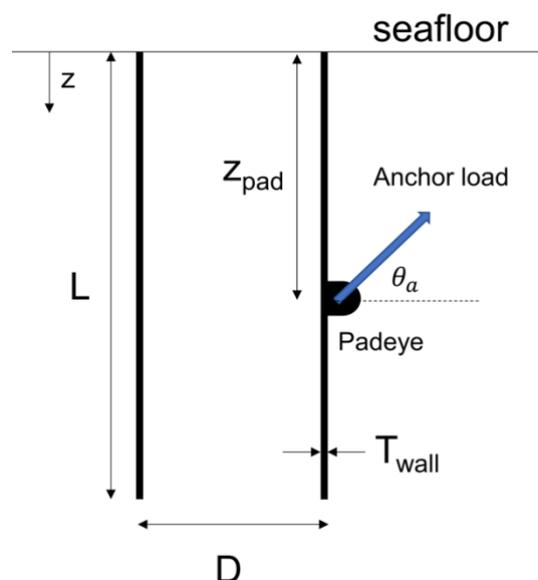


Figura 1: Diagramma schematico che descrive la geometria dell'ancoraggio a palo

2.2 CARICHI E MATERIALI

Nell'analisi di progettazione dell'ancoraggio a palo vengono applicati fattori di carico e materiali adeguati, in cui i carichi di progettazione sono aumentati dai fattori di carico e la resistenza dell'acciaio e del terreno è ridotta dai fattori di sicurezza. Tabella elenca i fattori di carico e i fattori di sicurezza per il materiale utilizzati per la progettazione degli ancoraggi a palo, che sono i valori più conservativi delle raccomandazioni in [2, 3].

Tabella 1: Fattori di carico e fattori di sicurezza dei materiali utilizzati nell'analisi del progetto di ancoraggio a palo

Tipologia fattore	Valore fattore
Fattore di carico per i carichi di ancoraggio di progetto, SLU	1.75
Fattore di sicurezza del materiale per la resistenza del suolo, SLU	1.5
Fattore di sicurezza del materiale per acciaio, SLU	1.15

2.3 CARICHI DI PROGETTAZIONE DEI PALI

L'ancoraggio a palo è stato progettato in base ai carichi all'ancoraggio assiali e laterali massimi calcolati dalle simulazioni OpenFAST. I carichi all'ancoraggio assiali e laterali di progettazione non fattorizzati sono rispettivamente 135,7 kN e 3438 kN. Sulla base del fattore di carico nella Tabella , i carichi di ancoraggio assiali e laterali di progetto fattorizzati sono rispettivamente 237,5 kN e 6016 kN.

2.4 OTTIMIZZAZIONE PROGETTAZIONE ANCORAGGI A PALI

L'obiettivo dell'ottimizzazione è quello di identificare la geometria della pila che utilizza la minor quantità di acciaio (cioè, ha il volume di acciaio per il palo più basso) pur avendo sufficienti capacità assiali e laterali. Il volume del palo in acciaio è:

$$\text{Volume acciaio palo} = \pi D T_{\text{wall}} L (1 - T_{\text{wall}}/D) \quad (1)$$

Le variabili da ottimizzare sono L e D . Lo spessore della parete del palo T_{wall} è selezionato come $0,0333D$ seguendo le raccomandazioni di [1]. Questo valore soddisfa la raccomandazione dello spessore minimo della parete del palo di [3] per la gamma di diametri del palo considerati nell'analisi corrente. T_{wall} influisce sulla "plastic moment capacity", che può essere calcolata come:

$$\text{Plastic moment capacity} = (\sigma_y I)/(0.5D) \quad (2)$$

dove I è il secondo momento dell'area della sezione della pila e $\sigma_y = 355/1.15 = 308$ MPa è la resistenza allo snervamento fattorizzata dell'acciaio S355 (ridotta dal fattore di sicurezza del materiale nella Tabella). La "plastic moment capacity" deve superare il momento flettente massimo sperimentato dall'ancoraggio a palo sotto i carichi di ancoraggio di progetto. Pertanto, l'ottimizzazione del design dell'ancoraggio a palo può essere descritta dal seguente problema di ottimizzazione:

$$\begin{array}{ll} \text{minimizzare} & \text{Volume del palo in acciaio} \\ & L, D \end{array} \quad (3)$$

$$\begin{array}{l} \text{soggetto a} \\ \text{capacità assiale fattorizzata} \geq \text{carico assiale di progetto fattorizz} \\ \text{capacità laterale fattorizzata} \geq \text{carico laterale di progetto fattorizz} \\ \text{Plastic moment capacity} \geq \text{momento flettente massimo sotto carico di prog} \\ \text{fattorizzato} \end{array}$$

Figura a presenta la lunghezza minima del palo necessaria per diversi diametri per garantire che la capacità assiale fattorizzata e la capacità laterale degli ancoraggi del palo, in base al profilo LB s_u , superino i carichi assiali e di ancoraggio di progetto fattorizzati. Dalla Figura a si può osservare che la capacità laterale governa la progettazione per la geometria ottimale della pila. Figura b mostra il volume di acciaio del palo corrispondente in base alla lunghezza minima del palo per la capacità laterale dimensionante, che mostra che minore è il diametro, minore è il volume di materiale per il palo.

Figura a e la Figura b mostrano anche l'intervallo di diametri del palo non fattibili, in cui non vi è una "plastic moment capacity" sufficiente per resistere al momento flettente massimo agente sul palo. Solo le geometrie dei pali nella Figura a con $D \geq 1,3$ m hanno una "plastic moment capacity" sufficiente che supera il momento flettente massimo sotto i carichi fattorizzati. La geometria ottimale del palo è $D = 1,3$ m e $L = 22,1$ m. La profondità ottimale del "padeye" $z_{pad} = 0,67L$ è stata identificata cercando la profondità che si traduce in una rotazione minima del palo; questo valore è in linea con i dati in letteratura [4]. I profili di spostamento orizzontale e momento flettente per la geometria ottimale del palo sono mostrati nella Figura . Il momento flettente massimo si verifica alla profondità del "padeye".

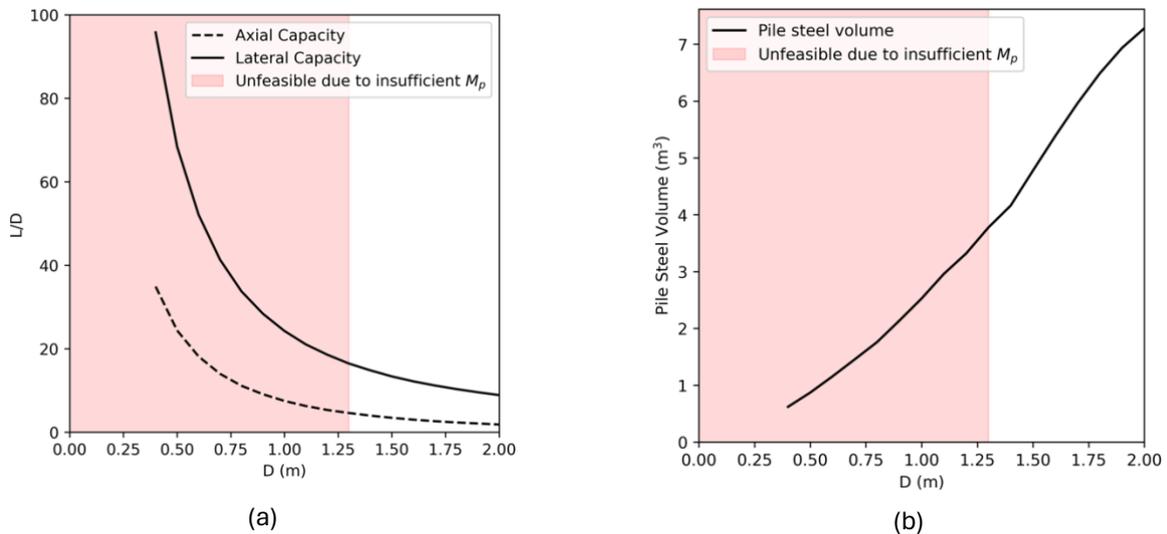


Figura 2: (a) L minimo per ogni D per soddisfare i vincoli sui carichi di ancoraggio di progetto fattorizzati (b) Volume di acciaio basato sulla L minima per la capacità laterale per superare il carico di ancoraggio di progetto fattorizzato

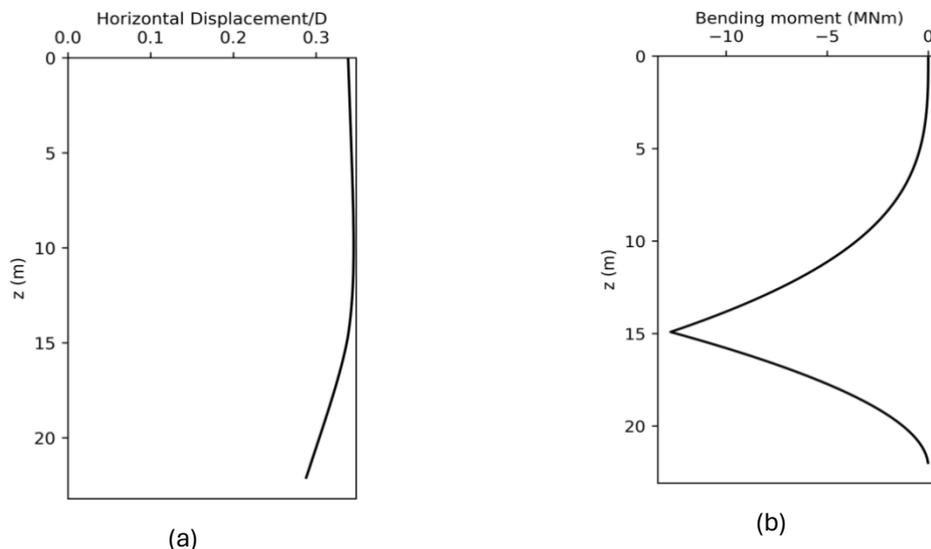


Figura 3: Profili per la geometria ottimale del palo $D = 1,3 \text{ m}$, $L = 22,1 \text{ m}$ (a) Profilo di spostamento orizzontale (b) Profilo del momento flettente

L'analisi di cui sopra viene è stata ripetuta per i profili BE e UB s_u e le geometrie dei pali fattibili e ottimali basate su questi profili s_u sono mostrate nella Figura . Come l'analisi di cui sopra, la capacità laterale dell'ancoraggio a palo governa la progettazione delle geometrie ottimali del palo e il volume di acciaio del palo aumenta con il diametro dello stesso.

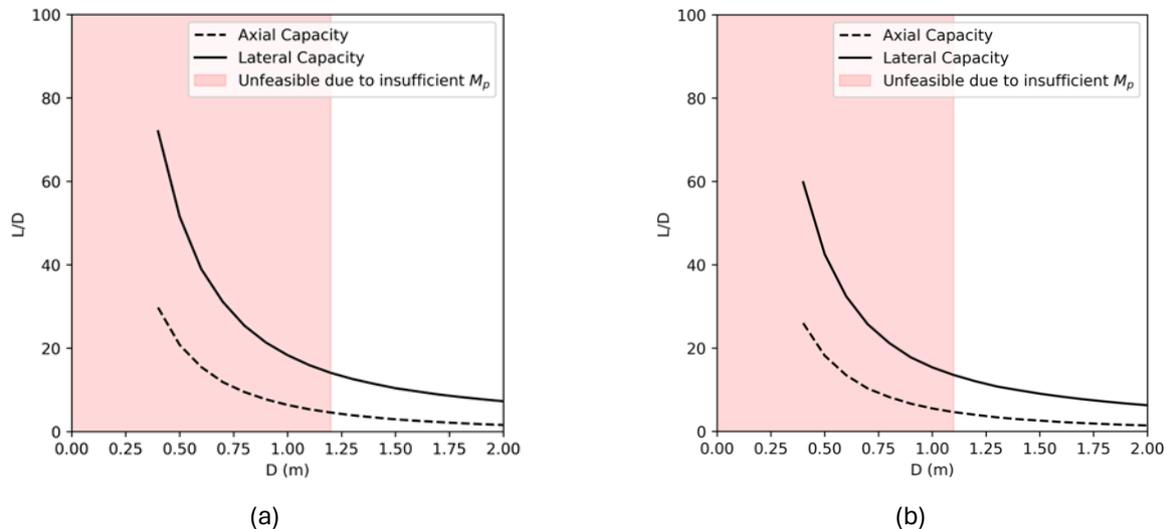


Figura : L minimo per ogni D per soddisfare i criteri sui carichi di ancoraggio di progetto fattorizzati (a) in base al profilo BE s_u (b) in base al profilo UB s_u

Le geometrie ottimali di ancoraggio del palo determinate utilizzando i profili LB, BE e UB s_u sono riassunte nella Tabella , che elenca anche le "plastic moment capacities" e le capacità assiali e laterali fattorizzate per le geometrie ottimali di ancoraggio del palo.

Tabella 2: Geometrie di ancoraggio pali ottimali utilizzando i profili LB, BE e UB s_u

Geometria pali	Analisi LB	BE analysis	Analisi UB
D (m)	1.3	1.2	1.1
L/D	17	15	14
L (m)	22.1	18.0	15.4
T_{wall}/D	0.0333	0.0333	0.0333
Volume pali in acciaio (m^3)	3.78	2.62	1.89
z_{pad}/L	0.67	0.69	0.69
Capacità assiale (kN)	1947	1411	1809
Capacità laterale (kN)	6437	6830	6548
Carico assiale di progetto (kN)	237.5	237.5	237.5
Carico laterale di progetto (kN)	6016	6016	6016
Momento flettente massimo (MN.m)	12.74	10.2	8.84
Plastic moment capacity (MN.m)	16.04	12.62	9.72

3 ANALISI DELLE CRITICITA' INDIVIDUATE

Sulla base dello studio di pericolosità geologica eseguito da ENSU (Documento N. R.1.3.3) l'area di impianto del progetto Barium Bay risulta parzialmente caratterizzata da fondali interessati da azioni dovute a correnti di fondo. Non si evidenzia la presenza di chiare forme di fondo legate alla mobilità dei sedimenti, ad eccezione di una limitata area nella parte settentrionale del campo, in prossimità del ciglio della scarpata, all'interno della quale vengono identificate forme erosive.

Come osservabile dalla seguente figura, gli aerogeneratori i cui ancoraggi sono da installare nell'area fortemente deformata sono n. 6.

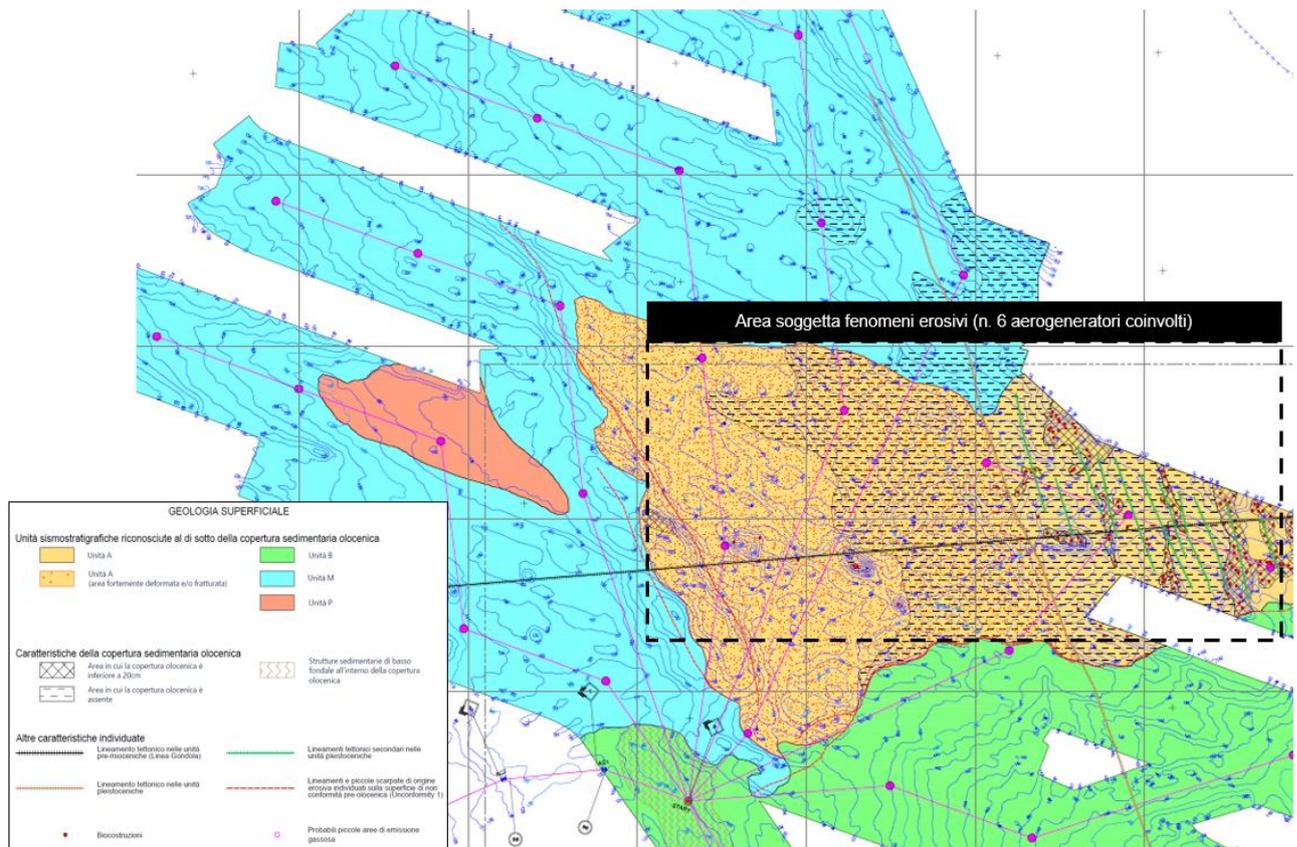


Figura : Inquadramento planimetrico geologia superficiale dell'area di intervento con particolare riferimento a quella soggetta a forti fenomeni erosivi

In questa zona sono evidenti forme erosive di deformazione dei terreni nell'immediato sottofondo marino.

La genesi di questo fenomeno di erosione diffusa va ricercato nelle correnti di fondo che interessano le aree in esame. In accordo con le 'Note illustrative della Carta Geologica Dei Mari Italiani alla scala 1:250.000 - Fogli NK 33-6 e NK 33-8/9 Vieste e Bari' la presenza di forti correnti di fondo è confermata dai depositi contouritici sulla scarpata e sulla Frana di Gondola.

La correlazione tra i fenomeni erosivi e la frana di Gondola non è riferita a fenomeni di instabilità, che ad oggi sono sostanzialmente assenti, ma semplicemente alla morfologia che il fondale assume in corrispondenza delle aree, come quella della frana di Gondola, interessate da brusche modificazioni di assetto. Infatti, l'interazione delle correnti con le irregolarità topografiche porta allo sviluppo associato di depositi da corrente di notevole spessore e aree prevalentemente in erosione. I depositi da corrente appaiono sviluppati alla base dei tratti di scarpata superiore più ripidi e interessati da morfologie erosive. In particolare, un insieme di dati comprendente profili CHIR sonar, mosaici side-scan sonar (TOBi), rilievi batimetrici multibeam e carote di sedimento permette di riconoscere la presenza di sediment drifts (di forma allungata, plastered, o isolati) e campi di sediment waves

che migrano sopra-corrente (VERDICCHIO et alii, 2007). L'azione erosiva delle correnti è testimoniata localmente dalla presenza di truogoli (moats) allungati e, più arealmente, da estese superfici erosive e da aree con numerose evidenze di solchi erosivi rettilinei (farrows), specialmente dove bruschi cambi nell'andamento regionale della scarpata inducono la corrente di fondo ad accelerare.

La frana di Gondola ha un'età riferibile all'inizio dell'ultimo massimo glaciale, in base alla datazione di depositi che ne ricoprono la porzione più distale (tav. 4; MINISINI et alii, 2006). La probabile origine sismogenetica del fenomeno franoso (Minisini, D., Trincardi, F., & Asioli, A., 2006) connesso alla bassa sismicità specifica dell'area (DISS – Database of Individual Seismogenic Sources Version 3.3.0) attesa nei modelli e da evidenze che indicano la parte attiva della Faglia di Gondola nella parte occidentale garganica (Bucci et alii., 2010) fanno supporre che non sussistano le condizioni per poter ipotizzare la riattivazione del fenomeno. Ciò trova conferma nell'analisi dei dati SBP in questa specifica area che mostrano tali aree di deformazione e fratturazioni, ove non affioranti, sepolte da corpi sedimentari indeformati che ne suturano la propagazione.

Sulla scorta di tutto quanto sopra e di quanto più diffusamente riportato nell'elaborato R.1.3.3, si può concludere **che i fenomeni di instabilità associati alla frana di Gondola si sono verificati storicamente a causa di specifiche condizioni sismiche, geomeccaniche e idrodinamiche non più replicabili nel contesto attuale e che, quindi, ad oggi il complesso di frana è da intendersi esclusivamente come una evidenza geomorfologica che influenza solamente l'andamento delle correnti di fondo e non certamente la stabilità delle forme di fondo.**

Nel seguito, quindi, si riporta un approfondimento del predimensionamento degli ancoraggi tenendo conto della presenza del fenomeno erosivo citato.

4 PREDIMENSIONAMENTO DELLE OPERE POST SOPRALLUOGO

Fermo restando i carichi, le caratteristiche le ipotesi di dimensionamento dei pali di ancoraggio adottate nella fase di progettazione pre-sopralluogo (cfr. par. 2) nel seguito sono riportate le nuove dimensioni delle opere di ancoraggio considerando anche l'azione erosiva.

4.1 IMPATTO DELL'EROSIONE E METODI DI PREDIMENSIONAMENTO DEGLI ANCORAGGI

I fondali marini possono essere oggetto di fenomeni erosivi, a seconda della morfologia dell'area, dell'intensità e direzione delle correnti (e/o del moto ondoso) e della granulometria di sedimenti costituenti il fondale stesso. In linea generale, sedimenti a grossa pezzatura (ghiaie e ciottoli) e coesivi (limi fini e argille) risultano meno suscettibili a tali fenomeni erosivi, mentre i sedimenti granulari a pezzatura intermedia (limi grossolani e sabbie) sono generalmente più suscettibili ad erosione.

Per quanto riguarda l'effetto di tali fenomeni sulle strutture offshore, è opportuno distinguere le seguenti categorie:

- Mobilità dei fondali ('seabed mobility'). Questo fenomeno consiste in una variazione del livello del fondale su ampia scala, dovuta all'apporto o rimozione di sedimenti su lunghi periodi, oppure alla migrazione di sedimenti superficiali (come potrebbe accadere nel caso di presenza di 'sand waves' o simili).
- Erosione globale ('global scour'). Questa fenomenologia è caratterizzata da incisioni relativamente estese nell'intorno della struttura (per esempio l'intera impronta di un jacket) e presenta generalmente un'incisione nel fondale con pareti a pendenza limitata.
- Erosione locale ('local scour'). Fenomeno che si sviluppa nell'intorno della struttura (per esempio del singolo palo), determinando incisioni generalmente più profonde e caratterizzate da pareti ripide.

Per quanto riguarda il fenomeno di 'seabed mobility', questo è indipendente dalla presenza o meno di strutture, mentre i fenomeni di erosione globale e/o locale si sviluppano a causa dell'interazione tra le correnti di fondo (e/o moto ondoso in funzione della profondità d'acqua) e la struttura stessa, la quale rappresenta un ostacolo al suo flusso libero (Figura 6).

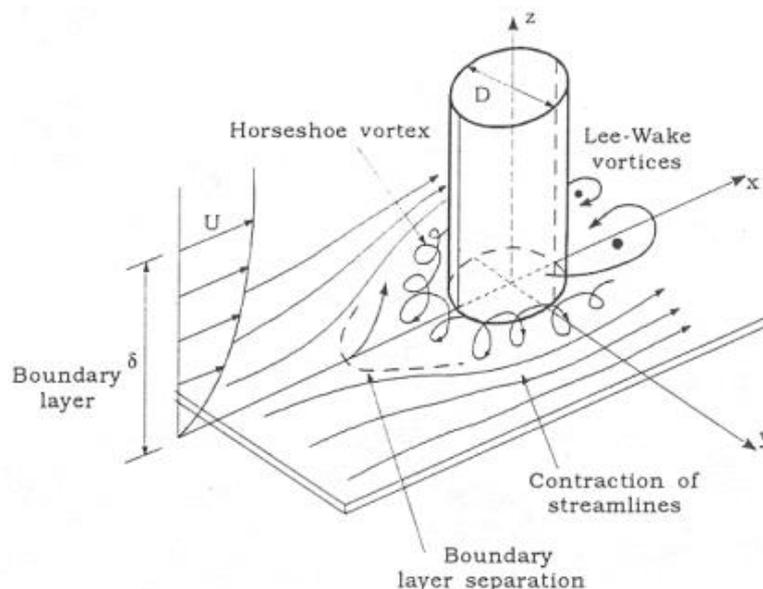
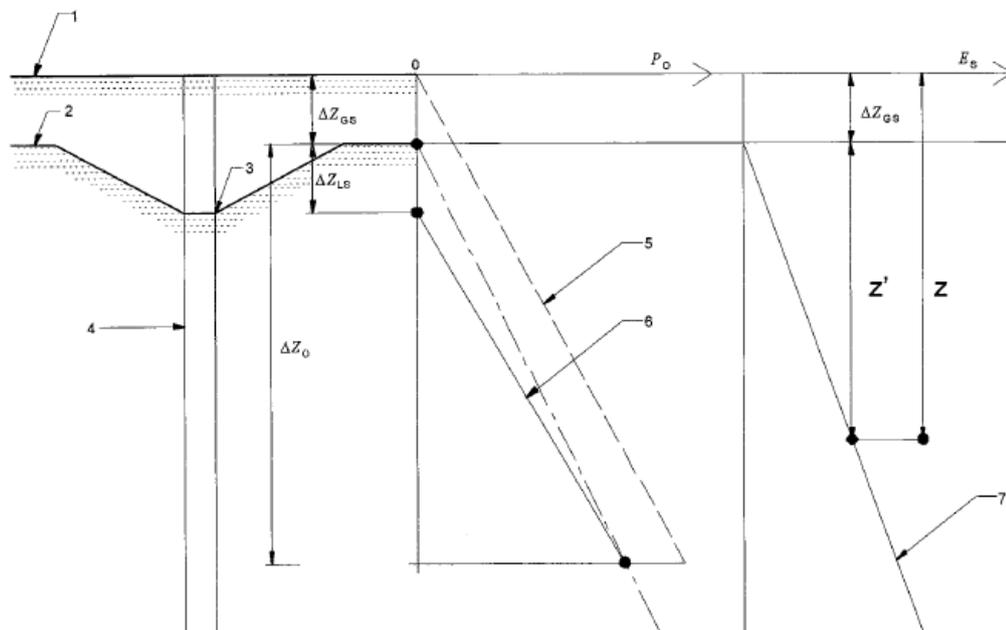


Figura 6: Schematizzazione dell'interazione idrodinamica con un palo infisso nel fondale.

Nel caso di un palo di ancoraggio la porzione di palo che fuoriesce dal fondale ('stick-up') è tipicamente limitata a pochi metri (a differenza dei pali di fondazione) e pertanto l'interazione idrodinamica può risultare limitata. Come indicato in 0, fenomeni di erosione globale non vengono tipicamente riscontrati nel caso degli ancoraggi, nell'intorno dei quali si possono invece sviluppare fenomeni di erosione locale.

Come riportato nelle linee guida API RP 2GEO, l'erosione locale attorno ad un palo cilindrico isolato può portare ad incisioni con profondità fino a 1.5 volte il diametro del palo (1.3 volte il diametro esterno del palo secondo le linee guida DNV-RP-C212 0), livello oltre il quale viene tipicamente raggiunta una condizione di equilibrio. **Questa soglia rappresenta una stima cautelativa che può essere considerata in fase di progettazione dell'ancoraggio stesso per tenere conto degli effetti negativi dell'erosione sulla capacità ultima dell'ancoraggio stesso.** L'erosione locale determina infatti una riduzione della capacità del palo di ancoraggio nei confronti delle azioni sia assiali che laterali. Oltre che alla rimozione del terreno eroso (che pertanto non contribuisce più alla resistenza), l'erosione locale determina anche una riduzione dello stato di sforzo che può arrivare ad interessare una profondità fino a 6 volte (0) il diametro del palo (vedi Figura).



1	Original seafloor level	Δz_{GS}	General scour depth
2	Level after general scour	Δz_{LS}	Local scour depth (1.5 × D typical)
3	Level of local scour	Δz_O	Overburden reduction depth (6.0 × D typical)
4	Pile	P'_O	Vertical effective stress
5	No scour case	E_S	Initial modulus of subgrade reaction
6	Local scour case	z	Depth below original seafloor
7	$E_S = k z'$ (see Table 5 for k)	z'	Final depth below seafloor, after general scour

Figura 7: Schematizzazione dell'effetto dell'erosione sullo stato di sforzo verticale efficace 0

Si nota che, nel caso la linea di ancoraggio sia collegata al palo in profondità, lungo il suo fusto, l'azione meccanica della catena/linea di ancoraggio sotto l'effetto dei carichi ciclici a cui questa è soggetta, può determinare il rimaneggiamento dei sedimenti circostanti. In determinate circostanze, tale azione di rimenggiamento può favorire l'erosione nell'intorno della catena nella zona di connessione all'ancoraggio,

determinando pertanto una riduzione della sua capacità ultima. Questo effetto avverso, può essere tenuto in conto in fase di progettazione dell'ancoraggio secondo la metodologia proposta da Feng et al. 0. In alternativa, la problematica del 'chain trenching' può essere evitata prevedendo il collegamento della linea in testa al palo, sebbene questo determini una minore efficienza dell'ancoraggio stesso.

L'erosione locale (e/o globale) può essere inoltre prevenuta (già in fase di progettazione) o mitigata (durante la vita utile della struttura) tramite una serie di misure di protezione, tra cui la posa in opera di materiale inerte di grossa pezzatura ('rock dumping') e o altro materiale di zavorra stabile nei confronti delle correnti (sacchi di sabbie, 'materassi di cemento', etc.). Tuttavia si nota che tali tecniche presentano costi significativi e pertanto considerare gli effetti dell'erosione nella progettazione dell'ancoraggio risulta tipicamente più conveniente.

Il monitoraggio dei fenomeni di erosione può essere effettuato tramite rilievi batimetrici e/o investigazione diretta tramite ROV, nell'intorno delle strutture attenzionate. I dati dei rilievi batimetrici acquisiti in tempi diversi possono inoltre essere confrontati ed utilizzati per stimare l'evoluzione del fenomeno.

4.2 PREDIMENSIONAMENTO DEGLI ANCORAGGI

Sulla scorta delle indicazioni riportate, mantenendo inalterati i diametri dei profili LB, BE e UB_{su} precedentemente individuati e la tipologia di ancoraggi consistenti in pali battuti, si è deciso di incrementare la profondità di infissione dei pali in modo da scongiurare i fenomeni di erosione locale. In particolare, nel rispetto delle linee guida si ottiene quanto segue:

Tabella 3: Nuove geometrie di ancoraggio pali ottimali utilizzando i profili LB, BE e UB_{su}

Geometria pali	Analisi LB	BE analysis	Analisi UB
<i>D</i> (m)	1.3	1.2	1.1
<i>L/D</i>	17	15	14
L (m) [lunghezza ottimale]	22.1	18.0	15.4
<i>Linee guida API RP 2GEO</i> <i>[1,5XD palo]</i>	1.95	1.80	1,65
<i>Linee guida DNV-RP-C212</i> <i>[1,3xDest palo]</i>	1.69	1.56	1.43
<i>Riduzione dello stato di sforzo</i> <i>per effetto erosivo</i> <i>[6xD palo]</i>	7.80	7.20	6.60
Nuova Linfissione (m)	29.90	25.20	22.00

In tabella 3 sono riportate le nuove lunghezze di infissione tenendo conto degli effetti erosivi. L'infissione calcolata permetterà di mantenere interrata e in esercizio la lunghezza ottimale dei profili già identificata nelle precedenti fasi di studio.

Sulla scorta di quanto sopra riportato si conclude che la posizione delle n. 6 postazioni ricadenti all'interno dell'area interessata da erosione del fondale può essere confermata, ipotizzando di incrementare la lunghezza di infissione degli ancoraggi in pali battuti, che dovranno avere una infissione pari a circa 30 m.

5 RIFERIMENTI

- [1] ABS. Offshore Anchor Data for Preliminary Design of Anchors of Floating Offshore Wind Turbines. Houston, USA: American Bureau of Shipping (ABS); 2013.
- [2] DNV. Floating wind turbine structures. 2021.
- [3] API. Recommended Practice for Planning Designing and Constructing Fixed Offshore Structures—Working Stress Design. Washington DC, USA: American Petroleum Institute (API) 2007.
- [4] Ramadan MI, Butt SD, Popescu R. Effect of Padeye Depth on the Behavior of Offshore Anchor Piles Under Mooring Forces. ASME 2015 34th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering 2015.
- [5] Lloyd's Register, LR-RP-003 - Recommended Practice for Floating Offshore Wind Turbine Support Structures – gennaio 2024.
- [6] DNV, 2019, DNV-RP-C212 - Offshore soil mechanics and geotechnical engineering.
- [7] API, 2014, RP 2 GEO: Geotechnical and Foundation Design Considerations, 1st Edition plus Addendum 1
- [8] X. Feng, S. Gourvenec , D. J. White, 2018, Load capacity of caisson anchors exposed to seabed trenching, Ocean Engineering.