



DIPARTIMENTO REGIONALE TECNICO
UFFICIO DEL GENIO CIVILE DI SIRACUSA

PORTO RIFUGIO DELLA BAIJA DI SANTA PANAGIA (SR)

INTERVENTI URGENTI DI RIPRISTINO DELLA STRUTTURA DELLA DIGA FORANEA
NEL PORTO RIFUGIO DELLA BAIJA DI SANTA PANAGIA A SIRACUSA

PROGETTO DEFINITIVO

(ai sensi dell'art.23, comma 8 D.gs. 50/2016)

**Relazione geotecnica
e calcoli di verifica**

DATA PROGETTO
31/01/2022

FASE

PD

AMBITO

GEN

TIPO

REL

N° / SIGLA

GEN030

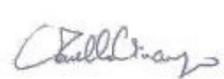
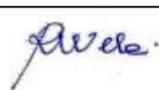
TAVOLA

A.12

REV

0

Rev.	DATA	DESCRIZIONE	STATO
A		EMISSIONE	VIGORE

	RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Arch. Gino Montecchi 
	PROGETTAZIONE: Ing. Ranieri Meloni  Dott. Vincenzo Vanella 
	DIREZIONE LAVORI: Ing. Ranieri Meloni 
	COLLABORATORI ALLA PROGETTAZIONE Geom. Salvatore Galioto 

VISTI E APPROVAZIONI

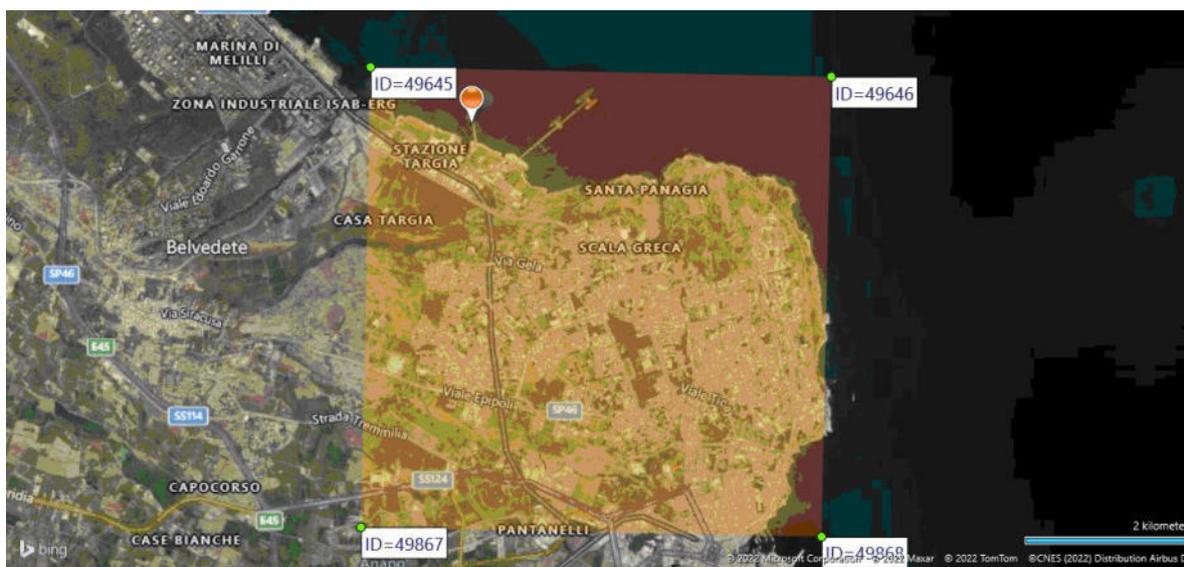
RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI

Nella presente relazione vengono riportati i risultati delle elaborazioni a carattere geotecnico eseguite per le opere di fondazione da realizzare nell'ambito dell'intervento di ripristino funzionalità del porto Rifugio di Santa Panagia – Siracusa. Per la descrizione dell'opera si rinvia alla specifica relazione e agli elaborati grafici progettuali.

Le valutazioni geotecniche operate, parte integrante degli elaborati progettuali relativi ai lavori in oggetto, faranno riferimento per le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione ai dati riportati nella Relazione geologico-tecnica redatta dal dott. geol. Sebastiano Bongiovanni.

INDIVIDUAZIONE DEL SITO



Identificativi e coordinate (Datum ED50) dei punti che includono il sito		
Numero punto	Latitudine [°]	Longitudine [°]
49645	37.1207	15.2396
49646	37.1197	15.3020
49867	37.0707	15.2384
49868	37.0697	15.3007

TIPOLOGIA STRUTTURALE:

Trattasi di Pilone di ormeggio in cls, costituito da un blocco di forma parallelepipedica in cls, dimensioni 4,90x4,90x7,50 circa, basato sullo strato calcarenitico sottostante.

Problemi geotecnici e scelte tipologiche.

La caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione compresi nel volume significativo, ovvero in quella parte di sottosuolo che viene influenzata direttamente o indirettamente dalle opere in oggetto, viene riportata in dettaglio nella relazione geologico-tecnica allegata.

Vengono di seguito indicati i parametri fondamentali per la valutazione della capacità portante del terreno di fondazione e le scelte tipologiche adottate per il dimensionamento delle opere di fondazione, non avendo riscontrato altre particolari problematiche di tipo geotecnico.

Al fine d'identificare la categoria di sottosuolo, tramite la conoscenza dello spessore e natura dei diversi strati che compongono il terreno sottostante il piano di posa delle fondazioni, per il dimensionamento strutturale e geotecnico delle stesse sono state effettuate delle indagini in sito ubicate nell'area oggetto dell'intervento.

L'area in esame è sostanzialmente pianeggiante, caratterizzata da un fattore di amplificazione topografico pari a T1, pertanto non si osservano variazioni di quota della superficie topografica degne di valutazioni particolari.

Per definire la stratigrafia di progetto, dei terreni di sedime dei lavori in oggetto e per acquisire i parametri fisico-meccanici dei terreni in esame è stata condotta sull'area interessata dall'intervento di progetto una campagna di indagini conoscitive, anche sulla scorta delle informazioni reperibili dagli atti d'ufficio, prendendo come riferimento dati e prove in aree limitrofe a quella in esame e caratterizzate da continuità geologico tecnica. E' stato definito a seguito di un attento sopralluogo dell'area in oggetto e le caratteristiche dei terreni rientranti nel volume significativo risultano descritte nella relazione geologica allegata.

CARATTERIZZAZIONE FISICO MECCANICA DEI TERRENI E DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

I terreni di interesse presenti nell'area in studio risultano costituiti da calcareniti organogene giallastre, a tratti irregolarmente cementate, leggermente fratturate, intercalate da sabbie rossastre, ricoperte da materiale detritico

La categoria assunta per il suolo di fondazione per il sito in oggetto è: B

L'interazione terreno struttura viene modellata applicando il modello di Winkler, il quale caratterizza il sottosuolo con una relazione lineare fra il cedimento in un punto della superficie limite e la pressione agente nello stesso punto, indipendentemente da altri carichi applicati in punti diversi. Si assume cioè che:

$$p = k_v w$$

dove K_v è detta costante di sottofondo o coefficiente di reazione del terreno e w è l'abbassamento della trave di fondazione tale da comprimere il terreno sottostante.

Il valore di tale coefficiente k adottato nel lavoro in oggetto ($k_v = 10.00 \text{ daN/cm}^3$), con riferimento ai dati geologico-geotecnici forniteci, è stato desunto da valori tabellati riportati in letteratura.

Tale modello viene esteso anche alla componente orizzontale dello spostamento, utilizzando un valore della costante orizzontale pari a $k_o = 5.00 \text{ daN/cm}^3$.

I piloni sono stati modellati utilizzando una serie di "vincoli cedevoli" (molle concentrate) al nodo posto alla base.

Tali molle sono tre di tipo traslazionale (X,Y,Z) e tre di tipo rotazionale (Rx, Ry, Rz).

Per fondazioni massicce dirette come nel caso in esame, le costanti elastiche si ricavano ipotizzando il plinto rigido e il suolo alla Winkler. Tale operazione viene fatta integrando i valori dei moduli di Winkler (verticale e orizzontale) sulla superficie di contatto del plinto e imponendo uno spostamento unitario.

Il contributo a rotazione intorno ad un asse orizzontale viene computato considerando il momento generato dalla rotazione unitaria attraverso un diagramma delle pressioni di contatto a farfalla. Il contributo a rotazione intorno all'asse verticale viene calcolato in base all'attrito (modellato attraverso molle) imponendo una rotazione unitaria.

Di seguito tabella riepilogativa di parametri sismici, fisico-meccanici ed elastici del suolo di fondazione

- Categoria suolo di fondazione B
- Classe d'uso IV
- Coefficiente topografico T1
- Coesione $C = 0,33 \text{ Kg/cm}^2$
- Aderenza* (adesione tra fondazione e terreno su tutta l'area di base) $= 0,16 \text{ kg/cm}^2$
- Angolo attrito interno $\phi = 35^\circ$
- Angolo attrito* per slittamento $\delta = 23,33^\circ$
- Peso di volume $\gamma = 2.00 \text{ t/m}^3$
- Coefficiente di sottofondazione $K_w = 10,00 \text{ Kg/cm}^3$
- Modulo edometrico $E_{ed} = 300 \text{ kg/cm}^2$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.30$

*I valori dell'angolo di attrito per slittamento δ e dell'aderenza (c_a) dipendono da aspetti locali, come ad esempio la scabrezza della suola di fondazione. In generale δ è compreso tra $2/3$ di ϕ (valore indicato dal geologo) e $4/5$ di ϕ .

Per fondazioni scabre il valore di ϕ è molto prossimo al valore dell'angolo di attrito del terreno ($\delta \approx 0.9 \phi$) e il valore di c_a che non è stato specificato nella relazione geologica, può essere ottenuto come frazione della coesione ($c_a \approx 0.6 c$).

Verifiche della sicurezza e delle prestazioni: identificazione dei relativi stati limite.

Le verifiche della sicurezza in fondazione sono condotte nei riguardi dello stato limite ultimo e dello stato limite di esercizio.

Le verifiche nei riguardi degli stati limite previsti dalla Normativa ed eseguite sono:

STR - raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;

GEO - raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

EQU - perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi;

Verifiche STR: le verifiche di resistenza degli elementi strutturali di fondazione sono eseguite contestualmente alla verifica degli elementi strutturali in elevazione.

Verifiche GEO: le verifiche di resistenza del terreno interagente con la struttura sono condotte confrontando i valori di resistenza con quelli di progetto, secondo l'Approccio 2, come riportato nelle pagine seguenti.

Verifiche EQU: L'opera è soggetta ad azioni di tipo verticale e di tipo orizzontale. La verifica a ribaltamento consiste nel valutare l'eventuale perdita di equilibrio della struttura, considerata come corpo rigido, determinando il margine di sicurezza alla rotazione intorno ad un punto esterno della struttura.

TEORIA DI CALCOLO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI.

Il calcolo è stato effettuato seguendo la teoria di Meyerhof, la quale tiene conto:

- della forma della fondazione;
- della profondità del piano di posa della fondazione;
- dell'inclinazione del carico sulla fondazione;
- dell'eccentricità del carico;
- dell'effetto inerziale nella fondazione;
- dell'effetto cinematico del sottosuolo;

La formula utilizzata è riportata nella relazione di calcolo ed è quella riportata nella tabella 4.1 del testo "Fondazioni Progetto e Analisi" ("Foundation Analysis and Design", Joseph E. Bowles, 1988), poi esplicitata nel paragrafo 4.3.2 con i relativi fattori di forma, profondità, inclinazione, con le specificazioni conseguenti ai carichi eccentrici (sezioni ridotte di dimensioni "equivalenti") e tenendo conto del posizionamento in acqua dell'elemento strutturale da verificare.

I fattori di portanza sono stati calcolati per $\phi=34^\circ$.

- Caratterizzazione sismica del suolo di fondazione:

La categoria assunta per il suolo di fondazione per il sito in oggetto è: B

(la combinazione di carico più gravosa, che è stata considerata, è quella del vento di uragano agente sulla nave in ormeggio)

Scelta del tipo di fondazioni.

In funzione dei risultati ottenuti dalla campagna di indagini eseguite e della tipologia strutturale adottata per i lavori in oggetto, si è proceduto alla scelta delle tipologie di fondazione, costituita dalla base dello stesso pilone, per distribuire i carichi trasmessi dalla sovrastruttura al terreno di fondazione ripartendoli il più possibile in modo uniforme sul suolo di sedime delle fondazioni stesse. La profondità del piano di posa è sostanzialmente uguale a quella dei piloni preesistenti. Sono stati previsti accorgimenti e interventi tecnici (materassi) per prevenire fenomeni di erosione o scalzamento.

L'intervento è strutturalmente semplice e le dimensioni strutturali delle opere di fondazione, costituenti unico blocco continuo e unico elemento strutturale (relativamente al presente calcolo) sono evidenziate negli elaborati grafici.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) ed agli stati limite d'esercizio (SLE) indagati risultano tali da non limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza, la durabilità della struttura garantendo un grado di sicurezza ed un livello di prestazioni nel rispetto della normativa vigente in materia.

Ipotesi assunte ed analisi dei risultati nei riguardi del complesso terreno-opera di fondazione.

Tutte le analisi presentate si riferiscono studio del sottosuolo semplificando la situazione reale con criteri cautelativi, analizzando diverse possibili schematizzazioni ed adottando i risultati meno favorevoli mediante coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno, coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni e coefficienti parziali di sicurezza da applicare alle resistenze caratteristiche.

La caratterizzazione geologica da un lato, le caratteristiche dimensionali, strutturali e le configurazioni di carico dall'altro, hanno reso possibile effettuare valutazioni che hanno conto del comportamento complessivo delle strutture e delle interazioni terreno-fondazione.

Si rimanda alla Relazione Geologica-Tecnica redatta dal Dott. Geologo Sebastiano Bongiovanni per altre informazioni relative alla stratigrafia che caratterizza il suolo di fondazione.

Dalle verifiche eseguite risultano livelli di sicurezza accettabili e pertanto i lavori in oggetto si valutano realizzabili. Ad ogni buon fine si specifica che sono state eseguite più calcolazioni di verifica, manuali e automatizzate con schematizzazioni semplificative, riportate nell'elaborato di calcolo, che hanno confermato la realizzabilità dell'opera.

Per quanto sopra esposto, a seguito delle analisi geomorfologiche e dalle verifiche geotecniche svolte l'intervento in oggetto, nel rispetto delle disposizioni progettuali individuate, si ritiene perfettamente compatibile con le caratteristiche del sottosuolo ed attuabile nel rispetto delle Norme vigenti e delle esigenze della Committenza. Si specifica che le verifiche sono state fatte sulla scorta dell'imbarcazione di massima dimensione di cui è previsto l'ormeggio e la cui scheda tecnica è inserita tra gli atti progettuali.

Si prescrive che in corso d'opera si debba riscontrare la rispondenza della caratterizzazione geotecnica assunta in progetto. Inoltre, poiché le verifiche sono state fatte introducendo ipotesi semplificative, anche se sempre a vantaggio di sicurezza, la presente relazione non può essere posta a base di eventuali ulteriori diversi interventi, ma questi devono essere fatti solo con preventive specifiche ulteriori indagini e prove geotecniche, calibrate sugli interventi da eseguire dopo le necessarie verifiche strutturali e geotecniche di laboratorio.

Per quanto attiene le fasi e modalità costruttive (punto 6.2.3 delle norme tecniche), gli interventi da realizzare saranno preceduti dall'infissione di palancole o simili per isolare la zona del singolo pilone e realizzare le lavorazioni e il getto nelle condizioni ottimali; trattandosi di fase tipica del progetto esecutivo e di successiva cantierizzazione, l'impresa esecutrice provvederà al ricalcolo delle palancole in funzione della propria programmazione e progettazione esecutiva, da raccordare con il cronoprogramma di progetto. Non si ravvisano particolari problematiche nella fase transitoria di esecuzione, ma comunque si specifica che in nessun modo la modalità di organizzazione lavorativa dell'impresa esecutrice, potrà incidere negativamente, anche temporaneamente, sulle condizioni di sicurezza dei piloni esistenti.

CALCOLI DI VERIFICA

Riferimenti Legislativi.

Tutte le operazioni illustrate nel prosieguo e quelle che dovranno approfondirsi in fase di progetto esecutivo, relative all'analisi della struttura ed alle verifiche sugli elementi sono da effettuare in piena conformità alle seguenti norme:

Norme Tecniche C.N.R. 10011 (per quanto applicabili):

"Costruzioni di acciaio - Istruzione per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione."

Norme C.N.R. 10024:

" Analisi delle strutture mediante calcolatore elettronico: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo."

Ordinanza del Presidente del Consiglio 3274 - 08/05/2003:

"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica."

Ordinanza del Presidente del Consiglio 3431 - 03/05/2005:

"Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio 3274 - 08/05/2003."

UNI ENV 1992-1-1: Eurocodice 2:

"Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"

UNI ENV 1993-1-1: Eurocodice 3:

"Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici."

UNI ENV 1998-1-1: Eurocodice 8:

"Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 1-1: Regole generali."

D.M. 17/01/2018:

"Norme tecniche per le costruzioni."

Circolare CSSLPP n. 7 del 21/01/2019:

"Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018."

Si è fatto inoltre utile riferimento al documento: "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime", Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, pubbl.1450, Roma 1996.

INQUADRAMENTO DELL'INTERVENTO

L'intervento in progetto consiste essenzialmente in una manutenzione straordinaria, senza inserimenti o modifiche strutturali tali da alterare il comportamento delle preesistenze.

Vengono pertanto sostituiti i piloni mancanti o da eliminare perché troppo danneggiati, con strutture essenzialmente analoghe e analogamente per le passerelle esistenti.

Viene ripristinato il riccio di testa ed effettuata la rifioritura della "diga", riparati gli elementi danneggiati.

Rispetto al sistema strutturale esistente, e volendo riferirsi alla classificazione del DM 17/01/2018 l'intervento può classificarsi di tipo locale, salvo per un lievissimo (e modestissimo in termini sia dimensionali che strutturali) limitato ampliamento della banchina.

Si è ritenuta necessaria la verifica analitica dei soli piloni, per la loro rilevanza strutturale ed economica. L'intervento sull'opera foranea di difesa, diga a gettata con massi artificiali, facendo riferimento a documentazione di pubblico dominio già citata nella relazione tecnico-illustrativa, è automaticamente verificato.

Per quanto riguarda le azioni considerate nel calcolo del pilone tipo, considerando la loro rilevanza nel funzionamento della struttura del porto rifugio e la rigidità della scelta progettuale, queste sono state sempre fatte considerando carichi sovradimensionati (ad esempio nell'azione del vento e nell'area esposta al vento), perché i piloni per motivi funzionali e progettuali sono stati previsti analoghi a quelli esistenti e si è verificato che pur sovradimensionando carichi e azioni previste i piloni esistenti e quelli in progetto rientrano entro i limiti di sicurezza. Per le opere interne complementari (paraurti, fender, bitte ed anelloni), che trasmettono gli sforzi dalle navi in attracco o in ormeggio alle strutture dei piloni o della banchina, le azioni di progetto da considerare possono essere quelle di normativa o di indicazioni tecniche di riconosciuta affidabilità come previsto dal capitolo 12 del D.M. 17/01/2018, con calcoli spesso calibrati sulla particolare proposta commerciale e facenti parte della stessa.

Sulle strutture di accosto rigide l'energia di impatto del natante viene fatta assorbire da elementi elastici deformabili (fenders) che dissipano l'energia cinetica in lavoro di deformazione.

Le bitte mantengono la nave in sosta all'ormeggio e sono collegate al natante con gomene, in genere di canapa, di sezione adeguata. Si rimanda agli elaborati grafici per la tipologia di bitte. Per quanto di interesse per dislocamento (D) fino a 2.000 t, ipotizzato orizzontale il tiro sulla bitta, questo può essere considerato pari a 100 kN, con la precisazione che per bitte isolate il valore dovrà essere raddoppiato (tabella 7.IV, testo di Giuseppe Matteoli, Lineamenti di Costruzioni Marittime, SGE Padova, IV Edizione, luglio 2014).

VERIFICA PILONI DI ORMEGGIO

Coordinate WGS 84: 37.113277,15.252591

Coordinate ED50: 37.114341,15.253397

Parametri sismici

Cu= 2 (a vantaggio di sicurezza)

Vn (anni) = 50

Stato Limite	Tr [anni]	ag [g]	Fo	Tc* [s]	
Operatività (SLO)		60 0.061		2.509 0.276	
Danno (SLD)		101 0.086		2.420 0.307	
Salvaguardia vita (SLV)		949 0.313		2.358 0.462	
Prevenzione collasso (SLC)		1950 0.448		2.347 0.519	
Periodo di riferimento per l'azione sismica:		100			
Cat. Sottosuolo	B				
Cat. Topografica	T1				
	SLO	SLD	SLV	SLC	
SS Amplificazione stratigrafica		1,20	1,20	1,10	1,00
CC Coeff. funz categoria		1,42	1,39	1,28	1,25
ST Amplificazione topografica		1	1	1	1
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC	
kh		0	0,048	0,131	0
Kv					
Amax [m/s ²]		0,722	1,007	3,376	4,393
Beta			0,47	0,38	

Parametri azione del vento

$$P_v = k \cdot p_v \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot (A_x \cdot \sin^2 \phi + A_y \cdot \cos^2 \phi)$$

k=fattore di forma=

1,3

ϕ =angolo tra direzione del vento e asse longitudinale della nave

90° (angolo cui corrisponde la massima forza del vento)

C1=fattore che tiene conto della lunghezza della nave

1 (assunto valore max)

C2=fattore di raffica

1,45 (assunto valore max)

a vantaggio di sicurezza si considera v=

38 m/s corrispondente alla velocità del vento in caso di uragano nella scala Beaufort

da cui risulta $p_v = 6,14 \cdot 10^{-4} \cdot v^2$
con v espressa in m/s e p_v in kN/m²

0,887 kN/mq

$\sin \phi =$

1

$\cos \phi =$

0

Lunghezza imbarcazione

32 m

Larghezza imbarcazione

12 m

$A_x =$

278 mq

$A_y =$

105 mq

$P_v = A_x \cdot \sin^2 \phi + A_y \cdot \cos^2 \phi =$

278 mq

$P_v =$

46461 kg

Lp=lato piloni	4,9 m	
Hp=altezza piloni	7,5 m	
P.P. pilone depurato da spinta idrostatica	234098 kg	
P.P. pilone	414173 kg	
Sovraccarichi accidentali	400 kg/mq	
Forza d'urto dovuta all'impatto della nave		
Forza di ormeggio per azione del vento, correnti e moto ondoso	46461 kg	
Attrito muro terreno	0,5	
Carico permanente sui piloni	1000 kg	
Sollecitazioni sismiche h	31213 kg	minore delle forze di ormeggio
Gvk=	418054 kg	
B _{Gvk} =	2,45 m	
Ghk=	46461 kg	
H _{Ghk} =	7,50 m	
φ=angolo di attrito interno	35 °	
Attrito fondazione-terreno	0,5 (considerando sia l'attrito che l'adesione)	
Mr=	348460,0 kgm	
Ms=	581303,7 kgm	
d=	0,977 m	sezione parzializzata (0,33Lp>d)
e=	1,473 m	
B'=2u (Meyerhof, 1953)	1,95 m	
σ _τ =	25551 kg/mq =	2,56 kg/cm ²

Verificando con l'approccio 2, combinazione A1+M2+R3 e applicando i relativi coefficienti (DM 17/1/2018, tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.1), si ha:

Verifica al ribaltamento	1,50 verificata
Verifica allo scorrimento	1,51 verificata
Verifica allo schiacciamento	
H=	650 cm
B'=	195 cm
L=	490 cm
A'=	95550 cmq
γ_{H_2O} =	0,001 kg/cmc
γ_{τ} =	0,002 kg/cmc
c=	0,3 kg/cmq
N _c =	42,14
N _q =	29,4
N _{γ} =	31,1
c=	0,3 kg/cmq
i _c =i _q =	0,864
i _{γ} =	0,671
d _c =d _q =d _{γ} =	1
q* = γ_{H_2O} H=	0,65 kg/cmq
q _{ult} =cN _c d _c i _c +q*N _q d _q i _q +0,5 γ N _{γ} d _{γ} i _{γ} =	31,50 kg/cmq =
R _d =	2150044 kg
E _d =	627081 kg
R _d /E _d =	3,43 verificata

CALCOLO DI VERIFICA PARAURTI ELASTICI (FENDER)

(Metodo giapponese)

Vale l'uguaglianza $E=0,5 \cdot F \cdot f$

dove E=energia di attracco della nave, F=forza di impatto, f= deformazione fenders

L'Energia E da assorbire si può calcolare con la seguente formula $E=D \cdot v^2/4g$

dove D=peso virtuale del natante= $D'+D''$ =Dislocamento+peso aggiuntivo

L=	32 m
T=	4,32 m
$D'=0,6 \cdot L^2=$	614 kN
$D''=0,25 \cdot 3,14 \cdot T^2 \cdot L \cdot \gamma_a=$	483 kN
v=velocità di accosto=	0,5 m/s
E=	6,99 kNm

Considerando un fattore di sicurezza $F_s=1,5$ si ottiene E_a

$$E_a=1,5E=10,49 \text{ kNm}$$

La capacità di assorbimento dei parabordi di progetto dovrà essere almeno pari a E_a

Noto E_a , dall'entità della deformazione indicata dalle case costruttrici può ricavarsi dimensione del fender e forza di impatto