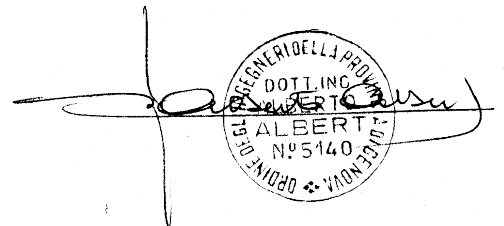


<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> 7200189500	<b>UNITÀ</b> 001
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fg. 1 di 28	<b>Rev.</b> 00

Rif.Saipem:022932T\_001-C-C-0025

# TERMINALE DI PORTO TORRES

## RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO - BANCHINA ESISTENTE, BRICCOLE ORMEGGIO E CATWALKS



00	Emissione Finale/per Enti	AA	GMP	FM	09/11/2022
<b>Rev.</b>	<b>Descrizione</b>	<b>Elaborato</b>	<b>Verificato</b>	<b>Approvato</b>	<b>Data</b>

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fig. 2 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

## INDICE

<b>1</b>	<b>GENERALITA'</b>	<b>4</b>
	1.1 Inquadramento generale	4
	1.2 Scopo e contenuti del documento	4
	1.3 Informazioni in sospeso	5
	1.4 Acronimi e Abbreviazione	5
	1.5 Riferimenti	5
	1.6 Normative	6
<b>2</b>	<b>DEFINIZIONE</b>	<b>7</b>
<b>3</b>	<b>MATERIALI</b>	<b>8</b>
	3.1 Calcestruzzo magro	8
	3.2 Conglomerato cementizio	8
	3.3 Acciaio per armature	8
	3.4 Acciaio per carpenterie strutturali	8
	3.5 Acciaio per i pali portanti delle briccole di ormeggio	8
	3.6 Protezione dalla corrosione	8
<b>4</b>	<b>APPROCCIO DI CALCOLO, DEFINIZIONE DEI CARICHI E LORO COEFFICIENTI DI FATTORIZZAZIONE</b>	<b>10</b>
	4.1 Combinazione delle azioni dei carichi	11
	4.2 Verifiche agli stati limite ultimi	13
	4.2.1 Resistenza di progetto:	13
	4.2.2 Verifiche in campo elastico:	13
	4.2.3 Sforzo normale: Trazione	13
	4.2.4 Sforzo normale: Compressione	14
	4.2.5 Flessione monoassiale (retta)	14
	4.2.6 Taglio	14
<b>5</b>	<b>VERIFICA STRUTTURALE DELLA BANCHINA ESISTENTE</b>	<b>16</b>
	5.1 Verifica a ribaltamento del cassone	16
	5.2 Verifica a scorrimento	16
	5.3 Pressione di fondazione	17
	5.4 Ancoraggio dei Fenders	17

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fg. 3 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

<b>6</b>	<b>DIMENSIONAMENTO BRICCOLE CON FONDAZIONI PIASTRE D'ORMEGGIO (MPE) E GRUPPI QUICK RELEASE HOOKS (QRH)</b>	<b>18</b>
6.1	Punto di ormeggio FSRU - MPE	18
6.2	Punto di ormeggio gruppo QRH	20
6.3	Briccola B1 - Traliccio di fondazione	21
6.4	Briccola B1 - Struttura di collegamento dei pali	22
6.5	Briccole B2 e B3 - Traliccio di fondazione	23
6.6	Briccole B2 e B3 - Struttura di collegamento dei pali	24
<b>7</b>	<b>DIMENSIONAMENTO PASSERELLE DI COLLEGAMENTO BRICCOLE D'ORMEGGIO</b>	<b>26</b>
<b>8</b>	<b>DIMENSIONAMENTO SOTTOSTAZIONE ELETTRICA IN BANCHINA</b>	<b>27</b>
8.1	Calcolo delle componenti delle forze agenti	27

**ALLEGATO 1: Analisi della palificata della briccola B1**

**ALLEGATO 2: Analisi della palificata delle briccole B2 e B3**

**ALLEGATO 3: Passerella di Accesso ai Mooring Dolphins - Relazione di Calcolo  
Strutture Metalliche**

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> 7200189500	<b>UNITÀ</b> 001
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fg. 4 di 28	<b>Rev.</b> 00

## 1 GENERALITA'

### 1.1 Inquadramento generale

Snam Rete Gas sta sviluppando un progetto per l'approvvigionamento di gas naturale nel Nord della Regione Sardegna che prevede l'ormeggio a lungo termine (25 anni) di una unità di stoccaggio e rigassificazione (FSRU) di Gas Naturale Liquefatto (GNL) all'interno del porto industriale di Porto Torres nonché i lavori impiantistici, civili e marittimi di adeguamento della relativa banchina di ormeggio fino al limite di batteria con la condotta di distribuzione di gas naturale che porterà il gas alle utenze industriali e civili del nord Sardegna.

La condotta di collegamento con la Dorsale Sardegna Nord per il trasporto del gas naturale avrà un diametro DN 650 ed una pressione di progetto (DP) di 75 barg.

La posizione selezionata per l'ormeggio della FSRU è indicativamente rappresentata nella immagine sottostante e corrisponde all'attuale molo carbonifero (Banchina E-ON) a cui attraccano le navi che approvvigionano la vicina centrale elettrica di Fiume Santo di proprietà di EPH.



Il porto industriale di Porto Torres è classificato in Categoria II e Classe I secondo la legge italiana n. 84 (del 28 gennaio 1994)

L'FSRU avrà una capacità di stoccaggio di circa 25.000 m<sup>3</sup> ed una capacità di rigassificazione massima di LNG (send out) di 170.000 Sm<sup>3</sup>/h. Si prevede di utilizzare acqua di mare per il sistema di vaporizzazione.

### 1.2 Scopo e contenuti del documento

Nella seguente relazione verranno sviluppati i calcoli relativi alle seguenti strutture:

- Dimensionamento delle bricole con fondazioni per le piastre d'ormeggio (MPE) e per i gruppi Quick Release hooks (QRH);

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fg. 5 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

- Dimensionamento passerelle di collegamento alle briccole d'ormeggio;
- Dimensionamento sottostazione elettrica in banchina;

I dimensionamenti sono stati sviluppati in assenza dei risultati delle indagini specifiche in corso e considerando che la banchina esistente è stata collaudata ed esiste un documento formale che attesta la stabilità del complesso in condizioni esuberanti rispetto ai carichi attuali, quindi verifiche di equilibrio globale, oltre a quelle qui riportate, e verifiche della parte di calcestruzzo armato esistente non sono state ritenute necessarie.

Per il dimensionamento delle briccole in assenza di dati geotecnici specifici che saranno disponibili solo a valle delle indagini previste, si assumono conservativamente i dati della relazione geotecnica disponibile (Porto Torres Pontile Solidi - Analisi Preliminare Installazione Pali rev.0A), dove si evince che la resistenza a compressione dello strato di copertura di natura calcarea maggiormente alterato mostra una resistenza a compressione molto bassa, vale a dire 0.3MPa.

### 1.3 Informazioni in sospeso

Tag	Sezione	Descrizione
HOLD1		

### 1.4 Acronimi e Abbreviazione

VN	Vita Nominale di progetto
VR	Periodo di Riferimento per l'Azione Sismica
EQU	Equilibrio come corpo rigido
SLU	Stato Limite Ultimo
SLE	Stato Limite di Esercizio
MPE	Mooring Pad Eye - Golfare di Ormeggio
QRH	Quick Release Hook - Sistema di ganci a scocco per il rilascio delle linee di ormeggio
LAT	Lowest Astronomical Tide - Bassa marea Szigiale
HAT	Highest Astronomical Tide - Alta marea Szigiale

### 1.5 Riferimenti

Per i documenti di Progetto riferimento alla lista Documenti N. 001-ZX-E-09800

001-ZA-E-08000 - Basi di Progetto

001-CA-E-10012 - Criteri di Progettazione Opere Marittime

001-ZA-E-15000 - Studio di ormeggio

001-CA-E-10017 - Specifica di Progettazione per Fenders, Bollards e Quick Release Hooks

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fg. 6 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

## 1.6 Normative

Questa SPECIFICA è stata basata sulla normativa Italiana e in subordine sugli standard Europei/USA.

Tutta la legislazione Italiana applicabile:

NTC 2018 - AGGIORNAMENTO DELLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - (DM 17 GENNAIO 2018)

Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018 - (C.M. 21/01/2019)

Standard :

UNI - EN

ASTM come citati nel testo nel caso di carenza specifica da parte della normativa Nazionale

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fg. 7 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

## 2 DEFINIZIONE

COMMITTENTE	Snam Rete Gas S.p.A.
PROGETTO	Esecuzione delle attività di ingegneria relative alla progettazione del FSRU (Floating Storage and Regasification Unit) di Porto Torres ed opere connesse
SITO	Porto Torres
IMPIANTO DI RICEZIONE	Impianto in Banchina
TERMINALE	La FSRU e l'impianto di ricezione
NAVE SPOLA	Nave metaniera "shuttle carrier" necessaria a garantire la fornitura di gas naturale alla FSRU
BUNKERING VESSEL	Nave metaniera necessaria per la distribuzione del GNL stoccato nei serbatoi della FSRU
FSRU	Floating Storage Regasification Unit

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fg. 8 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

### 3 MATERIALI

I principali materiali previsti per la costruzione sono:

#### 3.1 Calcestruzzo magro

Per sottofondazioni e realizzato con quantitativi ridotti di cemento (i.e. < 150 daN/m<sup>3</sup>) e una curva granulometrica degli inerti con diametro abbastanza grossolano.

#### 3.2 Conglomerato cementizio

Per fondazioni conformi ad UNI 11104 e:

- classe esposizione XC2;
- classe resistenza conglomerato C35/45;
- dosaggio cemento > 300 daN/m<sup>3</sup>;
- copriferro 30-40mm.

Per elevazioni:

- classe esposizione XS1 o XS3
- classe resistenza conglomerato C35/45;
- dosaggio cemento > 300 daN/m<sup>3</sup>;
- copriferro 30-40mm;
- classe consistenza S3.

#### 3.3 Acciaio per armature

Acciaio ad aderenza migliorata B450 C

Coefficiente di omogeneizzazione: n = 15

#### 3.4 Acciaio per carpenterie strutturali

Le strutture in acciaio verranno costruite utilizzando S355J2G2 in modo tale da fornire un'adeguata risorsa di plasticità e una buona saldabilità oltre ad elevata resistenza alla rottura fragile.

#### 3.5 Acciaio per i pali portanti delle briccole di ormeggio

I pali portanti delle briccole saranno realizzati utilizzando pali in acciaio S355J2G2 in modo tale da fornire un'adeguata risorsa di plasticità e una buona saldabilità oltre ad elevata resistenza alla rottura fragile.

#### 3.6 Protezione dalla corrosione

Le briccole saranno dotate di sistema di protezione catodica con rivestimento epossibituminoso limitato alla sola splash-zone da concordare tra Progettista ed EPC (e.g. da LAT – cavo onda max a HAT + cresta onda max ).



<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fg. 9 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

Altrove sarà previsto, oltre al primer, un protocollo di rivestimento conforme alla norma EN ISO 12944 per Durabilità elevata (H) e Categoria ambientale C5-M e Im2 (ovvero il sistema selezionato deve fornire un'elevata durabilità per entrambe le categorie ambientali).

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fg. 10 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

#### 4 APPROCCIO DI CALCOLO, DEFINIZIONE DEI CARICHI E LORO COEFFICIENTI DI FATTORIZZAZIONE

La vita nominale di progetto VN, definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali, è stata determinata in 50 anni

Classe d'uso IV

Periodo di riferimento per azioni sismiche rispetto al coefficiente d'uso

$$VR = VN * CU = 50 * 2 = 100 \text{ anni}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite sono state utilizzate le seguenti combinazioni delle azioni (simbologia come da NTC 2018):

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

e quindi sviluppate utilizzando i seguenti coefficienti di fattorizzazione EQU riportati nella seguente Tabella 1 ricavata dalla tabella 2.6.I delle NTC 2018

Tabella 1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Con i coefficienti di combinazione riportati nella seguente Tabella 2 per la Categoria E

Tabella 2 - Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> <b>Terminale di Porto Torres</b> <b>Ingegneria di Base</b>	Fg. 11 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

Le verifiche strutturali sono state eseguite nel rispetto delle vigenti "Norme tecniche per le costruzioni" NTC 2018, quindi in base al metodo degli stati limite e l'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nello specifico sono state condotte verifiche per lo stato di carico più gravoso tra SLU, SLE ed E, così come mostrati di seguito per la condizione di tiro d'ormeggio. Gli altri casi non sono stati riportati per semplicità di esposizione

#### 4.1 Combinazione delle azioni dei carichi

Ai fini delle verifiche degli stati limite sono state utilizzate le seguenti combinazioni delle azioni (simbologia come da NTC 2018)

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli SLE irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli SLE reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

I valori considerati sono qui di seguito riassunti:

COMBINAZIONE DI CARICO	SLU EQU							
	AZIONI PERMANENTI			AZIONI VARIABILI				
	PERMANENTE STRUTTURALE (G1)	PERMANENTE NON STRUTTURALE (G2)	VARIABILE PRINCIPALE (Qk1)	VENTO (Qk2)	VARIABILE NON DOMINANTE 1 (Qk3)	VARIABILE NON DOMINANTE 2 (Qk4)	AZIONE ECCEZIONALE (Ad)	AZIONE SISMICA (E)
EQU 1	0,90	0,80	1,50	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00
EQU 2	0,90	0,80	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00
EQU 3	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00
EQU 4	1,10	1,50	1,50	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00
EQU 5	1,10	1,50	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00
EQU 6	1,10	1,50	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00

1) In caso di presenza di carico sismico, il vento non è stato considerato

dove:

- EQU 1: G1 e G2 sfavorevoli, tiro ormeggio o carico industriale dominante
- EQU 2: G1 e G2 sfavorevoli, vento dominante
- EQU 3: G1 e G2 sfavorevoli, sisma dominante
- EQU 4: G1 e G2 favorevoli, tiro ormeggio o carico industriale dominante
- EQU 5: G1 e G2 favorevoli, vento dominante

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)		<b>001-CI-E-10025</b>
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base		Fg. 12 di 28

EQU 6: G1 e G2 favorevoli, sisma dominante

COMBINAZIONE DI CARICO	SLU STR							
	AZIONI PERMANENTI			AZIONI VARIABILI				
	PERMANENTE STRUTTURALE (G1)	PERMANENTE NON STRUTTURALE (G2)	VARIABILE PRINCIPALE (Qk1)	VENTO (Qk2)	VARIABILE NON DOMINANTE 1 (Qk3)	VARIABILE NON DOMINANTE 2 (Qk4)	AZIONE ECCEZIONALE (Ad)	AZIONE SISMICA (E)
STR 1	1,30	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
STR 2	1,30	1,50	1,50	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00
STR 3	1,30	1,50	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00
STR 4	1,30	1,50	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00
STR 5	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00
STR 6	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00

1) In caso di presenza di carico sismico, il vento non è stato considerato

dove:

- STR 1: Tiro ormeggio o carico industriale dominante
- STR 2: Tiro ormeggio o carico industriale dominante, vento secondario
- STR 3: Vento dominante
- STR 4: Vento dominante, tiro ormeggio o carico industriale secondario
- STR 5: L/C sismica
- STR 6: L/C sismica

COMBINAZIONE DI CARICO	SLE							
	AZIONI PERMANENTI			AZIONI VARIABILI				
	PERMANENTE STRUTTURALE (G1)	PERMANENTE NON STRUTTURALE (G2)	VARIABILE PRINCIPALE (Qk1)	VENTO (Qk2)	VARIABILE NON DOMINANTE 1 (Qk3)	VARIABILE NON DOMINANTE 2 (Qk4)	AZIONE ECCEZIONALE (Ad)	AZIONE SISMICA (E)
SLE 1	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLE 2	1,00	1,00	1,00	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00
SLE 3	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLE 4	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLE 5	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00
SLE 6	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00

1) In caso di presenza di carico sismico, il vento non è stato considerato

dove:

- SLE 1: Tiro ormeggio o carico industriale dominante
- SLE 2: Tiro ormeggio o carico industriale dominante, vento secondario
- SLE 3: Vento dominante
- SLE 4: Vento dominante, tiro ormeggio o carico industriale secondario
- SLE 5: L/C sismica
- SLE 6: L/C sismica

Oltre al peso proprio G1 sono stati quindi considerati i seguenti carichi:

- Q1 vento, onda e corrente come definiti nelle relative specifiche;
- Q2 sovraccarico operativo 600daN/m<sup>2</sup>
- Q3 sovraccarico di impianto (braccio di carico, monitore, tubi di flusso ecc )

Per le sole briccole il valore caratteristico delle azioni variabili di tipo meteomarine associate al moto ondoso e a variazioni di livello sono state riferite ad un periodo di ritorno  $T_r = 100$  anni, come previsto dalla normativa per le azioni variabili di tipo ambientale.

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fig. 13 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

## 4.2 Verifiche agli stati limite ultimi

### 4.2.1 Resistenza di progetto:

La resistenza di progetto delle membrature  $R_d$  si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

dove:

$R_k$  è il valore caratteristico della resistenza (trazione, compressione, flessione, taglio e torsione) della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenze dei materiali  $f_{yk}$  e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione.

$\gamma_M$  è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

### 4.2.2 Verifiche in campo elastico:

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed}\sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$  è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$  è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

$\tau_{Ed}$  è il valore di progetto della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura;

$\gamma_{M0}$  è il fattore parziale relativo al modello di resistenza adottato.

### 4.2.3 Sforzo normale: Trazione

L'azione assiale di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di progetto a trazione  $N_{t,Rd}$  di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

a) la resistenza plastica di progetto della sezione lorda,  $A$ ,

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

b) la resistenza di progetto a rottura della sezione netta,  $A_{net}$ , in corrispondenza dei fori per i collegamenti

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> <b>Terminale di Porto Torres</b> <b>Ingegneria di Base</b>	Fg. 14 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

#### 4.2.4 Sforzo normale: Compressione

La forza di compressione di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,}$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

#### 4.2.5 Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di progetto  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

per le sezioni di classe 1 e 2, in cui  $W_{pl}$  rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione;

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

per le sezioni di classe 3,  $W_{el,min}$  è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio;

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

per le sezioni di classe 4, invece, il modulo  $W_{eff,min}$  è calcolato eliminando le parti della sezione inattive a causa dei fenomeni di instabilità locali, secondo il procedimento esposto in UNI EN1993-1-5, e scegliendo il minore tra i moduli così ottenuti.

#### 4.2.6 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$ , in assenza di torsione, vale:

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> <b>Terminale di Porto Torres</b> <b>Ingegneria di Base</b>	Fg. 15 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere:

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$$

per profilati a C o ad U caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f$$

per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si può assumere

$$A_v = A - \sum (h_w \cdot t_w)$$

per profilati a T caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = 0,9 (A - b t_f)$$

per profili rettangolari cavi "profilati a caldo" di spessore uniforme si può assumere

$$A_v = A h / (b h) \quad \text{quando il carico è parallelo all'altezza del profilo,}$$

$$A_v = A b / (b h) \quad \text{quando il carico è parallelo alla base del profilo;}$$

per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

$$A_v = 2A/\pi$$

dove:

$A$  è l'area lorda della sezione del profilo,

$b$  è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

$h_w$  è l'altezza dell'anima,

$h$  è l'altezza delle sezioni cave,

$r$  è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

$t_f$  è lo spessore delle ali,

$t_w$  è lo spessore dell'anima

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fg. 16 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

## 5 VERIFICA STRUTTURALE DELLA BANCHINA ESISTENTE

La banchina esistente è stata oggetto di collaudo statico ai sensi della legge 1086/71.

Le strutture accessorie, dimensionate puntualmente nelle loro forze di attacco alla banchina, non hanno fornito in alcun caso sovrasollecitazioni alla sovrastruttura di banchina, dimensionata per carichi notevoli nella zona di interesse (2 t/m<sup>2</sup>).

Pur essendo stata progettata la struttura per carichi di tiro pari a 150t è stato ritenuto utile verificare nuovamente la stabilità del cassone più caricato riguardo alle sicurezze intrinseche rispetto allo scivolamento, al ribaltamento ed al carico sul terreno di fondazione.

### 5.1 Verifica a ribaltamento del cassone

Il cassone ha dimensioni 20,5 \* 13,9 \* 15,6 con una sovrastruttura di 2,50m.

I cassoni sono collegati da travi prefabbricate e appoggiate che costituiscono, con la soletta di completamento, l'impalcato intermedio.

I cassoni hanno nel senso Nord-Sud un rapporto di forma che li rende indifferenti al tiro di banchina quindi la verifica a ribaltamento è stata eseguita solo per la rotazione Est-Ovest (asse di rotazione Nord-Sud).

Di seguito il dettaglio dei pesi della struttura:

- Cassone	Peso 1603 t	Zg da linea di fondo	7,04 m
- Riempimento	Peso 3809 t	Zg da linea di fondo	7,80 m
- Sovrastruttura	Peso 1784 t	Zg da linea di fondo	16,85 m
- Impalcato	Peso 423 t	Zg da linea di fondo	17,88 m
- Predalles	Peso 666 t	Zg da linea di fondo	16,58 m
<b>Totale</b>	<b>Peso 8285 t</b>	<b>Zg da linea di fondo</b>	<b>10,82 m</b>

I tiri considerati sono:

- Cassone 5	Tiro 413 t	Angolo rispetto N/S 26°	Tiro trasv. 181 t
- Cassone 6	Tiro 316 t	Angolo rispetto N/S 54°	Tiro trasv. 255 t
- Cassone 7	Tiro 196 t	Angolo rispetto N/S 65°	Tiro trasv. 177 t

Tiro operativo di verifica sul cassone 6 con 255 t poste a 18.6m dal fondo (non fattorizzato perché agente su una struttura esistente sottoposta alla normativa dell'epoca):

$$M_{\text{ribaltante}} = 255 * 18,6 = 4743 \text{ t*m}$$

$$M_{\text{stabilizzante}} = 8285 * 13,9 / 2 = 57581 \text{ t*m}$$

$$M_s / M_r = 12,14$$

### 5.2 Verifica a scorrimento

$$\text{Rapporto di scorrimento} = 0,6 * 8285 / 255 = 19,5$$



<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fg. 17 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

### 5.3 Pressione di fondazione

$$\sigma = 8285 / 20,5 * 13,9 \pm 4743 / (13,9^2 * 21,5 / 6) = 35,93 \text{ t/m}^2 \text{ max. comp.}$$

$$= 22,23 \text{ t/m}^2 \text{ min. comp.}$$

Quando il valore massimo della verifica di progetto è 49,8 t/m<sup>2</sup>

### 5.4 Ancoraggio dei Fenders

Al fine di installare i nuovi parabordi che possano assorbire l'energia d'urto prevista progettualmente, saranno rimossi i parabordi esistenti e risanate le superfici fronte mare della trave longitudinale.

I tirafondi necessari al sostentamento dei nuovi parabordi saranno quindi posizionati, in sede EPC, tramite carotature che terranno conto dell'effettiva posizione dei ferri della trave portante in modo tale da evitare il più possibile la carotatura degli stessi.

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fg. 18 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

## 6 DIMENSIONAMENTO BRICCOLE CON FONDAZIONI PIASTRE D'ORMEGGIO (MPE) E GRUPPI QUICK RELEASE HOOKS (QRH)

Nel seguito sono state riportate le verifiche effettuate sulle briccole di nuova installazione.

Per la determinazione dei carichi si rimanda al documento 001-CA-E-10017 - Specifica di Progettazione per Fenders, Bollards e Quick Release Hooks

Le forze agenti derivano da uno studio appositamente sviluppato, 001-ZA-E-15000 - Studio di Ormeaggio, considerando le tipologie di ormeaggio delle varie navi spola.

Nella relazione sopracitata sono state descritte tali forze e precisamente:

per la Briccola B1:

- forza massima orizzontale di tiro sul punto di ormeaggio (MPE) FSRU 417,4 t che fattorizzata diventa 626,0 t
- forza massima verticale di tiro sul MPE FSRU 150,66 t che fattorizzata diventa 226,0 t
- forza massima orizzontale di tiro sulla briccola 417,4 t che fattorizzata diventa 626,0 t
- forza massima verticale di tiro sulla briccola 150,66 t che fattorizzata diventa 226,0 t

per le briccole B2 e B3:

- forza massima orizzontale di tiro sul punto di ormeaggio (MPE) FSRU 297.5 t che fattorizzata diventa 446.0 t
- forza massima verticale di tiro su MPE FSRU 107.0 t che fattorizzata diventa 161.0 t
- forza massima orizzontale di tiro sul QRH 196.0 t che fattorizzata diventa 294.0 t
- forza massima orizzontale di tiro sulla briccola 297.0 t che fattorizzata diventa 445.5 t
- forza massima verticale di tiro sulla briccola 107.0 t che fattorizzata diventa 160.5 t

### 6.1 Punto di ormeaggio FSRU - MPE

Per il collegamento tra la linea di ormeaggio e il golfare di ormeaggio (MPE) posto sulla la briccola è stato scelto un maniglione Crosby in commercio con SWL 500t e peso proprio di 685daN.

I supporti di tali piastre sono stati verificati, come qui di seguito indicato, sia sulle nuove briccole che sulla banchina esistente.

Per quest'ultima saranno necessarie, tramite conferma a livello EPC, le seguenti lavorazioni:

- scapitozzatura soletta esistente sino al sano;
- applicazione di convertitore sulle eventuali armature scoperte;
- posizionamento tirafondi tramite carotature che terranno conto dell'effettiva posizione dei ferri della soletta in modo tale da evitare il più possibile la loro carotatura.

Di seguito le verifiche sulle carpenterie della piastra di ormeaggio (MPE).

Taglio foro

Considerando Il massimo carico sul MPE x1,5 e quindi  $316 \cdot 1,5 = 474$  t, si ha:

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fg. 19 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

$$\tau = 474 / 2 / (0,2*50*10^{-3} + 2*0,1*50*10^{-3}) = 11850 \text{ t/m}^2 < 355 / \sqrt{3} / 1,05 = 195 \text{ MPa}$$

#### Rifollamento

Considerando il massimo carico sul MPE x1,5 e quindi  $316*1,5 = 474 \text{ t}$ , si ha:

$$\tau = 474 / (185*10^{-3} * 150*10^{-3}) = 17081 \text{ t/m}^2 < 355 / 1,05 * 1,35 = 456 \text{ MPa}$$

#### Radice piastra verticale

$$TL = 446 \text{ t}$$

$$N = 161 \text{ t}$$

$$ML = 446 * (0,2+0,1) = 133,8 \text{ t*m}$$

Considerando la lastra 700\*50 con le seguenti caratteristiche geometriche:

$$AN = AT = 350 \text{ cm}^2$$

$$W = 4083 \text{ cm}^3$$

lo stato di tensione è risultato il seguente:

$$\sigma = 161 / AN = 4600 \text{ t/m}^2$$

$$\tau = 446 / AT = 12742 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma = 133,8 / W = 32770 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{id} = 39777 \text{ t/m}^2 < 355 / 1,05 = 338 \text{ MPa}$$

accettabile in quanto il 17% di esubero risulta più che assorbito dal sovradimensionamento cautelativo dei carichi applicati.

#### Tirafondi

$$T = 446 / 10 = 44,6 \text{ t}$$

$$N = 161 / 10 = 16,1 \text{ t}$$

$$NML = 133,8 / (0,7*5) = 38,2 \text{ t quindi } N_{tot} = 54,3 \text{ t}$$

Considerando dei tirafondi Ø52 10.9 (e.g. Peikko PPM52) con le seguenti caratteristiche geometriche:

$$AN = 21,23 \text{ cm}^2$$

$$AT = 15,92 \text{ cm}^2$$

lo stato di tensione è risultato il seguente:

$$\sigma = 161 / AN = 28015 \text{ t/m}^2 < 900 / 1,05 = 857 \text{ MPa}$$

$$\tau = 446 / AT = 25577 \text{ t/m}^2 < 900 / 1,05 / \sqrt{3} = 495 \text{ MPa}$$

la profondità di ancoraggio dipende dalle caratteristiche del cls di base quindi:

- Su briccole MD cls C35/45 con L min 900 mm

$$\tau = 54,3 / (3,14*5,2*90)*10^{-4} = 369 \text{ t/m}^2 < 3,7 \text{ MPa}$$

- Su banchina esistente cls C25/30 con L min 1250 mm

$$\tau = 54,3 / (3,14*5,2*125)*10^{-4} = 266 \text{ t/m}^2 < 2,7 \text{ MPa}$$

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fg. 20 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

#### Mensola supporto tirafondo

$$T = 54,3 \text{ t}$$

$$M = 54,3 * 0,12 = 6,5 \text{ t*m}$$

Considerando la sezione resistente ad U con base 200x50 e due ali 200x30 con le seguenti caratteristiche geometriche:

$$AT = 120 \text{ cm}^2$$

$$W = 811 \text{ cm}^3$$

lo stato di tensione è risultato il seguente:

$$\sigma = 6,5 / W = 8014 \text{ t/m}^2 < 338 \text{ MPa}$$

$$\tau = 54,3 / AT = 4525 \text{ t/m}^2 < 195 \text{ MPa}$$

i disallineamenti del tiro sono compensati dall'esuberante sicurezza considerata nel calcolo della forze agenti ambientalmente.

## 6.2 Punto di ormeggio gruppo QRH

Gli ancoraggi dei gruppi QRH sono stati verificati, come qui di seguito indicato, sia sulle nuove briccole che sulla banchina esistente.

Per quest'ultima saranno necessarie, tramite conferma a livello EPC, le seguenti lavorazioni:

- scapitozzatura soletta esistente sino al sano;
- applicazione di convertitore sulle eventuali armature scoperte;
- posizionamento tirafondi tramite carotature che terranno conto dell'effettiva posizione dei ferri della soletta in modo tale da evitare il più possibile la loro carotatura.

Il collegamento della piastra dei gruppi QRH è fornito da otto bulloni disposti equidistanti su una circonferenza di diametro 1120mm.

#### Tirafondi

Dato SWL = 75 t le forze agenti sono risultate le seguenti:

$$T = 294 \text{ t}$$

$$M = 294 * 0,445 = 130,83 \text{ t*m}$$

quindi sul bullone più caricato:

$$T = 294 / 8 = 36,75 \text{ t}$$

$$N = 130,83 / W = 57,9 \text{ t}$$

$$\text{dato } W = (0,4^2 * 4 + 0,56^2 * 2) / 0,56 = 2,26 \text{ m}$$

Considerando dei tirafondi Ø80 10.9 con le seguenti caratteristiche geometriche:

$$AN = 50,24 \text{ cm}^2$$

$$AT = 37,68 \text{ cm}^2$$

lo stato di tensione è risultato il seguente:

$$\sigma = 57,9 / AN = 11524 \text{ t/m}^2 < 900 / 1,05 = 857 \text{ MPa}$$

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fg. 21 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

$$\tau = 36,75 / AT = 9753 \text{ t/m}^2 < 900 / 1,05 / \sqrt{3} = 495 \text{ MPa}$$

la profondità di ancoraggio dipende dalle caratteristiche del cls di base quindi:

- Su briccole MD cls C35/45 con L min 650 mm:

$$\tau = 57,9 / ( 3,14 * 8 * 65 ) * 10^{-4} = 355 \text{ t/m}^2 < 3,7 \text{ MPa}$$

- Su banchina esistente cls C25/30 con L min 850 mm

$$\tau = 57,9 / ( 3,14 * 8 * 85 ) * 10^{-4} = 271 \text{ t/m}^2 < 2,7 \text{ MPa}$$

### 6.3 Briccola B1 - Traliccio di fondazione

Ricordando le forze agenti sulla briccola pari a:

$$F_{or} = 626 \text{ t}$$

$$F_{ver} = 226 \text{ t}$$

considerando un traliccio a quattro gambe divaricate in entrambi i sensi, rispetto all'orizzontale di  $76^\circ$  sia trasversalmente che longitudinalmente, sono state ricavate le seguenti forze sui pali:

massima forza di compressione su un portale = 1417,0t

massima forza assiale su un palo = 730,0 t

massima forza taglio su palo = 113,0 t

massima forza di trazione su un portale = 1177,0t

massima forza assiale su un palo = 606,0 t

massima forza taglio su palo = 113,0 t

Dall'analisi globale del traliccio fondato sul terreno esistente il palo più sollecitato, sulla testa palo per circa 3.0 m, è stato verificato considerando il palo stesso  $\varnothing 660 \times 17,48$  (26" STD), il profilato HEM500 inserito oltre alle barre d'armatura, 14  $\varnothing 38$  e la cementazione sino a -2,0 m con le seguenti caratteristiche geometriche:

$$AN = 706,7 \text{ cm}^2 \text{ cautelativamente solo i profilati}$$

$$AT = 291,2 \text{ cm}^2 \text{ cautelativamente solo i profilati}$$

$$W = 14566 \text{ cm}^3$$

e con i carichi omogeneizzati nel complesso del traliccio lo stato massimo di tensione è risultato il seguente:

$$\sigma = 801,7 / AN = 11344 \text{ t/m}^2 < 355 / 1,05 = 338 \text{ MPa}$$

$$\tau = 258,8 / AT = 8887 \text{ t/m}^2 < 355 / 1,05 / \sqrt{3} = 195 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 484,5 / W = 33262 \text{ t/m}^2 < 355 / 1,05 = 338 \text{ MPa}$$

In allegato 1 si trova la relazione geotecnica che ha definito, per la briccola B1, la lunghezza efficace dei pali (sino a -52,18 m) riguardo alla loro infissione nel terreno considerando il traliccio a quattro gambe agente come un **unicum** strutturale

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fg. 22 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

#### 6.4 Briccola B1 - Struttura di collegamento dei pali

I pali convergono dal fondo verso il dado della briccola incontrando un telaio in carpenteria metallica idoneo a trasferire le forze agenti in concomitanza delle armature di rinforzo definite per il calcestruzzo armato del dado.

Nel seguito sono stati presentati i dimensionamenti del telaio in carpenteria e dei ferri di collegamento palo-dado in modo tale da offrire un'adeguata ridondanza alle notevoli forze progettuali agenti.

##### Connessione HEM500 tra elemento subverticale ed orizzontale.

$$T = 365 \text{ t}$$

$$M = 365 * 0,476 = 173,7 \text{ t*m}$$

considerando le caratteristiche geometriche dei profilati HEM500 con due controanime da 10mm lo stato tensionale è risultato il seguente:

$$\tau = 365 / (205 + 110) * 10^{-4} = 11587 \text{ t/m}^2 > 195 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 173,5 / (7637 + 6180) * 10^{-6} = 12571 \text{ t/m}^2 < 338 \text{ MPa}$$

il giunto bullonato che collega i profilati è risultato soggetto alle seguenti sollecitazioni:

$$N = 365 \text{ t}$$

$$T = 113 \text{ t}$$

$$M_f = 173,7 \text{ t*m}$$

quindi sul bullone più caricato:

$$T = 113 / 14 = 8,1 \text{ t}$$

$$N = 365 / 14 = 26,1 \text{ t}$$

$$NM_f = 173,7 / W = 71,8 \text{ t}$$

$$\text{dato } W = (0,12^2 * 4 + 0,27^2 * 4 + 0,37^2 * 4) / 0,37 = 2,42 \text{ m}$$

Considerando dei bulloni Ø38 10.9 con le seguenti caratteristiche geometriche:

$$AN = 11,34 \text{ cm}^2$$

$$AT = 8,5 \text{ cm}^2$$

lo stato di tensione è risultato il seguente:

$$\sigma = 97,9 / AN = 86331 \text{ t/m}^2 < 900 / 1,05 = 857 \text{ MPa}$$

$$\tau = 8,1 / AT = 9529 \text{ t/m}^2 < 900 / 1,05 / \sqrt{3} = 495 \text{ MPa}$$

mentre sul ferro di ripresa più caricato:

$$T = 113 / 16 = 7,1 \text{ t}$$

$$N = 365 / 16 = 22,8 \text{ t}$$

$$NM_f = 173,7 / W = 76,2 \text{ t}$$

$$\text{dato } W = (0,27^2 * 8 + 0,12^2 * 2 + 0,04^2 * 2) / 0,27 = 2,28 \text{ m}$$

Considerando delle barre Ø38 10.9 con le seguenti caratteristiche geometriche:

$$AN = 11,3 \text{ cm}^2$$

$$AT = 8,5 \text{ cm}^2$$

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fg. 23 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

lo stato di tensione è risultato il seguente:

$$\sigma = 99 / AN = 87610 \text{ t/m}^2 > 900 / 1,05 = 857 \text{ MPa}$$

$$\tau = 7,1 / AT = 8352 \text{ t/m}^2 < 900 / 1,05 / \sqrt{3} = 495 \text{ MPa}$$

la profondità di ancoraggio dipende dalle caratteristiche del cls di base quindi:

- Su briccole MD cls C35/45

$$\tau = 99 / (3,14 * 3,8 * 230) * 10^{-4} = 360 \text{ t/m}^2 < 3,7 \text{ MPa}$$

I ferri di richiamo e il collegamento in carpenteria concorrono quindi, insieme ed efficacemente, a sopportare i carichi previsti.

## 6.5 Briccole B2 e B3 - Traliccio di fondazione

Ricordando nuovamente le forze agenti sulle briccole pari a:

$$F_{or} = 446 \text{ t}$$

$$F_{ver} = 161 \text{ t}$$

considerando un traliccio a quattro gambe divaricate in entrambi i sensi, rispetto all'orizzontale di  $76^\circ$  sia trasversalmente che longitudinalmente, sono state ricavate le seguenti forze sui pali:

massima forza di compressione su un portale = 836,0t

massima forza assiale su un palo = 431,0 t

massima forza taglio su palo = 111,0 t

massima forza di trazione su un portale = 1003,0t

massima forza assiale su un palo = 517,0 t

massima forza taglio su palo = 111,0 t

Dall'analisi globale del traliccio fondato sul terreno esistente il palo più sollecitato, sulla testa palo per circa 3.0 m, è stato verificato considerando il palo stesso  $\varnothing 559 \times 15,88$  (22" STD), il profilato HEM400 inserito oltre alle barre d'armatura, 14  $\varnothing 34$  e la cementazione sino a -2,0 m con le seguenti caratteristiche geometriche:

$$AN = 604,2 \text{ cm}^2 \quad \text{cautelativamente solo i profilati}$$

$$AT = 230,1 \text{ cm}^2 \quad \text{cautelativamente solo i profilati}$$

$$W = 10206 \text{ cm}^3$$

e con i carichi omogeneizzati nel complesso del traliccio lo stato massimo di tensione è risultato il seguente:

$$\sigma = 570 / AN = 9433 \text{ t/m}^2 < 355 / 1,05 = 338 \text{ MPa}$$

$$\tau = 208 / AT = 9039 \text{ t/m}^2 < 355 / 1,05 / \sqrt{3} = 195 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 366 / W = 35861 \text{ t/m}^2 > 355 / 1,05 = 338 \text{ MPa } 6\% \text{ di esubero quindi accettabile}$$

In allegato 2 si trova la relazione geotecnica che ha definito, per le briccole B2 e B3, la lunghezza efficace dei pali (fino a -46,5 m) riguardo alla loro infissione nel terreno considerando il traliccio a quattro gambe agente come un **unicum** strutturale.

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fg. 24 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

## 6.6 Briccole B2 e B3 - Struttura di collegamento dei pali

I pali convergono dal fondo verso il dado della briccola incontrando un telaio in carpenteria metallica idoneo a trasferire le forze agenti in concomitanza delle armature di rinforzo definite per il calcestruzzo armato del dado.

Nel seguito sono stati presentati i dimensionamenti del telaio in carpenteria e dei ferri di collegamento palo-dado in modo tale da offrire un'adeguata ridondanza alle notevoli forze progettuali agenti.

Connessione HEM400 tra elemento subverticale ed orizzontale.

$$T_V = 258,5 \text{ t}$$

$$T_O = 55,5 \text{ t}$$

$$M = 258,5 * 0,476 = 123,05 \text{ t*m}$$

considerando le caratteristiche geometriche dei profilati HEM400 lo stato tensionale è risultato il seguente:

$$\tau_v = 258,5 / 90,72 * 10^{-4} / 2 = 12247 \text{ t/m}^2 < 195 \text{ MPa}$$

$$\tau_o = 55,5 / 245,6 * 10^{-4} / 2 = 1129 \text{ t/m}^2 < 195 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 123,0 / 4820 * 10^{-6} / 2 = 12759 \text{ t/m}^2 < 338 \text{ MPa}$$

il giunto bullonato che collega i profilati è risultato soggetto alle seguenti sollecitazioni:

$$N = 258,5 \text{ t}$$

$$T = 111 \text{ t}$$

$$M_f = 123,05 \text{ t*m}$$

quindi sul bullone più caricato:

$$T = 111 / 14 = 7,9 \text{ t}$$

$$N = 258,5 / 14 = 18,5 \text{ t}$$

$$NM_f = 123,05 / W = 50,85 \text{ t}$$

$$\text{dato } W = (0,12^2 * 4 + 0,27^2 * 4 + 0,37^2 * 4) / 0,37 = 2,42 \text{ m}$$

Considerando dei bulloni Ø34 10.9 con le seguenti caratteristiche geometriche:

$$AN = 9,07 \text{ cm}^2$$

$$AT = 6,81 \text{ cm}^2$$

lo stato di tensione è risultato il seguente:

$$\sigma = 69,35 / AN = 76460 \text{ t/m}^2 < 900 / 1,05 = 857 \text{ MPa}$$

$$\tau = 7,9 / AT = 11600 \text{ t/m}^2 < 900 / 1,05 / \sqrt{3} = 495 \text{ MPa}$$

mentre sul ferro di ripresa più caricato:

$$T = 111 / 16 = 6,9 \text{ t}$$

$$N = 258,5 / 16 = 16,2 \text{ t}$$

$$NM_f = 123,05 / W = 54,0 \text{ t}$$

$$\text{dato } W = (0,27^2 * 8 + 0,12^2 * 2 + 0,04^2 * 2) / 0,27 = 2,28 \text{ m}$$

Considerando delle barre Ø34 10.9 con le seguenti caratteristiche geometriche:



<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> <b>Terminale di Porto Torres</b> <b>Ingegneria di Base</b>	Fg. 25 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

$$AN = 9,07 \text{ cm}^2$$

$$AT = 6,81 \text{ cm}^2$$

lo stato di tensione è risultato il seguente:

$$\sigma = 70,2 / AN = 77398 \text{ t/m}^2 < 900 / 1,05 = 857 \text{ MPa}$$

$$\tau = 6,9 / AT = 10132 \text{ t/m}^2 < 900 / 1,05 / \sqrt{3} = 495 \text{ MPa}$$

la profondità di ancoraggio dipende dalle caratteristiche del cls di base quindi:

- Su briccole MD cls C35/45

$$\tau = 70,2 / ( 3,14 * 3 * 180 ) * 10^{-4} = 365 \text{ t/m}^2 < 3,7 \text{ MPa}$$

I ferri di richiamo ed il collegamento in carpenteria concorrono quindi, insieme ed efficacemente, a sopportare i carichi previsti.

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fg. 26 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

## 7 DIMENSIONAMENTO PASSERELLE DI COLLEGAMENTO BRICCOLE D'ORMEGGIO

Le briccole d'ormeggio sono collegate tra di loro e con la banchina, mediante passerelle (catwalks) al fine di permettere l'accesso da terra degli ormeggiatori o di chi deve operare per manutenzione.

Il sovraccarico accidentale è stato definito in 600 daN/m<sup>2</sup> considerando, cautelativamente, persone in transito con accessori e pezzi di ricambio.

In allegato 3 si trova la relazione strutturale che ha verificato il dimensionamento degli elementi dei tralici definiti nella tavole grafiche.

Gli appoggi alle briccole ad alla banchina saranno definiti in sede di EPC in quanto le prime, in carpenteria, saranno dimensionate a piacere dal carpentiere mentre le seconde saranno decise sul posto una volta tracciati gli ingombri e verificata la consistenza e la coerenza della mantellata per sopportare un plinto di fondazione, anche se di carichi non rilevanti.

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fg. 27 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

## 8 DIMENSIONAMENTO SOTTOSTAZIONE ELETTRICA IN BANCHINA

Pur avendo il limite di batteria sull'estradosso dei plinti di fondazione è stato effettuato il calcolo complessivo come d'uso per le strutture *offshore*, considerando tutte le azioni dinamiche come statisticamente indipendenti e con fattore di amplificazione 1.5 così da potere avere dei valori oggettivi dei carichi agenti.

Questa condizione è risultata più cautelativa di quelle definite dalle NTC.

Nel seguito le verifiche svolte.

Dimensioni lorde elevazione 12,9 m \* 5,4 m

Peso Proprio + acc. = 1,0 t/m<sup>2</sup>      altezza baricentro da calpestio = 2,0 m

Forza vento = 5,25 t                              altezza centro velico = 2,0 m

Sisma zona 4                                      ax = ay = 0,05g

### 8.1 Calcolo delle componenti delle forze agenti

- Peso Proprio                               $F_v = ( 1,0 * 12,9 * 5,4 ) / 12 = 5,81 \text{ t}$

- Vento                                       $F_{oy} = 6,23e-5 * 12,9 * 4,0 * ( 78,6 * 0,514 )^2 = 5,25 \text{ t}$

$M = 5,25 * 2,0 = 10,5 \text{ t*m}$

$F_y = 5,25 / 12 = 0,44 \text{ t}$

$F_z = 10,5 / 5,4 / 4 = 0,49 \text{ t}$

$F_{ox} = 6,23e-5 * 5,4 * 4,0 * ( 78,6 * 0,514 )^2 = 2,20 \text{ t}$

$M = 2,2 * 2,0 = 4,4 \text{ t*m}$

$F_x = 2,2 / 12 = 0,18 \text{ t}$

$F_z = 4,4 / 43,0 = 0,10 \text{ t}$

dove  $W = ( 2,15^2 * 6 + 6,45^2 * 6 ) / 6,45 = 43,0 \text{ m}$

- Sisma x/y                                       $F_o = ( 1,0 * 12,9 * 5,4 ) * 0,05 = 3,48 \text{ t}$

$M = 3,48 * 2,0 = 6,96 \text{ t*m}$

$F_y = 3,48 / 12 = 0,29 \text{ t}$

$F_z = 6,96 / 5,4 / 4 = 0,32 \text{ t}$

$F_x = 3,48 / 12 = 0,29 \text{ t}$

$F_z = 6,96 / 43,0 = 0,16 \text{ t}$

dove  $W = ( 2,15^2 * 6 + 6,45^2 * 6 ) / 6,45 = 43,0$

- Sisma z                                       $F_v = 3,48 \text{ t}$

$F_z = 3,48 / 12 = 0,29 \text{ t}$

<b>CLIENTE:</b> 	<b>PROGETTISTA:</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>7200189500</b>	<b>UNITÀ</b> <b>001</b>
	<b>LOCALITÀ:</b> Porto Torres (SS)	<b>001-CI-E-10025</b>	
	<b>PROGETTO:</b> Terminale di Porto Torres Ingegneria di Base	Fg. 28 di 28	<b>Rev.</b> <b>00</b>

componendo le forze è stato ottenuto:

	x	ZX
Peso		5,81
Vento	0,18	0,10
Sisma x	0,29	0,16
Sisma z		0,29   somma = 0,33
Totale	0,47	6,24 t max comp. 5,38 t min comp.

	y	zy
Peso		5,81
Vento	0,44	0,49
Sisma y	0,29	0,32
Sisma z		0,29   somma = 0,43
Totale	0,73	6,73 t max comp. 4,89 t min comp.

Considerando il generico pilastro di altezza 1.9m dal piano di banchina sono state ricavate le seguenti forze agenti e fattorizzate:

$$T = 0,73 * 1,5 = 1,1 \text{ t}$$

$$M = 1,1 * 1,9 = 2,1 \text{ t*m}$$

$$N = 6,73 * 1,5 = 10,1 \text{ t}$$

un tubo 8" STD è risultato più adeguato ma sarà decisione del fornitore provvedere in merito.

Con questa ipotesi di carico sono stati dimensionati i tirafondi del plinto rappresentato nelle tavole grafiche.

Sono stati considerati quattro tirafondi HILTI Ø20 10.9 con le seguenti caratteristiche operative:

$$h_{nom} = 250\text{mm}$$

$$N = 6,3 \text{ t}$$

con un calcestruzzo C25/30.

Le forze effettive sono risultate le seguenti:

$$T = 1,1 / 4 = 0,28 \text{ t}$$

$$N = 10,1 / 4 - 2,1 / 0,3 / 2 = -0,98 \text{ t}$$

pertanto il plinto di supporto è verificato.