



Comune di
ORISTANO
Comuni de Aristanis

Porto di Oristano - Torregrande

Lavori di riqualificazione e potenziamento del porto turistico e porto pescatori in Torregrande.

Interventi di manutenzione straordinaria e messa in sicurezza delle strutture e degli impianti esistenti.

RTP Progettazione:



(mandataria)



(mandante)

Il responsabile della integrazione tra le prestazioni specialistiche

Ing. Marco DI STEFANO

Gruppo di Progettazione:

Ing. Marco DI STEFANO

Arch. Dario DI STEFANO

Ing. Fabio DI STEFANO

Ing. Antonio LONGO

Ing. Vincenza RINALDI

Geom. Rosario DI MAIO

Geom. Emanuele SENA

Prof. Geol. Giuseppe ROLANDI

Geol. Salvatore COSTABILE

Consulenza tecnica:

Dott. Ing. Luigi SANNA

il Responsabile Unico del Procedimento:

Dott. Ing. Roberto SANNA



PROGETTO DEFINITIVO

Num. Tavola

REL.05

Cod. Elab. TRG-PD_REL.05B

Elaborato:

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

DATA:

Giugno 2020

SCALA:

REV:

B



Comune di Oristano
Riqualificazione e Potenziamento del porto turistico e porto pescatori in Torregrande
PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo delle strutture

SOMMARIO

PREMESSA	2
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
MATERIALI STRUTTURALI	2
INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	5
INQUADRAMENTO GEOTECNICO E MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO.....	9
CARATTERIZZAZIONE SISMICA	10
ANALISI DEI CARICHI	13
ADEGUAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLE BANCHINE E DEI PONTILI ESISTENTI.....	13
PONTILI GALLEGGIANTI ALL CONCRETE 12x3.....	21
CONCLUSIONI.....	1

PROGETTISTI:

	(mandataria)	 geologia - ingegneria - ambiente	(mandante)	1
---	--------------	--	------------	---

Relazione di calcolo delle strutture**PREMESSA**

Nella presente Relazione di Calcolo Strutturale viene riportata la verifica delle strutture oggetto di manutenzione straordinaria nell'ambito degli interventi di riqualificazione e potenziamento del porto turistico e pescatori in Torre grande (Oristano).

Gli interventi di progetto prevedono l'adeguamento tecnico funzionale delle banchine e dei pontili esistenti.

In particolare nel corpo della relazione sono descritti i modelli di calcolo e le verifiche per i seguenti corpi d'opera

- Sovrastrutture di banchina dei pontili fissi denominati PF01, Pf02, Pf03, Pf04 ,Pf05 ,Pf06 ,Pf07;
- Nuovi pontili galleggianti all concrete in moduli aventi larghezza pari a 3.0m

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni
- Circolare n. 7/2019 del C.S.LL.PP - Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018

MATERIALI STRUTTURALI**Calcestruzzo per travi di coronamento, cunicoli, solette, beole**

	C35/45
classe di resistenza	
resistenza cubica caratteristica a compressione	R_{ck} 45.00 MPa
peso specifico	ρ 25.00 kN/mc
coeff. espansione termica lineare	α 1x10⁻⁵ °C⁻¹
coeff. di Poisson	ν_{fess} 0.00
	ν_{non fess} 0.20
modulo elastico secante	E_{cm} 34077 MPa
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck} 35.00 MPa
resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm} 43.00 MPa
coeff. parziale per resistenze SLU	γ_c 1.50
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc} 0.85
resistenza media a trazione assiale	f_{ctm} 3.21 MPa
resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm} 3.85 MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 5%	f_{ctk,0.05} 2.25 MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 95%	f_{ctk,0.95} 4.17 MPa
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd} 19.83 MPa
resistenza di calcolo a compressione per spessori < 5cm	f_{cd,sp<5} 15.87 MPa
resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd} 1.50 MPa
resistenza di calcolo a trazione per spessori < 5cm	f_{ctd,sp<5} 1.20 MPa
tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara)	σ_{c,rara} 21.00 MPa
tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara) per spessori < 5cm	σ_{c,rara,sp<5} 16.80 MPa
tensione ammissibile per combinazione quasi permanente	σ_{c,q.p.} 15.75 MPa
tensione ammissibile per combinazione quasi permanente per spessori < 5cm	σ_{c,q.p.,sp<5} 12.60 MPa
resistenza tangenziale caratteristica di aderenza per barre Ø≤32	f_{bk} 5.06 MPa
resistenza tangenziale di calcolo di aderenza per barre Ø≤32	f_{bd} 3.37 MPa



Relazione di calcolo delle strutture

Acciaio per armature

tipo		B450C	
coeff. parziale per le resistenze SLU	γ_M	1.15	
resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	450.00	MPa
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	540.00	MPa
rapporto $(f_t / f_y)_k$		$1,15 \leq (f_t / f_y)_k \leq 1,35$	
rapporto $(f_y / f_{y,nom})_k$		$(f_y / f_{y,nom})_k \leq 1,25$	
allungamento $(A_{gt})_k$	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,50 \%$	
resistenza di calcolo	f_{yd}	391.30	MPa
tensione per combinazione caratteristica (rara)	$\sigma_{s,rara}$	360.00	MPa

Le prescrizioni sui materiali strutturali, di seguito elencate, sono riportate negli elaborati grafici del presente progetto definitivo

PRESCRIZIONI MATERIALI		
Elemento:	Trave di coronamento	
Calcestruzzi	Classe di resistenza	C35/45
	Classe di esposizione	XC1 – XS3
	Rapporto massimo a/c	0,45
	Classe di consistenza	S4
	Dimensione massima aggregato	25 mm
	Tipo cemento	CEM IV/A
	Classe cemento	R325
	Minimo contenuto in cemento	360 Kg/m ³
	Copriferro nominale	50 mm
Armatura per c.a.	Classe acciaio	B450C
	f_{yk}	≥ 450 Mpa
	f_{tk}	≥ 540 Mpa
	Sovrapposizione barre	50 x diametro nominale

PRESCRIZIONI MATERIALI		
Elemento:	Cunicoli in c.a.	
Calcestruzzi	Classe di resistenza	C35/45
	Classe di esposizione	XC1 – XS3
	Rapporto massimo a/c	0,50
	Classe di consistenza	S4
	Dimensione massima aggregato	25 mm
	Tipo cemento	CEM IV/A
	Classe cemento	R325



Comune di Oristano
Riqualificazione e Potenziamento del porto turistico e porto pescatori in Torregrande
PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo delle strutture

Armatura per c.a.	Minimo contenuto in cemento	340 Kg/m ³
	Copriferro nominale	30 mm
	Classe acciaio	B450C
	fyk	≥450 Mpa
	ftk	≥540 Mpa
	Sovrapposizione barre	50 x diametro nominale

PRESCRIZIONI MATERIALI

Elemento:	Predalles prefabbricate	
Calcestruzzi	Classe di resistenza	C35/45
	Classe di esposizione	XC1 – XS3
	Rapporto massimo a/c	0,50
	Classe di consistenza	S4
	Dimensione massima aggregato	25 mm
	Tipo cemento	CEM IV/A
	Classe cemento	R325
	Minimo contenuto in cemento	360 Kg/m ³
	Copriferro nominale	45 mm
	Armatura per c.a.	Classe acciaio
fyk		≥450 Mpa
ftk		≥540 Mpa

PRESCRIZIONI MATERIALI

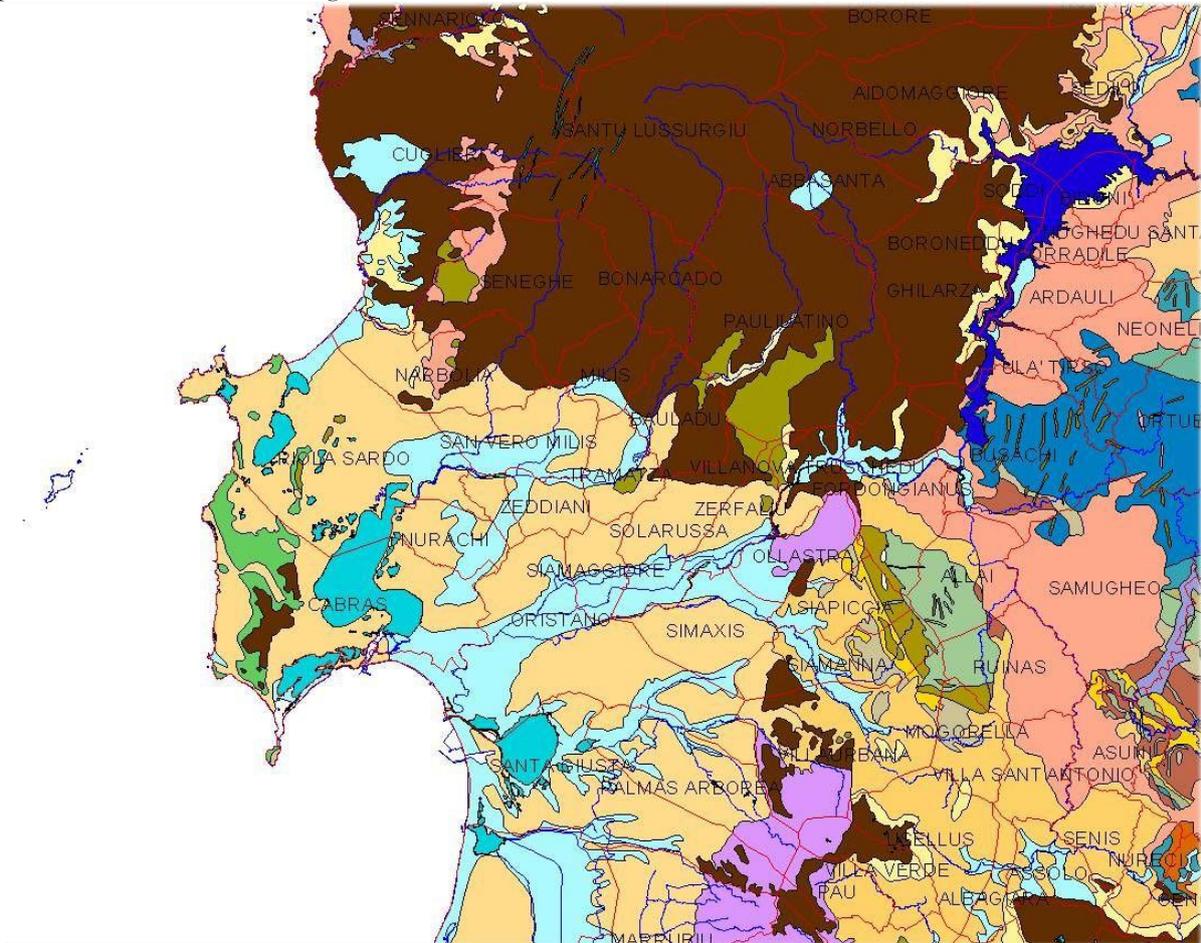
Elemento:	Soletta in c.a.	
Calcestruzzi	Classe di resistenza	C35/45
	Classe di esposizione	XC1 – XS3
	Rapporto massimo a/c	0,45
	Classe di consistenza	S4
	Dimensione massima aggregato	25 mm
	Tipo cemento	CEM IV/A
	Classe cemento	R325
	Minimo contenuto in cemento	360 Kg/m ³
	Copriferro nominale	50 mm
	Armatura per c.a.	Classe acciaio
fyk		≥450 Mpa
ftk		≥540 Mpa
Sovrapposizione barre		50 x diametro nominale



INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il territorio è costituito da terreni sedimentari e vulcanici di età terziaria e quaternaria, e quindi relativamente giovani. Fa eccezione l'Isola di Mal di Ventre, costituita invece da terreni del basamento cristallino paleozoico.

La sua parte occidentale è trovata affacciata alla costa del Mar di Sardegna mentre il suo settore orientale si protende verso il bacino idrografico del Tirso.



Mapa – L'area di Cabras inquadrata nella geologia dell'area vasta

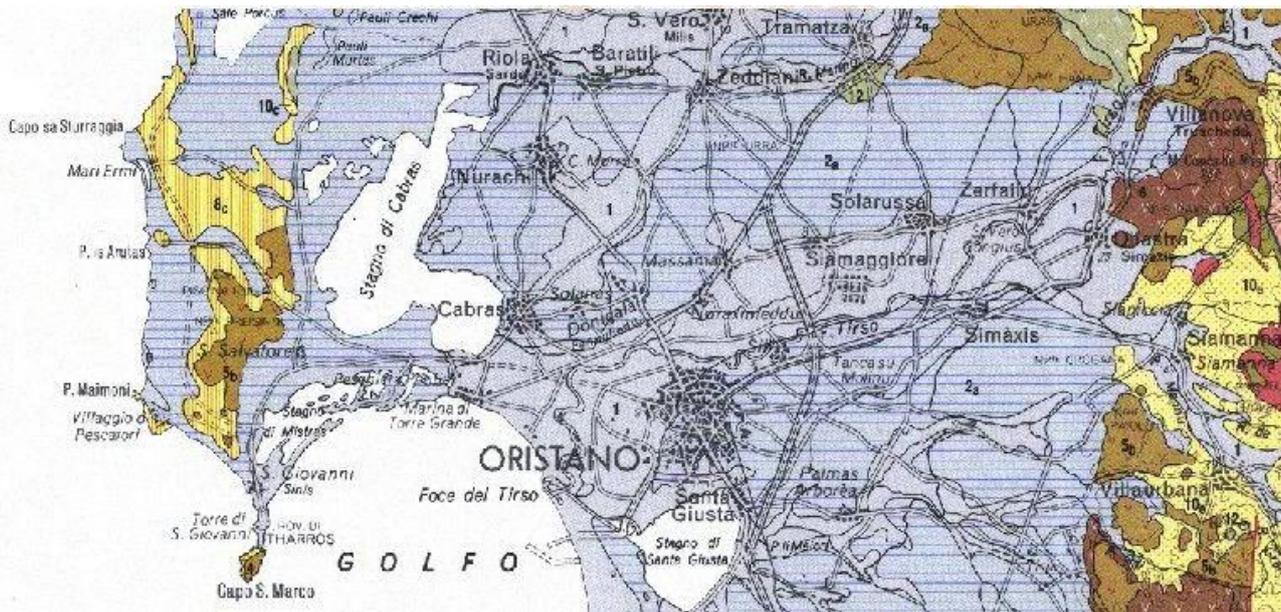
Il settore studiato costituisce la fascia costiera compresa tra la foce della originaria peschiera di Pontis (la foce dello Stagno di Cabras) e la foce del Tirso.

Il Campidano, una vasta superficie sub-pianeggiante o debolmente ondulata, modellata sui potenti depositi detritici plio-quaternari di varia origine, si estende per circa 100 km, con direzione NO-SE dal golfo di Cagliari al Golfo di Oristano, con una larghezza di circa 40 km, delimitata ad est e ad ovest da due pilastri tettonici, che nel Campidano di Oristano sono rappresentati dalla dorsale del Monte Grighine e dall'edificio vulcanico di Monte Arci, ad est, e dalla penisola del Sinis ad ovest. A nord la pianura è delimitata dal massiccio vulcanico del Montiferru.

La pianura oristanese costituisce l'estremità occidentale della fossa tettonica plio-quaternaria più nota come "graben campidanese", risultato del ringiovanimento, lungo i bordi paleozoici, delle direttrici tettoniche, responsabili della parte mediana e meridionale della struttura oligo-miocenica, che si sviluppava dal golfo di Cagliari a quello dell'Asinara, nota come "Fossa Sarda".



Relazione di calcolo delle strutture



Mappa – L'area nella Carta Geologico-Strutturale (Carmignani et alii..)

La fossa oligo-miocenica è stata colmata da oltre 1.500 m di sedimenti marini quali marne, calcari, calcareniti spesso fossiliferi, alternati ad episodi vulcanici del ciclo calco-alcalino, che spesso affiorano lungo i bordi della fossa.

Durante il Plio-Quaternario nel Campidano sono stati ulteriormente depositi circa 800 m fra sedimenti e vulcaniti alcaline, che poggiano sulle formazioni più antiche del ciclo sedimentario e vulcanico oligo-miocenico.

La serie sedimentaria plio-quaternaria, di spessore variabile fra qualche decina e qualche centinaia di metri, è il risultato della colmata operata da parte del fiume Tirso e dei suoi affluenti nel Pleistocene ed Olocene.

Questa successione è costituita da sedimenti continentali, per lo più appartenenti alla Formazione di Samassi, sui quali poggiano potenti depositi alluvionali, lacustri e lagunari pleistocenici, seguiti da depositi marini e lagunari flandriani-versiliani con intercalate le lave basaltiche.

I depositi marini quaternari, rappresentati da depositi di ambiente freddo, e da depositi tirreniani tipici, sono presenti nelle sole fasce costiere.

Il sottosuolo campidanese è quindi caratterizzato dall'alternarsi di strati più o meno potenti, talora lentiformi, di ghiaie ciottoloso-sabbiose, di argille, argille limose e sabbie argillo-limose, localmente sono presenti anche dei livelli torbosi, depositi a più riprese dal Tirso e dei suoi affluenti, che grande importanza hanno avuto nella formazione della piana e nel suo successivo modellamento.

I singoli orizzonti, spesso lentiformi, presentano spessori molto variabili da luogo a luogo, rendendo difficili le correlazioni stratigrafiche.

La sequenza stratigrafica del Campidano di Oristano è stata ricostruita sulla base dei risultati di due perforazioni profonde eseguite nei primi anni '60 per una ricerca di idrocarburi promossa dalla Regione Autonoma della Sardegna.

Il primo sondaggio eseguito presso Case Sassu (tra lo Stagno di S'Ena Arrubia e l'ex stagno di Sassu), raggiunse la profondità di 1802 m ed attraversò i seguenti terreni:

- Sabbie limi argillosi, con livelli di conchiglie marine e di stagno (Quaternario) da 0 a 33 m;
- Argille, limi e scarse sabbie ciottolose in facies alluvionale e palustre (Quaternario) da 33 a 94 m;
- Argille grigiastre, limi e rare sabbie in facies prevalentemente alluvionale, con resti di gasteropodi d'acqua dolce e di piante palustri (Pliocene sup.) da 94 a 304 m;
- Basalto, grigio scuro, compatto, in colate, da 304 a 310 m;
- "Formazione di Samassi", costituita da alternanze di limi marnoso-calcarei, talora sabbiosi, conglomerati a ciottoli di marne mioceniche prevalenti, argille e marne ad abbondanti foraminiferi miocenici e pliocenici rimaneggiati, in facies fluvio-torrentizia e subordinatamente lacustre (Pliocene medio-superiore) da 310 a 730 m;
- Marne arenacee a foraminiferi e resti di molluschi marini (Pliocene inf.) da 730 a 820 m;



Relazione di calcolo delle strutture

- Complesso sabbioso-ciottoloso, argillo-marnoso e sabbioso-marnoso sterile (Messiniano?) da 820 a 870 m;
- Alternanze di marne ed arenarie fini di ambiente di mare aperto, a foraminiferi e lamellibranchi (Tortoniano-Burdigaliano) da 870 a 1430 m;
- Marne prevalentemente arenacee ed arenarie con intercalazioni tufacee, piroclastiche e probabilmente laviche, andesitico-basaltico, talora in giacitura caotica (Burdigaliano- Aquitaniano) da 1430 a 1802 m.

Il secondo sondaggio eseguito nella periferia sud-occidentale dell'abitato di Riola raggiunse il 1700 m di profondità ed attraversò i seguenti terreni:

- Sabbie dunari, sabbie e limi a conchiglie marine e di stagno, ricoprenti ghiaie alluvionali prevalentemente quarzose (Quaternario) da 0 a 20 m;
- Argille e limi sabbiosi con intercalazioni ghiaiose, in facies alluvionale prevalente e palustre (Quaternario – Pliocene Sup (?)), da 20 a 218 m;
- Basalto grigio scuro, da compatto a boloso, in colate, da 218 a 243 m;
- “Formazione di Samassi”, costituita da alternanze di marne arenaceo-calcaree, conglomerati a ciottoli di marne e arenarie mioceniche prevalenti, sabbie, argille torbose, limi, ad abbondanti foraminiferi miocenici e pliocenici rimaneggiati, in facies fluvio-torrentizia e subordinatamente lacustre (Pliocene medio-superiore) da 243 a 671 m;
- Marne argillose ed arenacee, a foraminiferi e resti di lamellibranchi marini (Pliocene inf.) da 671 a 729 m;
- Marne e sabbie talora grossolane, in facies marina e dubbitativamente continentali nella parte alta (Messiniano Miocene superiore-medio) da 729 a 856 m;
- Ignimbriti, andesiti e tufi associati (Miocene inf.) da 856 a 1298 m;
- Tufiti con intercalati livelli marini ad ostree (Miocene inferiore) da 1298 a 1308 m;
- Andesiti, Ignimbriti e tufi associati, talora con filoni e vene di calcedonio (Miocene inferiore – Oligocene superiore) da 1308 a 1700 m.

I basalti plio-quaternari, omologhi a quelli di Capo Frasca, di Capo San Marco e del Sinis, si trovano nel sottosuolo, disposti a gradinata, perché ribassati da una serie di faglie, parallele ed ortogonali alla direzione della fossa, mostrando profondità crescenti da nord verso sud e da est verso ovest.

La colata più superficiale, attraversata da numerose perforazioni per acqua effettuate poco a monte dell'abitato di Solarussa, si trova ad una profondità di alcune decine di metri, ricoperta da depositi alluvionali, e poggia a sua volta su altri sedimenti alluvionali di età precedente. Nelle perforazioni effettuate dall'AGIP, le colate basaltiche sono ribassate alla profondità di circa 218 metri presso Riola e di 304 metri presso Sassu.

Nell'Oristanese la pianura è attraversata dal tratto terminale del fiume Tirso e dei suoi affluenti, tale superficie è resa meno monotona dalla presenza di superfici terrazzate, lagune, stagni e piccole paludi. Questi corpi idrici, relitti di bracci fluviali e meandri abbandonati del Tirso e dei suoi affluenti, oggi in parte bonificati, ed i terrazzi fluviali testimoniano le modificazioni evolutive dei corsi d'acqua e della linea di costa legate a periodi di sedimentazione alternati a periodi di erosione.

L'area, oggi pressoché pianeggiante, è caratterizzata dalla presenza di terrazzi fluviali dovuti alle inondazioni dei fiumi gravitanti nell'area. Nella piana, nel settore caratterizzato dal talweg del Tirso, si riconoscono diversi ordini di terrazzi dal T0 attuale e subattuale al T3 legato agli eventi alluvionali più antichi.

Oltre che per la posizione topografica differente tali terrazzi possono essere differenziati anche per il tipo di depositi e per il tipo di suolo che su di essi si è evoluto. I terrazzi sub-attuali ed attuali si trovano nell'area di golena e sono costituiti da sabbie quarzose fini e ghiaie e ciottoli eteromorfi e poligenici, su di essi si sono evoluti dei suoli, denominati terreni di “Bennaxi”, che presentano elevate potenzialità per l'uso agricolo. I terrazzi più antichi, che si sviluppano a quote più alte rispetto ai primi, sono caratterizzati da livelli di ciottoli e ghiaie poligeniche ed eterometriche, in matrice sabbio-limo-argillosa ferrettizzata, fortemente addensati. Su di essi si sono evoluti dei suoli meno fertili dei precedenti, denominati terreni di “Gregori”. La piana è attraversata anche da una fitta rete di canali artificiali, realizzati dagli anni '30 fino ad oggi.



Relazione di calcolo delle strutture

In affioramento il termine più antico dei depositi detritici quaternari è rappresentato dalle alluvioni antiche terrazzate. Questi depositi, costituiti da alternanze di livelli ciottolosi, ghiaiosi e sabbiosi, in matrice argillo-limosa, con locali lenti di argilla e di torba, caratterizzati da una elevata eterometria della frazione più grossolana, non si rinvencono in affioramento nel territorio comunale.

Seguono i depositi delle alluvioni medie, rappresentati da livelli ciottoloso-ghiaiosi, ma con una maggiore frazione sabbiosa, le così dette alluvioni rimaneggiate, formatesi evidentemente, nel Pleistocene medio e superiore, dall'erosione e successiva sedimentazione di parte dei depositi alluvionali antichi, ad opera dei fiumi presenti.

Generalmente questi depositi alluvionali sono costituiti da materiali detritici provenienti dal bacino del Tirso. Le sabbie sono di tipo quarzoso-feldspatico, ed i ciottoli e le ghiaie sono costituiti da clasti di quarziti, granitoidi e rocce cristalline del basamento paleozoico della Sardegna, estesamente diffuso in affioramento nei territori attraversati dal Tirso.

Questi depositi alluvionali, per la loro origine, presentano caratteri macroscopici molto simili a quelli delle alluvioni antiche, dalle quali derivano, pertanto i limiti fra le due formazioni non sono sempre netti e facilmente riconoscibili in campagna. L'unico aiuto per la delimitazione degli affioramenti di questa formazione è dato dalla morfologia, più uniforme, rispetto a quella dei depositi antichi.

Questi terreni, che costituiscono buona parte del territorio comunale campidanese, ne occupano il settore altimetricamente più elevato compreso tra i 4 e gli 8 m s.l.m. Essi si sviluppano con continuità dall'abitato di Cabras fino ai limiti comunali settentrionale ed orientale. A sud sono troncati in corrispondenza dell'argine destro del Tirso, dove lasciano il posto alle alluvioni recenti, e a sud-ovest dall'alveo, oggi canalizzato e rettificato, del Rio Tanui.

Localmente inglobano piccole aree depresse, vecchie paludi bonificate, dove si rinvencono invece terreni più francamente limoso-argillosi.

Nella sequenza stratigrafica seguono i depositi alluvionali ciottoloso-sabbiosi sciolti, subattuali ed attuali, che si rinvencono lungo l'alveo del Tirso, caratterizzato in questo tratto da andamento meandriforme, lungo l'alveo del Rio Tanui, e nei terreni che si sviluppano fra questi due corsi d'acqua.

Anche nel settore della foce del Tirso si rinvencono questi depositi alluvionali recenti, che nella zona più prossima alla linea di riva sfumano nelle sabbie di spiaggia e sono ricoperti dalle sabbie eoliche.

Questi depositi ciottoloso-sabbiosi, decisamente sciolti, mostrano una maggiore granulometria decisamente più minuta dei depositi alluvionali medi, con prevalenza delle frazioni argillo-limose e sabbiose. Essi derivano in parte dal rimaneggiamento dei depositi più antichi, ma è consistente anche il materiale derivante dalla deposizione del carico solido delle piene del Tirso.

Nelle zone più vicine alla costa oltre agli apporti prettamente fluviali, questi depositi hanno ricevuto consistenti apporti sabbiosi di origine eolica, provenienti dalla vicina spiaggia e dal campo dunare retrostante, quello dove negli anni '50 è stata impiantata la pineta di Torregrande.

Questi depositi, interessati nel tempo da processi pedogenetici, risultano ora ricoperti da suoli vertici anche di notevole spessore, e solo in profondità si notano meglio le facies alluvionali più tipiche.

Nel settore compreso tra la strada provinciale per San Giovanni di Sinis e quella per Torregrande le alluvioni recenti, lasciano il posto ai limi palustri, che si sviluppano attorno alla Peschiera di Pontis e nel ramo residuo dello Stagno di Sa Mardini.

Depositi argillo-limosi, talvolta torbosi, di ambiente palustre prendono il posto dei depositi alluvionali lungo la sponda sinistra dello stagno di Cabras, sviluppandosi anche nel settore a nord dell'abitato dove sono presenti gli stagni di Mar'e Pauli e di Pauli e Sali. Il passaggio fra queste due formazioni è spesso graduale, altre volte è digitato.

Di colore scuro, talvolta nerastro, sono costituiti da alternanze di fanghi nerastri, limi-argillosi, argille e lenti di torba, accumulatisi nel tempo nelle aree più depresse della pianura, dove si sviluppavano aree palustri.

La formazione, da poco costipata a molle, presenta una certa frazione sabbiosa, derivante dall'erosione delle zone circostanti.

Il territorio comunale, così come il resto della Sardegna, non è classificato sismico. Anche l'attività vulcanica, presente ed importante in ere precedenti, risulta oggi del tutto assente.

I terreni descritti sono riportati nella carta geologica allegata dove non sono state differenziate tutte le facies presenti, perché spesso gli affioramenti, di dimensioni assai ridotte, non sono facilmente cartografabili. Nella descrizione che segue si cercherà di descrivere tutti gli eventi riconoscibili, soprattutto



Relazione di calcolo delle strutture

per quanto riguarda i depositi marini e quelli eolici, in quanto nel territorio comunale affiora una delle sequenze più complete della Sardegna, di età Pleistocene medio- superiore ed Olocene.
Stratigrafia

INQUADRAMENTO GEOTECNICO E MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Il settore del porto di Torre Grande è ubicato per la maggior parte sui resti di un terrazzo alluvionale, in parte ormai spianato. In parte il sistema poggia su una superficie di erosione costiera.

Alcune parti più periferiche si trovano invece su di un substrato sabbioso originato dal disfacimento dello stesso che ha parzialmente colmato le zone circostanti più depresse.

In dettaglio le formazioni che interessano il settore sono le seguenti:

- Alluvioni antiche terrazzate; alluvioni medie
- Depositi sabbioso-argillosi di dilavamento; alluvioni sciolte
- Depositi limoso-argillosi di ambiente palustre.

Le alluvioni antiche terrazzate rappresentano le formazioni sedimentarie più antiche e sono state depositate dal paleo-Tirso e dai suoi affluenti in condizioni climatiche ben diverse da quelle attuali.

I resti dei terrazzi sono ancora visibili solo nella zona retrostante il settore del Porto.

Dalla demolizione e dal rimaneggiamento delle alluvioni si sono originate le alluvioni medie, di colore bruno, nelle quali diminuisce la frazione grossolana rispetto alle antiche. Sono comunque abbastanza cementate e con portanza sufficiente anche perché le nuove tipologie di fondazione in calcestruzzo le rendono in grado di sopportare il peso delle abitazioni.

Dall'ulteriore dilavamento e rimaneggiamento della formazione alluvionale media si sono originate alluvioni sciolte attuali e subattuali, costituite da sabbie parzialmente limoso-argillose che circondano gli antichi alti morfologici colmando in parte le depressioni circostanti, con uno spessore di alcuni metri.

Non è agevole distinguere i limiti con la precedente formazione, data la presenza dell'alterazione superficiale

Questa formazione ha caratteristiche più scadenti rispetto alla precedente, anche se a qualche metro di profondità sono rinvenibili livelli compatti e nei quali è presente una certa frazione ghiaiosa.

Interessa solo marginalmente il settore nella zona verso la peschiera Pontis. A parte la portanza mediocre i problemi possono essere rappresentati dalla variazione della falda, in queste formazioni a minore profondità rispetto alle precedenti.

Tale oscillazione provoca variazioni nel volume del terreno con cedimenti che localmente possono anche essere differenziati.

Il problema può comunque essere facilmente risolto con adeguate fondazioni.

I depositi palustri si rinvencono invece nelle depressioni, lungo lo stagno e i canali che lo drenano.

I depositi palustri non sono francamente argillosi per la presenza di una certa frazione sabbiosa originatasi dal disfacimento delle precedenti formazioni.

Le caratteristiche tecniche sono ovviamente scadenti, anche per la presenza di ristagni idrici superficiali e della falda poco sotto il livello del suolo.

Per quanto i terreni sui quali sorge gran parte dell'abitato presentino generalmente sufficienti caratteristiche tecniche, si consiglia sempre una valutazione delle proprietà geotecniche puntuali, specie nel caso di settori prossimi ad impluvi, o facenti parti della periferia meridionale o occidentale di Cabras o, obbligatoriamente, nel caso di opere private di rilevante incidenza sulle strutture fondali e comunque nel caso di opere pubbliche.

Problemi si possono avere in caso di scavi aperti a lungo, per allentamento del terreno. In caso di precipitazioni e non controllo delle acque dilavanti provenienti dalle zone circostanti si possono avere fenomeni franosi di colamento e scivolamento.

Il modello geomeccanico del terreno utilizzato per l'analisi dei pali di fondazione dei nuovi pontili, desunto dagli studi sopra riportati descritti negli elaborati di riferimento del progetto preliminare, è schematizzato nella tabella seguente:



Relazione di calcolo delle strutture

N	Descrizione	Tipo	Peso Unità Volume	Angolo di Attrito	Coesio ne	Ed	Costante di sottofondo			σt	σt_{SLU}	Coes Eff	Terreni
							X	Y	Z				[N/mm ²]
001	Sabbia argillosa mediamente consolidata	C	18 000	32	0,00	25	60	60	200	-	-	0,00	

LEGENDA Terreni

N Numero identificativo del terreno.

Tipo Categoria di appartenenza del suolo di fondazione secondo la classificazione proposta al punto 3.2.2 del DM 14 gennaio 2008: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m - [S1] = Depositi di terreni caratterizzati da valori di Vs,30 inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < cu,30 < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche - [S2] = Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Ed Modulo edometrico.

Costante di sottofondo Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X, Y, e Z.

σt Tensione di compressione ammissibile per il terreno.

σt_{SLU} Tensione di compressione consentita per il terreno allo Stato Limite Ultimo.

CARATTERIZZAZIONE SISMICA

I parametri sismici utilizzati, sono stati ricavati come indicato dalla normativa vigente (NTC2018) al paragrafo 3.2, a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

Ai fini della classificazione sismica del sito, si prescrive di fare riferimento alla zonazione di dettaglio del territorio nazionale redatta dall'INGV, secondo la quale il territorio nazionale è discretizzato con una maglia di punti a ciascuno dei quali corrisponde per ognuno dei seguenti parametri significativi rispetto all'evento sismico atteso un dato valore corrispondente ad un certo tempo di ritorno:

- Accelerazione massima su substrato rigido a_g ,
- Fattore di amplificazione spettrale F_0 ,
- Periodo caratteristico T_c^* .

Le coordinate geografiche del sito di interesse nel sistema WGS84 sono le seguenti:

- Latitudine: 39.90420 [°]
- Longitudine: 8.49145 [°]

È stato assunto un valore della vita nominale pari a **VN=50 anni** corrispondente ad un'opera rientrante nella **tipologia 2** (Opere Ordinarie) riferita ad opere ordinarie.

Con riferimento alle conseguenze di un'improvvisa interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le strutture rientrano nella **Classe d'uso II** a cui corrisponde un coefficiente d'uso $CU = 1.5$. Ne consegue che il periodo di riferimento per l'azione sismica è definibile come:

$$VR = VN \times CU = 50 \text{ anni}$$

La probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento VR, sono stabilite dalla norma in funzione dei differenti stati limite. In funzione dei valori del periodo di riferimento VR e della probabilità di superamento PVR, si definisce il periodo di ritorno TR mediante la relazione:

$$T_R = - \frac{VR}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Il sito in oggetto ricadente nel comune di Oristano, località Torregrande, date le coordinate già precedentemente riportate, tramite la mappatura di microzonazione sismica fornisce i valori dei parametri di pericolosità sismica a_g , F_0 e T_c^* , con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), indicati in Tabella V.

I parametri di pericolosità sismica sono valutati in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale; pertanto essi vanno opportunamente modificati in relazione alle locali condizioni di stratigrafia e alla morfologia del piano campagna.

Tabella V – Parametri di pericolosità sismica



Comune di Oristano
Riqualificazione e Potenziamento del porto turistico e porto pescatori in Torregrande
PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo delle strutture

	Prob. Superamento	T _R	a _g	F ₀	T _c *
	[%]	[anni]	[g]	[-]	[s]
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0.0395	2.77	0.29
Stato limite di danno (SLD)	63	50	0.0217	2.63	0.19

A tale scopo è necessario determinare:

- la categoria di sottosuolo (tabelle 3.2.II del D.M 17.01.2018);
- la categoria topografica (tabella 3.2.IV del D.M. 17.01.2018).

Come desumibile dagli elaborati parte del progetto preliminare il sito in esame è caratterizzato da una categoria di **sottosuolo C** - "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valo di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s."

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Mentre per la topografia, essendo l'area caratterizzata da pendii e rilievi isolati di altezza inferiore a 30 m, il sito rientra nella **categoria T1**.

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

A partire dai valori dei parametri sismici innanzi definiti è possibile calcolare l'accelerazione massima attesa nel sito di progetto (amax) e costruire i spettri di risposta elastici.

Il nuovo pontile su pali è progettato con comportamento strutturale non dissipativo (SND) e pertanto, a seinsi del pgr 7.3.1 si adotta un fattore di comportamento $q_{ND}=1.33$ ridotto rispetto al minimo relativo alla CD'B secondo l'espressione:



Relazione di calcolo delle strutture

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD \cdot B} \leq 1,5$$

Si riportano di seguito gli spettri di progetto allo SLD e SND:

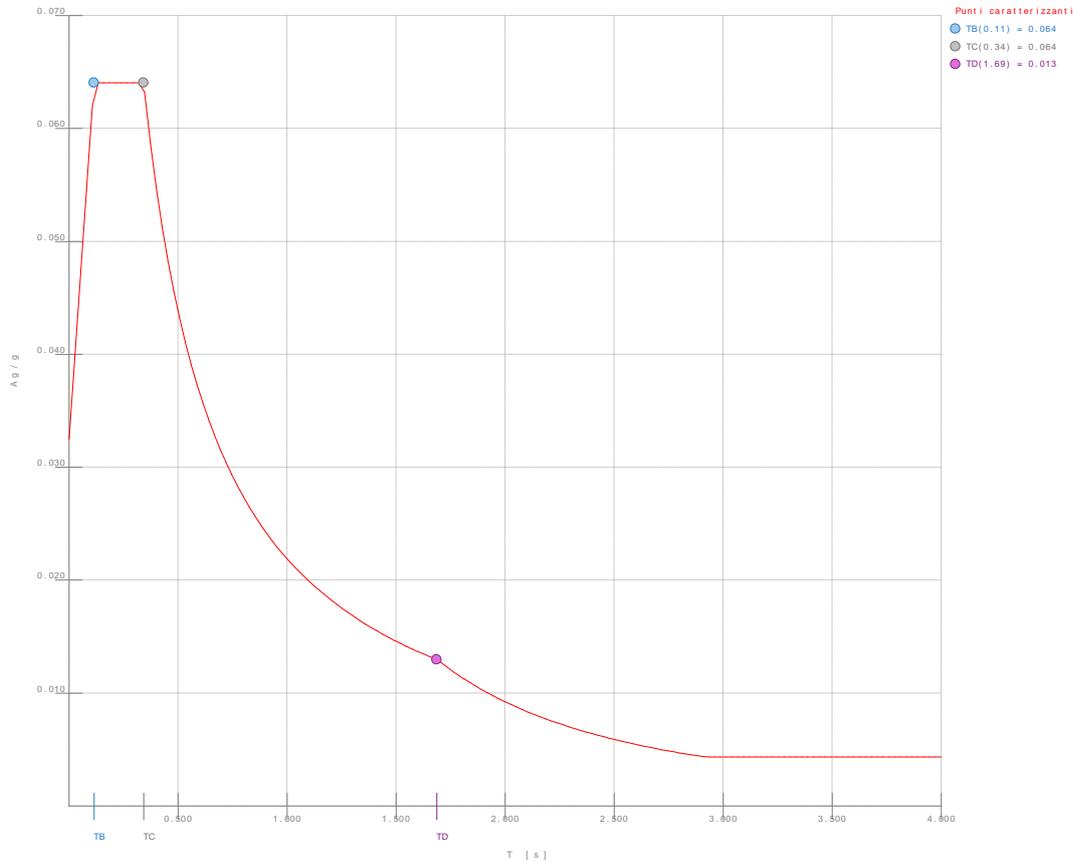


Figura numero 1: Spettro SLD



Relazione di calcolo delle strutture

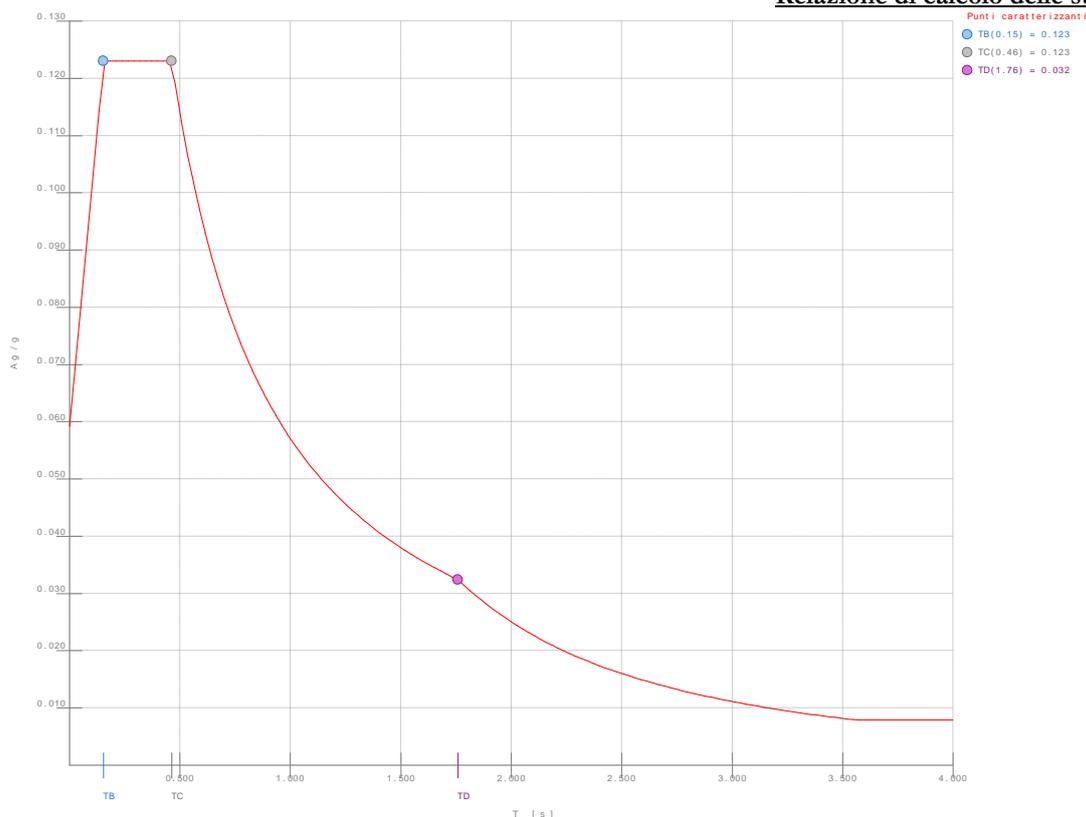


Figura numero 2: Spettro SND

ANALISI DEI CARICHI

Le azioni considerate nelle modellazioni derivano dai seguenti carichi principali:

- Peso proprio delle strutture;
- Carico accidentale di banchina (carico variabile);
- Azione sismica.

Il sovraccarico accidentale in fase di esercizio risulta pari a 10 kPa.

Le combinazioni dei carichi ed i coefficienti di combinazione sono illustrati, caso per caso, nei diversi modelli di calcolo descritti nei capitoli successivi.

ADEGUAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLE BANCHINE E DEI PONTILI ESISTENTI

Gli interventi di adeguamento tecnico funzionale delle banchine e dei pontili esistenti prevedono:

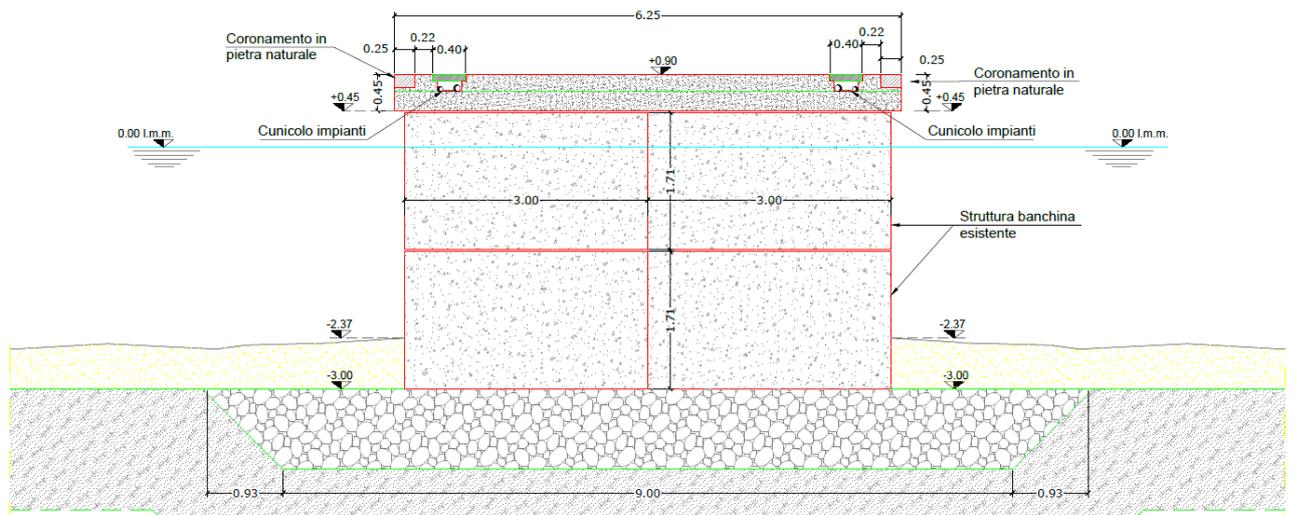
- la demolizione ed il rifacimento della soletta superiore in c.a. dei pontili esistenti avente altezza pari a 49 cm, comprensiva dei cunicoli impianti
- la demolizione ed il rifacimento delle travi di coronamento delle banchine esistenti e degli adiacenti cunicoli impianti.

L'attuale configurazione del pontile Pf01, come rappresentato nell'immagine seguente, presenta una sottostruttura in calcestruzzo con sovrastante solette in c.a. avente spessore pari a 45 cm.

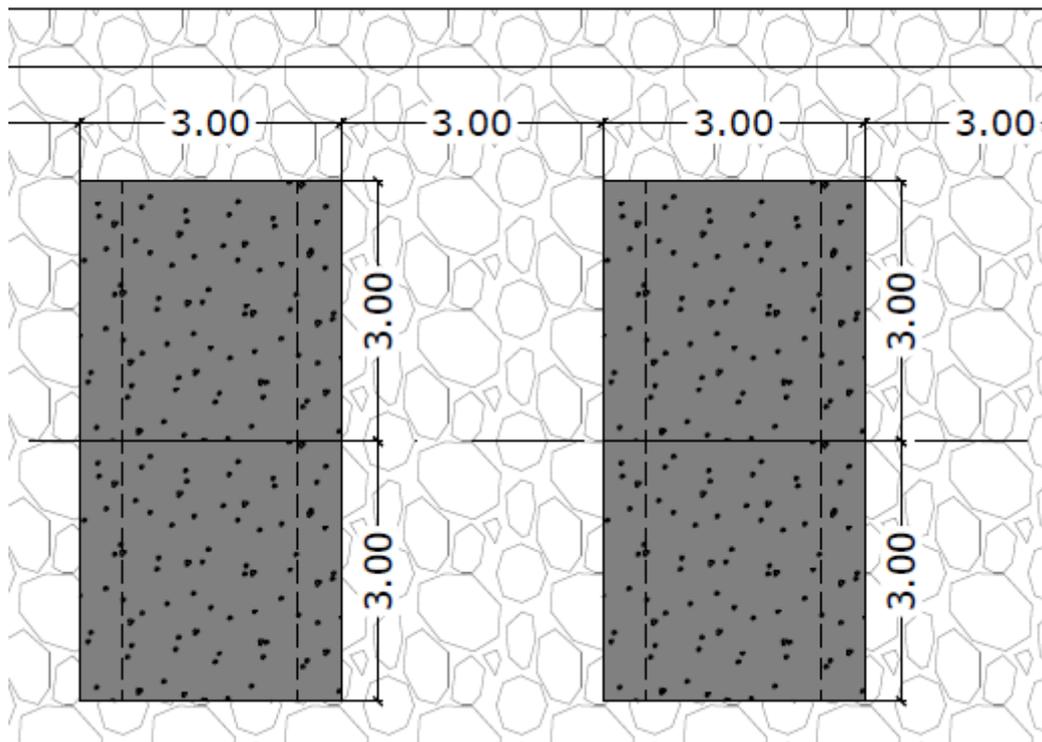
La larghezza del pontile è pari a 6.25 m mentre le dimensioni della sottostruttura in pianta sono pari a 6.0 m x 3.0 m x h= 3.40 m. I blocchi in c.a. sono posti ad interasse pari a 3.0m



Relazione di calcolo delle strutture



Sezione di rilievo



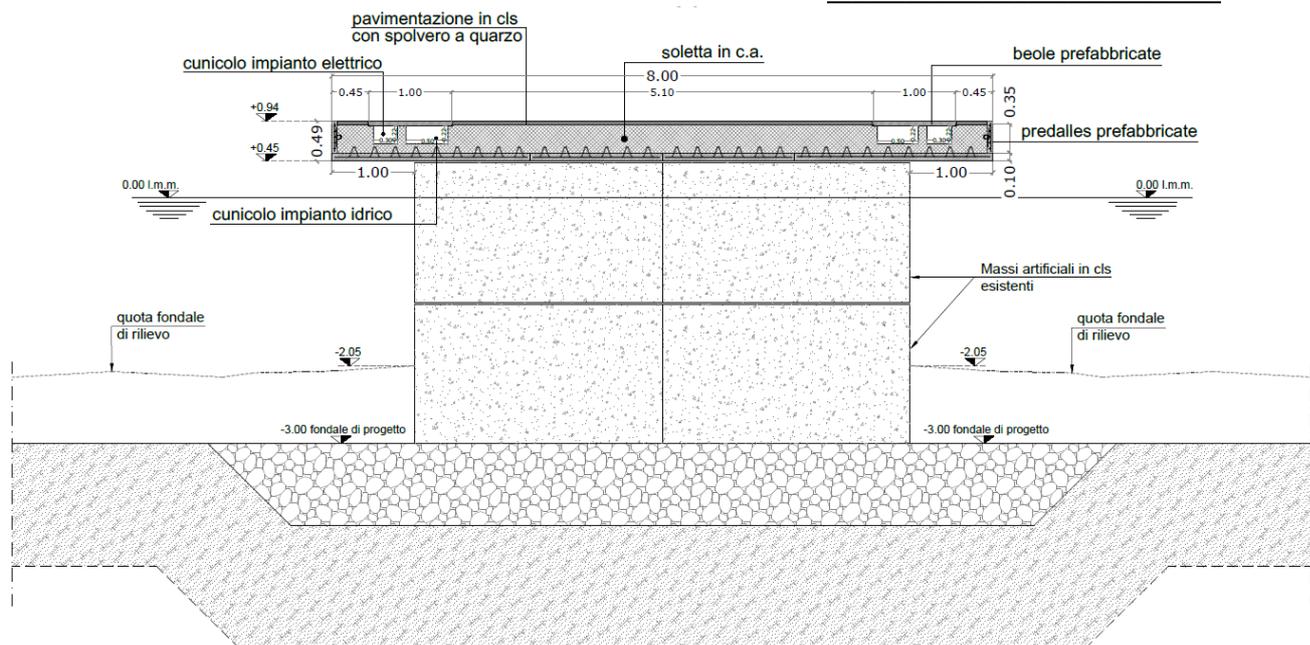
Stralcio planimetria di rilievo aquota sottostruttura.

Gli interventi di progetto riguardano semplici interventi di manutenzione straordinaria del pontile esistente ed interessano unicamente la soletta di sovrastruttura fortemente dissestata nelle condizioni attuali.

In particolare si prevede la demolizione della sovrastruttura e la realizzazione di una nuova soletta in c.a. avente altezza pari a 49 cm.



Relazione di calcolo delle strutture



Gli interventi di progetto, trattandosi di manutenzione straordinaria non richiedono opere di adeguamento generalizzato sulla struttura

In particolare gli interventi descritti non apportano significative variazioni di massa né di rigidezza alla struttura esistente non alterando in alcun modo il comportamento strutturale complessivo sia nei confronti delle azioni statiche sia dinamiche (sismiche).

Pertanto l'intervento può classificarsi come un intervento locale ai sensi delle art. 8.4.1 delle NTC 2018 e C8.4.1 della circolare 21/01/2019 in quanto trattasi di interventi che non alterano il comportamento globale della costruzione, trattandosi di interventi tesi al ripristino, rinforzo o sostituzione di elementi strutturali o parti di esse, non adeguati alle funzioni che devono svolgere.

Si descrivono pertanto le analisi e le verifiche statiche eseguite per il dimensionamento dell'armatura della sovrastruttura.

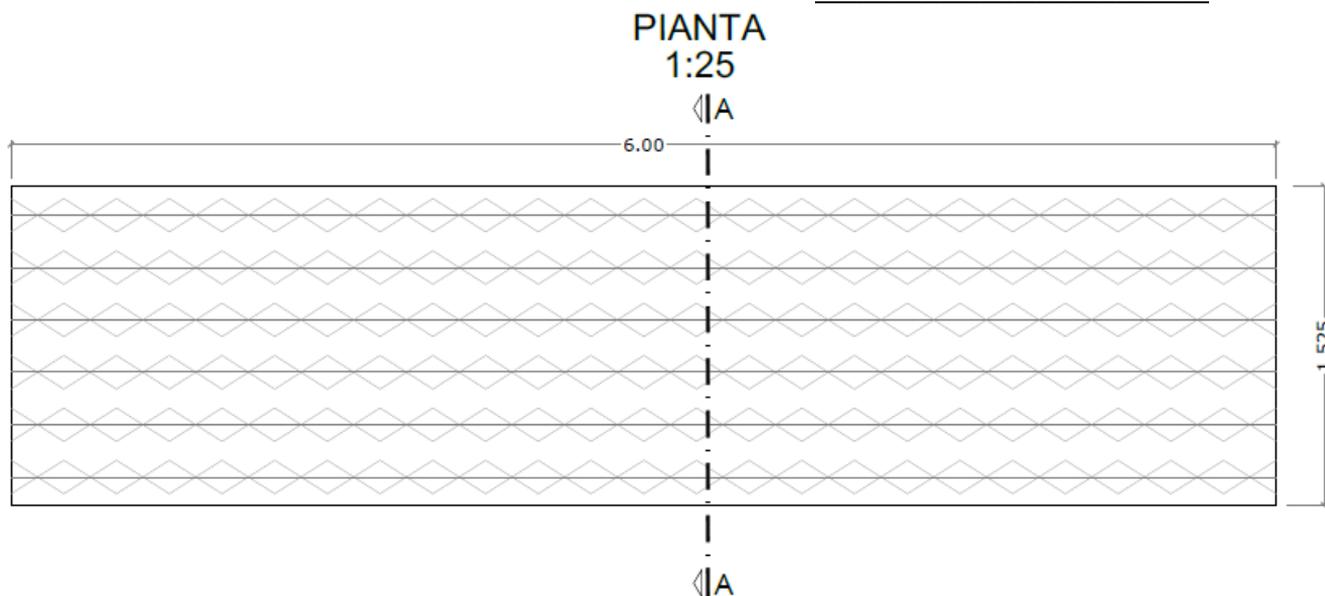
Analisi e verifica della soletta in c.a.

La soletta avente altezza $h = 49$ cm sarà realizzata con calcestruzzo classe C35/45 e barre d'armatura in acciaio B450C.

La sovrastruttura sarà realizzata mediante utilizzo di predalles tralicciate prefabbricate in c.a. avente spessore pari a 10 cm semplicemente appoggiate in prima fase alla sottostruttura esistente.



Relazione di calcolo delle strutture



I tralicci in acciaio sono stati dimensionati come segue per resistere alle sollecitazioni indotte dai carichi di getto.

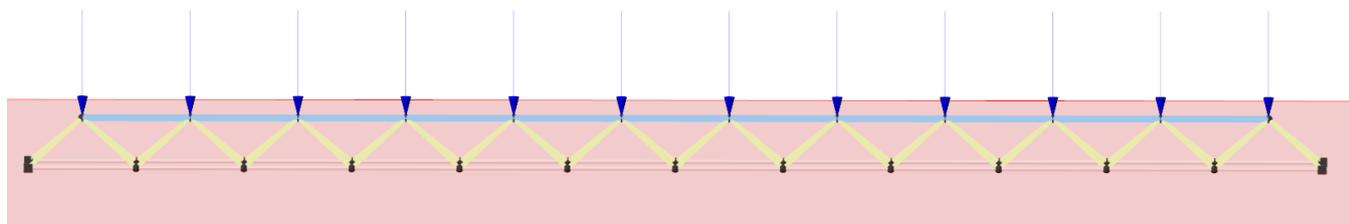
Verifica di prima fase

Le predalleas di progetto presentano n. 4 tralicci/m.

Considerato il peso proprio della predalle e del getto del calcestruzzo dell'intera soletta, i carichi gravanti sulla predalles in prima fase risultano pari a 12.25 kN/m.

Il carico gravante sul singolo traliccio, considerando una luce pari a 3m, è pari a 9.18 kN.

Si riporta di seguito modello di calcolo del traliccio realizzato mediante il software agli elementi finiti Modest della Tecnisoft.



Si riporta di seguito verifica di stabilità e resistenza delle aste dei tralicci, pienamente soddisfatte.

VERIFICA STABILITA' RESISTENZA ASTE ACCIAIO								
barre	d	A (mm ²)	f _{yd}	N _{rd} (kN)	X	N _{rb} (kN)	N _{rd} (kN)	C.S
d16 superiore - compresso	16	201.056	391.3	-78.6732	0.72	-31.43	-56.6447	1.80225
tralicci d10 - compresso	10	78.5375	391.3	-30.7317	0.38	-3.72	-11.6781	3.139262
d10 inferiore - teso	10	78.5375	391.3	30.73172	1	15.71	30.73172	1.956189

Verifica di seconda fase

I carichi accidentali di seconda fase considerati per il dimensionamento della soletta sono pari a 10 kN/m². In ipotesi estremamente cautelativa di considerare la soletta semplicemente appoggiata per amplificare la sollecitazione flettonete i valori di momento e taglio sollecitante risultano pari rispettivamente a:

Verifica SLU		γ _G , γ _Q	Tot.	
Peso proprio	12.25	1.3	15.925	kN/m



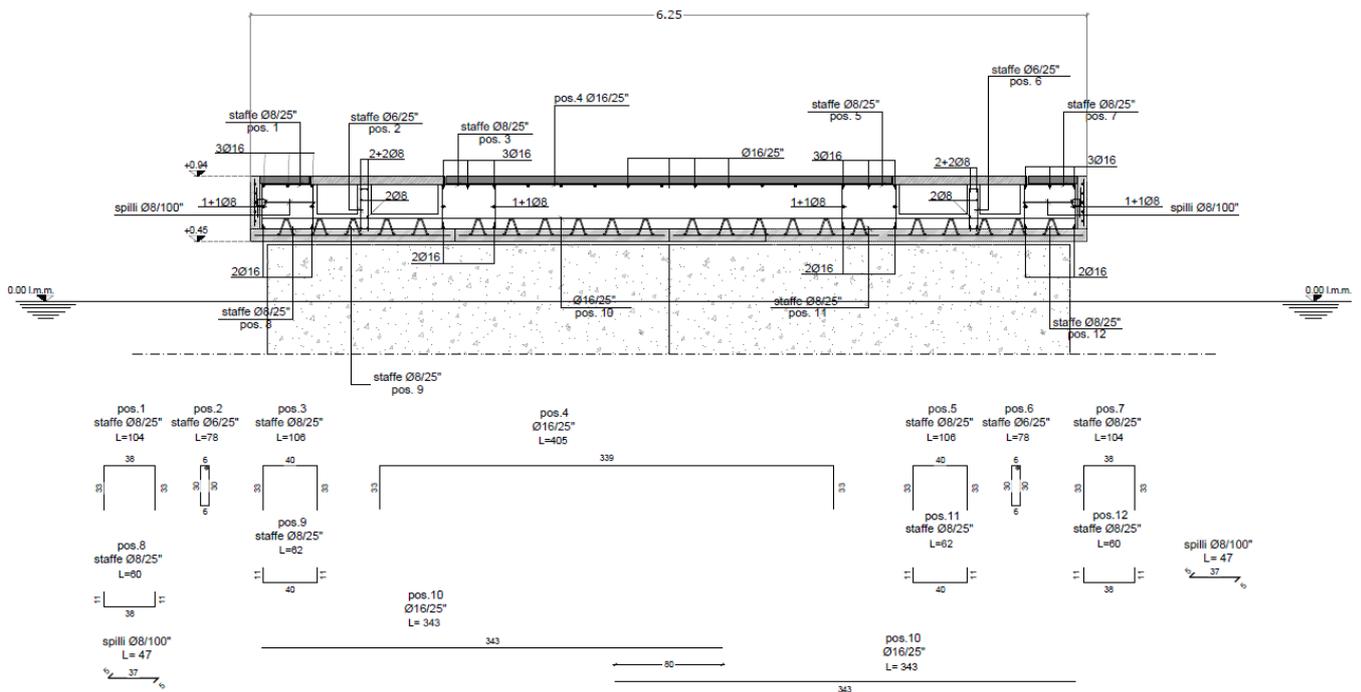
Comune di Oristano
Riqualificazione e Potenziamento del porto turistico e porto pescatori in Torregrande
 PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo delle strutture

Carico accidentale	10	1.5	15	kN/m
Tot. Carico fase di esercizio SLU			30.925	kN/m
M seconda fase			34.79063	kN m
Taglio			46.3875	kN

Considerando un comportamento unidirezionale della soletta armata con i correnti dei tralicci come armatura inferiore e barre d16/25 come armatura superiore, le verifiche sia a momento positivo che a momento negativo risultano ampiamente soddisfatte come indicato nelle figure seguenti

SEZIONE A-A - ARMATURA
 1:25





Comune di Oristano
Riqualificazione e Potenziamento del porto turistico e porto pescatori in Torregrande
PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo delle strutture

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	49

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8.04	6
2	8.04	33
3	6.28	44

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 208.4 kN m

Materiali B450C C35/45

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 30.17 ‰
d 44 cm
x 4.574 x/d 0.104
 δ 0.7

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

Momento resistente positivo

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	49

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8.04	6
2	8.04	33
3	6.28	44

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -176.4 kN m

Materiali B450C C35/45

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 31.24 ‰
d 43 cm
x 4.332 x/d 0.1008
 δ 0.7

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

Momento resistente negativo



Relazione di calcolo delle strutture

La verifica a taglio viene condotta ai sensi della 4.1.2.1.3.1 delle NTC 2018 – Elementi senza armatura trasversali resistenti a taglio.

4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi in cemento armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a f_{ctd}) la resistenza può valutarsi, in via semplificativa, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 \cdot b_w \cdot d \cdot (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2} \quad (4.1.15)$$

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle fessure rispetto all'asse della trave, inclinazione assunta pari a 45°. In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

Si riporta di seguito verifica effettuata per una sezione di soletta avente larghezza pari ad 1.0m.

h	490	mm
b	1000	mm
d	440	mm
fck	35	Mpa
k	1.6742	
γ_c	1.5	
Asl (d16/25)	804	mm ²
ro	0.001827	
Vrd	164.0835	kN

Essendo il valore del taglio resistente superiore al valore sollecitante, la verifica risulta ampiamente



Comune di Oristano
Riqualificazione e Potenziamento del porto turistico e porto pescatori in Torregrande
PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo delle strutture

soddisfatta.

Le verifiche sia di prima fase che di seconda fase esposte sono relative anche ai pontili fissi Pf02, Pf03, Pf04, Pf05, Pf06, Pf07 che presentano medesima altezza della soletta, armatura e tipologia di predalles a fronte di una minore larghezza sovrastruttura rispettivamente pari a:

Pontile	L (m)
Pf02	6.2
Pf03	6.2
Pf04	3.5
Pf05	3.5
Pf06	3.5
Pf07	6.2



PONTILI GALLEGGIANTI ALL CONCRETE 12x3

Si riportano di seguito le analisi e le verifiche dei pontili galleggianti realizzati con elementi in c.a. scolorari prefabbricati delle dimensioni in pianta di m 12,00×3,00 e con altezza di m 1,235.

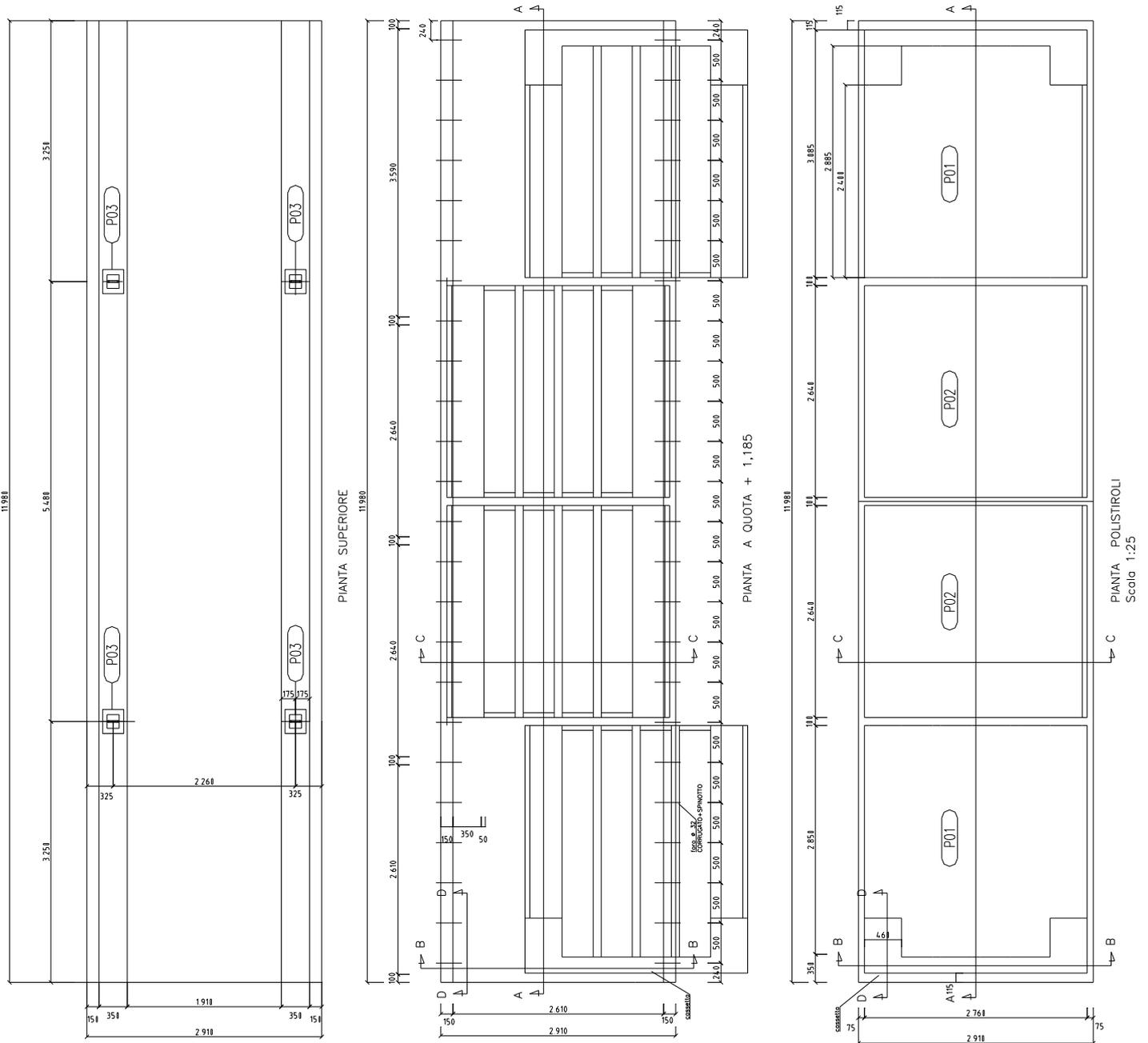
Gli elementi in c.a. sono costituiti da una soletta superiore di spessore 4 cm nervata con tre nervature longitudinali 10x10 cm, con setti divisorii verticali di spessore 10 cm e pareti laterali di spessore 7,5 cm, con testate in c.a. di spessore 15 cm rinforzate per l'alloggiamento dei cavi di collegamento.

Il galleggiamento è assicurato da pani di polistirolo espanso ad alta densità interposti fra i setti e le pareti.

Il collegamento fra gli elementi contigui è assicurato da due funi di acciaio inox Ø14.

Gli elementi galleggianti vengono suddivisi in blocchi costituiti da 3 elementi collegati dalle funi sopra descritte. Ogni blocco è ancorato alle due estremità a corpi morti ed eventualmente a pali infissi nel fondale per garantire maggiore stabilità.

Nelle immagini che seguono si riportano le planimetrie e le sezioni del progetto.



Moduli pontili galleggianti: piante



Normativa

Nella redazione della presente relazione si sono tenute presenti tutte le norme vigenti in materia di edilizia ed in particolare:

- DM 17-01-2018 “*Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni*”.
- Circ.Min. 21-01-2019 n. 7 “*Istruzioni per l'applicazione dell' «Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni»*”.
- AIPCN – PIANC – Associazione Internazionale di Navigazione - Sezione Italiana. Raccomandazioni tecniche per la progettazione dei porti turistici - Febbraio 2002

Materiali impiegati

Nella realizzazione del progetto sono stati impiegati i seguenti materiali:

- Calcestruzzo con cemento pozzolanico di classe C35/45 additivato con fibre Dramix RC 80/80-CN.
 $f_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$ resistenza cilindrica caratteristica a compressione
 $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43 \text{ N/mm}^2$ resistenza cilindrica media a compressione
 $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5 = 19,83 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo a compressione
 $f_{ctm} = 5,30 \text{ N/mm}^2$ resistenza media a trazione
 $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 3,71 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica a trazione
 $f_{ctd} = f_{ctk} / 1,5 = 2,478 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo a trazione
 $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0,3} = 34077 \text{ N/mm}^2$ modulo di elasticità a 28 giorni
Tipo di cemento: CEM I, II
Casse di consistenza: S4
Diametro massimo aggregato: 32 mm
Classe di esposizione ambientale: XS3
Contenuto minimo di cemento: 340 kg/m³
Rapporto massimo acqua/cemento: 0.50
- Acciaio per armatura B450C zincato.
 $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica di rottura
 $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica di snervamento
 $f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391,3 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo
 $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$ modulo di elasticità
- Reti elettrosaldate in acciaio B450C zincato.
 $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica di rottura
 $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica di snervamento
 $f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391,3 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo
 $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$ modulo di elasticità
- Funi di acciaio inox.
 $f_{ptk} \geq 1570 \text{ N/mm}^2$ tensione caratteristica di rottura
 $f_{p(0,1)k} \geq 1495 \text{ N/mm}^2$ tensione caratteristica allo 0,1% di deformazione residua
 $A_{gt} \geq 3,5$ allungamento sotto carico massimo



Relazione di calcolo delle strutture

Analisi dei carichi statici

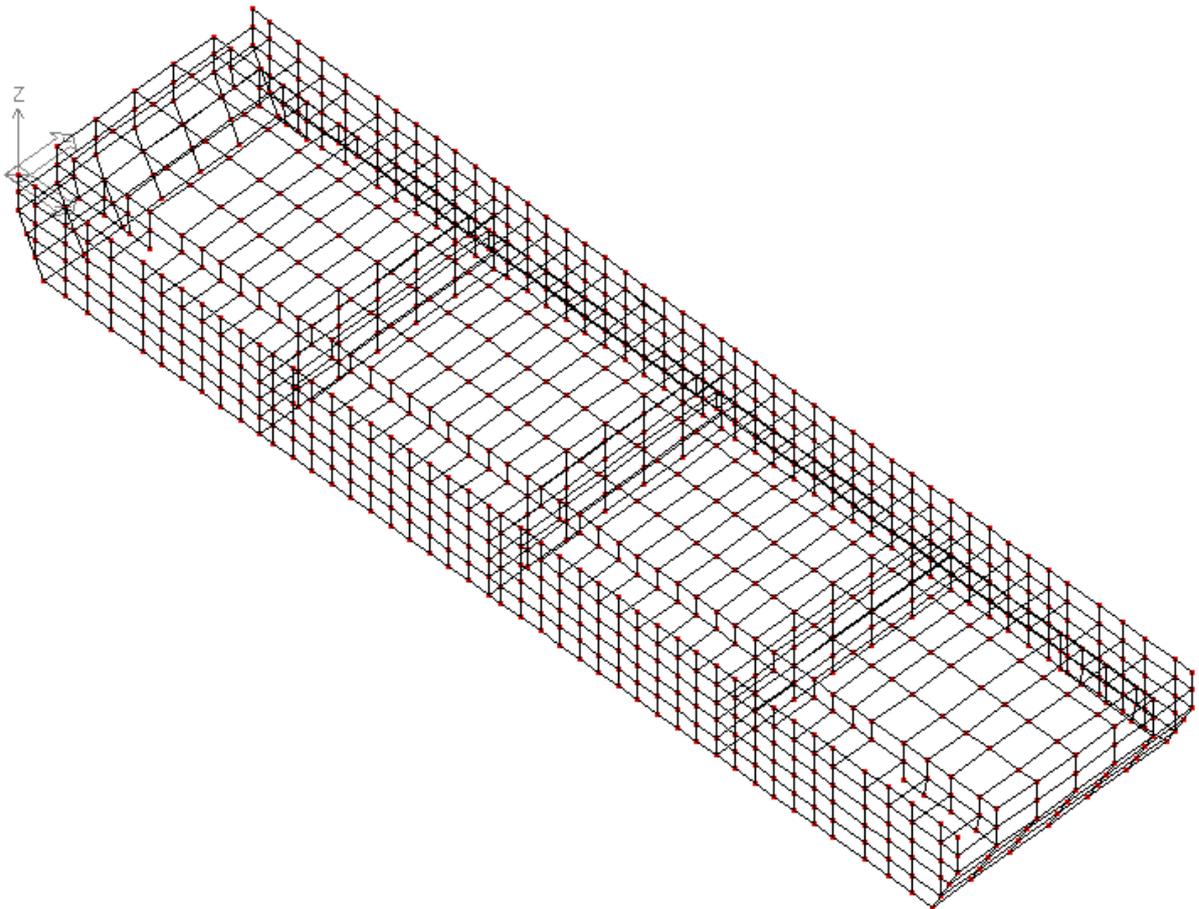
Ai fini del calcolo si considerano i seguenti carichi:

- Peso proprio della struttura	
- Sovraccarico di esercizio sulla soletta	400 kg/m ²
- Sovraccarico di esercizio eccentrico su 1/2 soletta	150 kg/m ²
- Spinta del vento sulla parte emersa	100 kg/ml
- Sottospinta idraulica	650 kg/m ²
- Spinta dell'onda ($h_{\text{sign}} = 0,40$ m)	205 kg/m ²
- Tiro bitta	5000 kg

Azioni sismiche di progetto

Indipendentemente dal fatto che il Comune sede dell'installazione dei pontili sia classificato in zona sismica, trattandosi di strutture galleggianti, esse non risultano "sensibili" ad eventuali azioni sismiche.

Ai fini del calcolo è stato implementato un modello di calcolo agli elementi finiti del pontile.

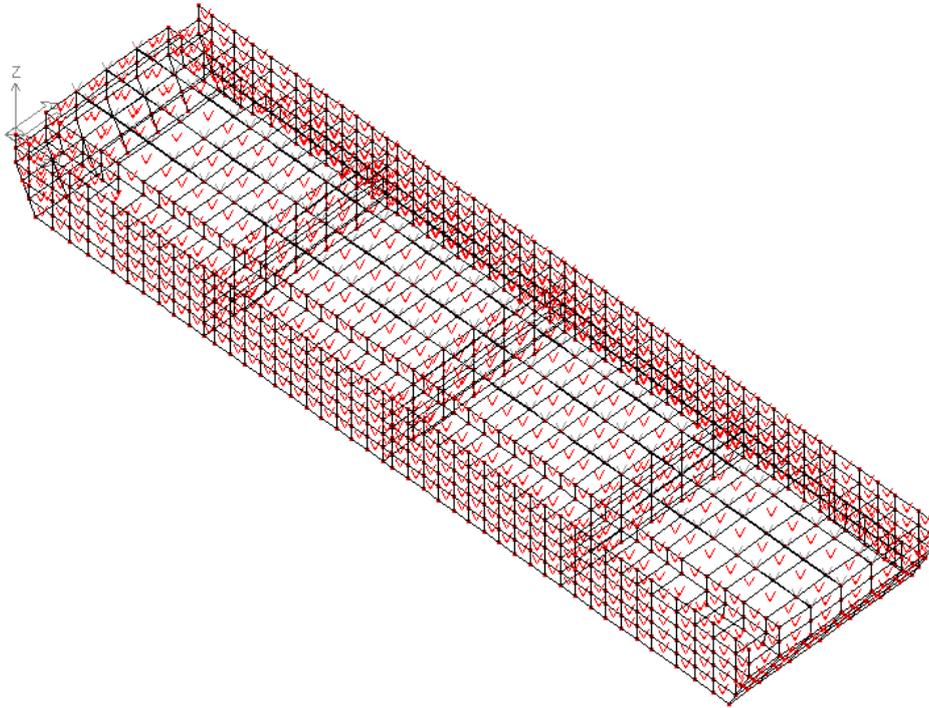


Modello FEM del pontile.

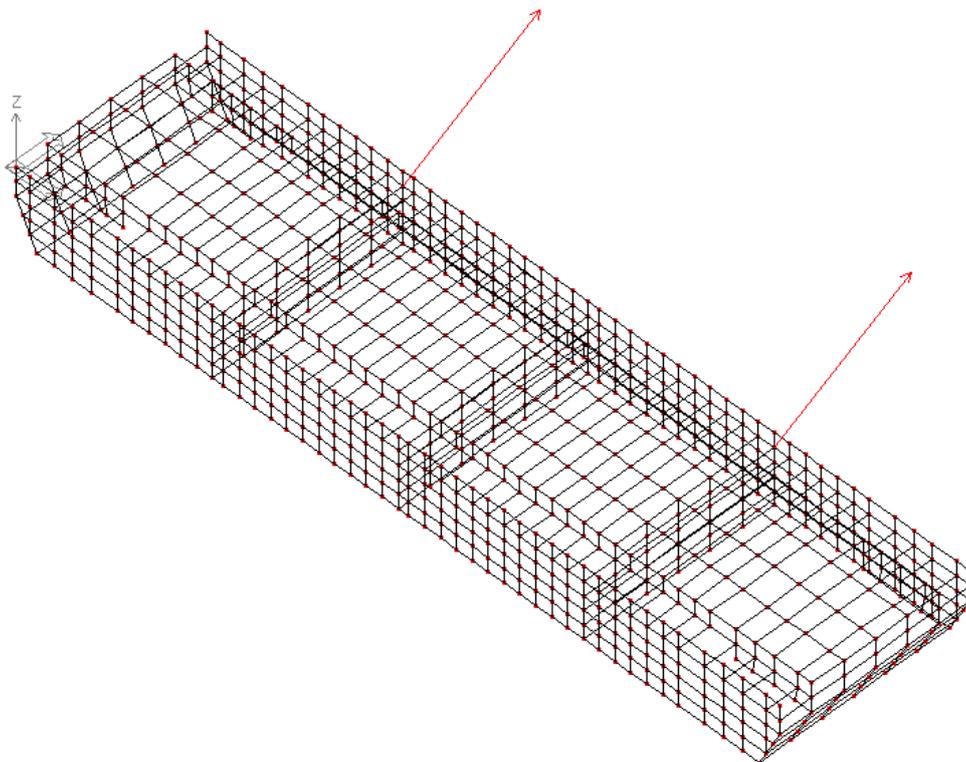


Condizioni di carico

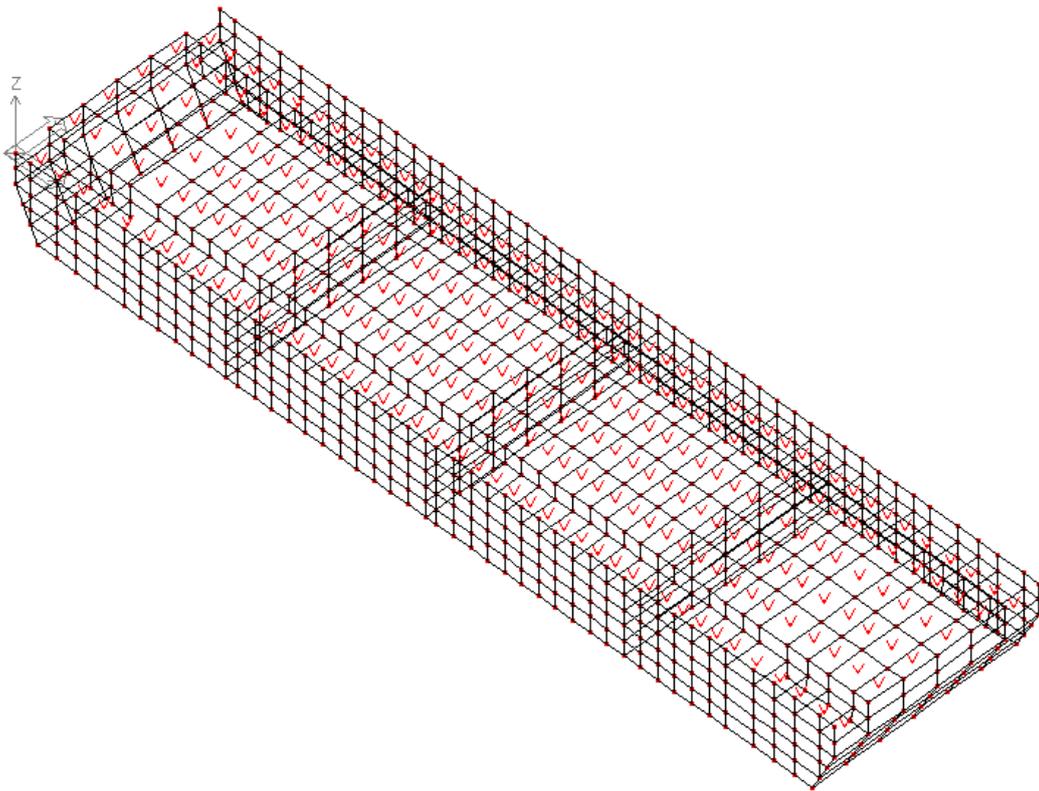
Si riportano le immagine dei casi di carico assunti per il calcolo delle strutture.



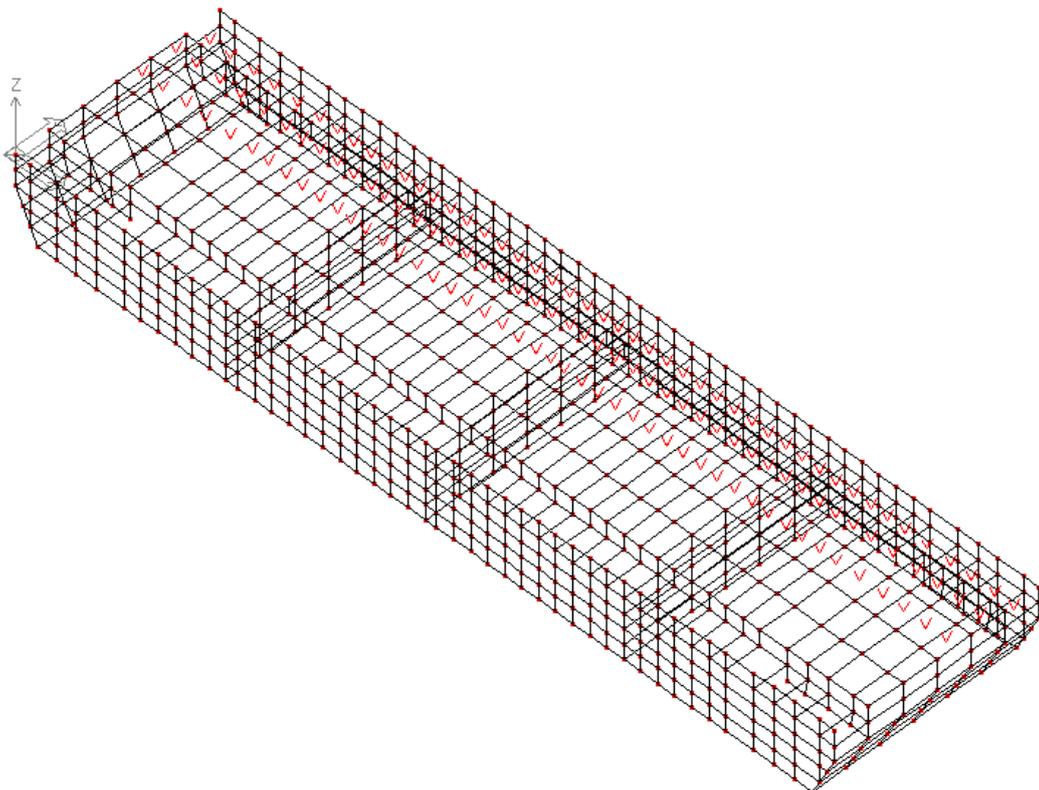
Carico da peso proprio.



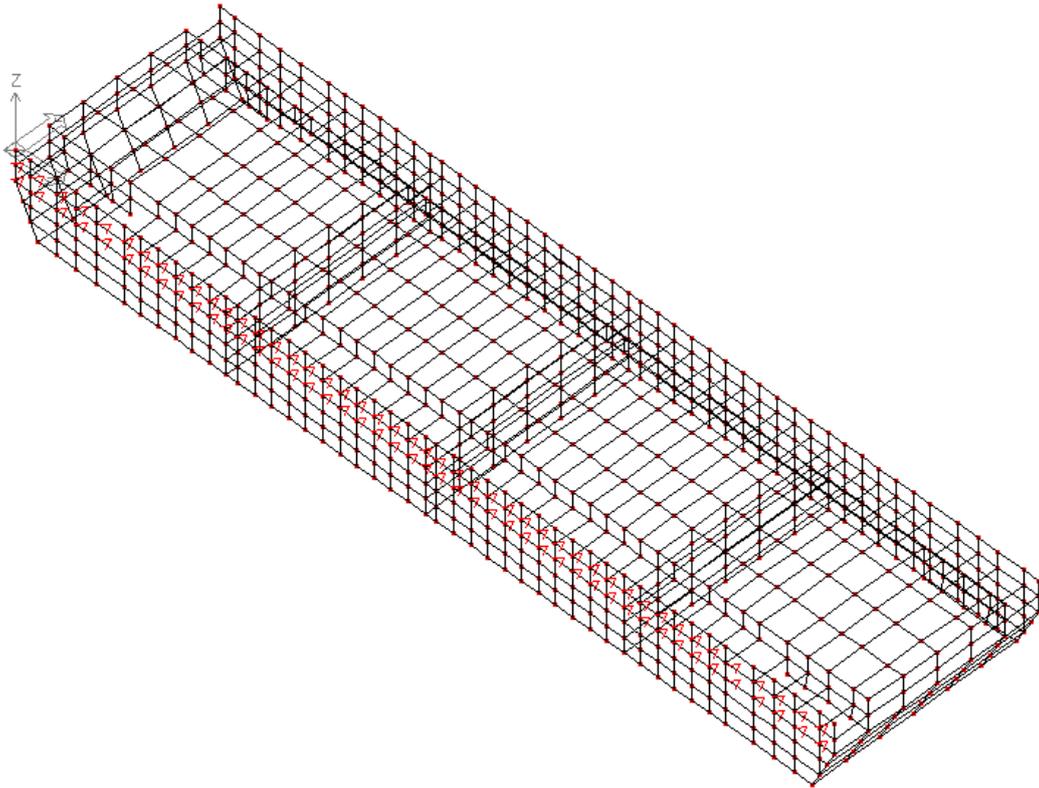
Tiro di ormeggio della bitta.



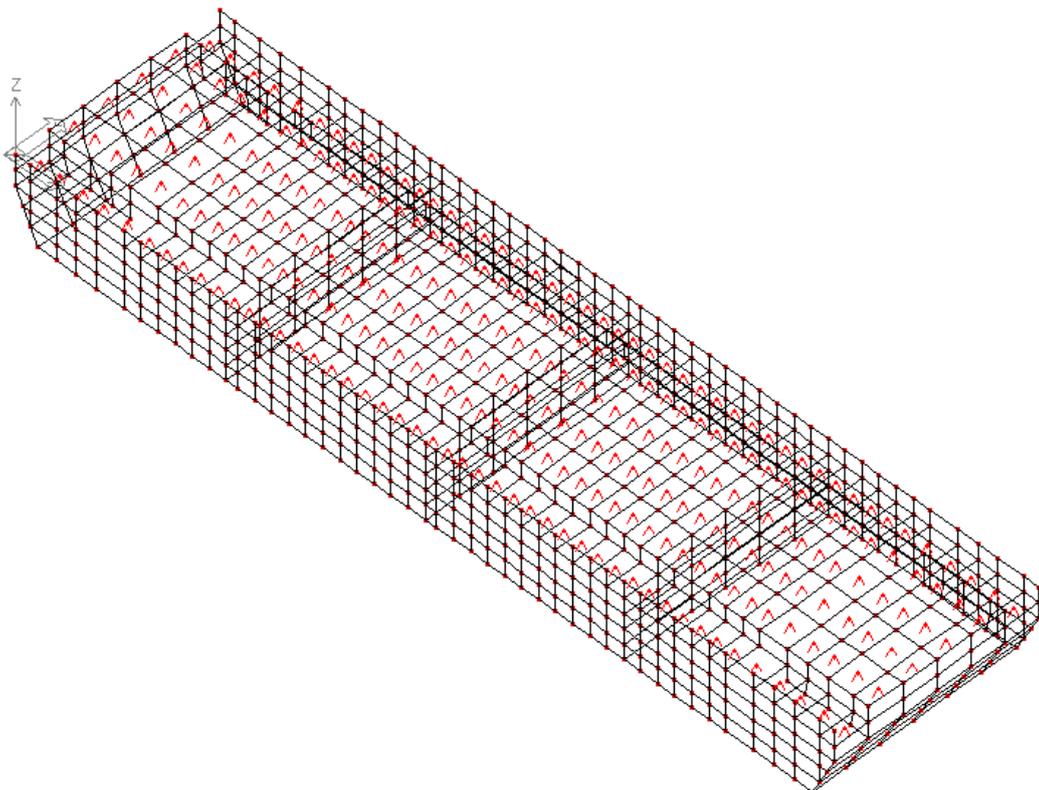
Carico accidentale sulla soletta.



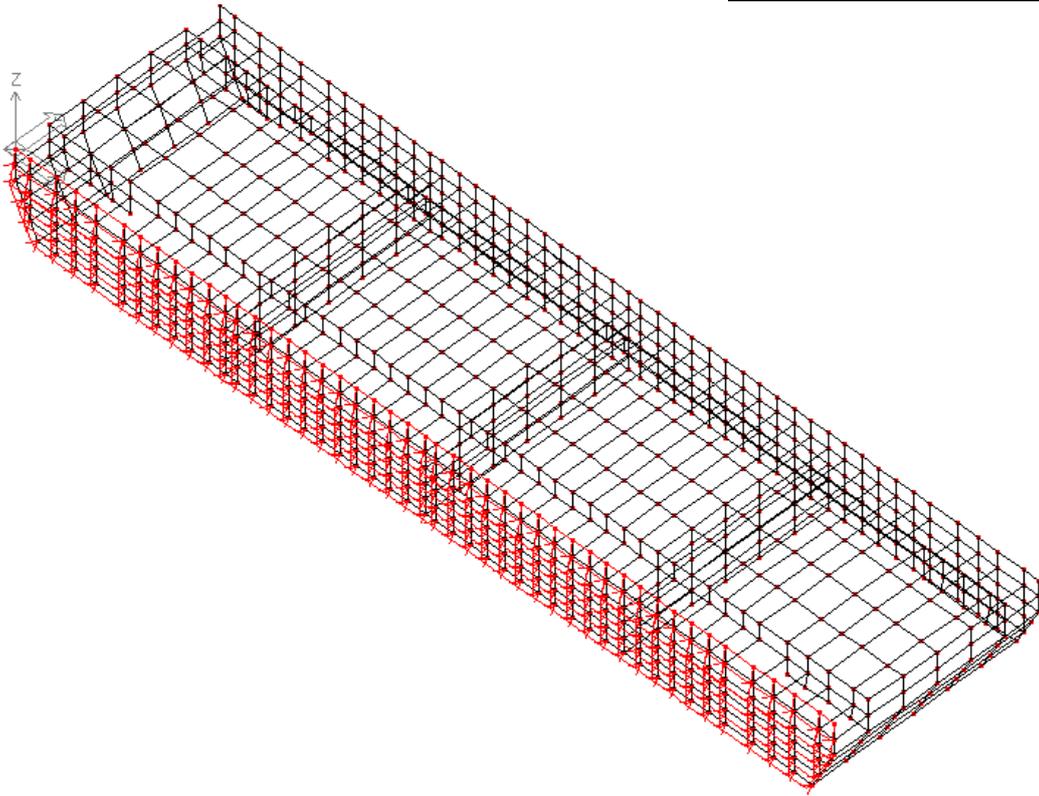
Carico accidentale su $\frac{1}{2}$ soletta.



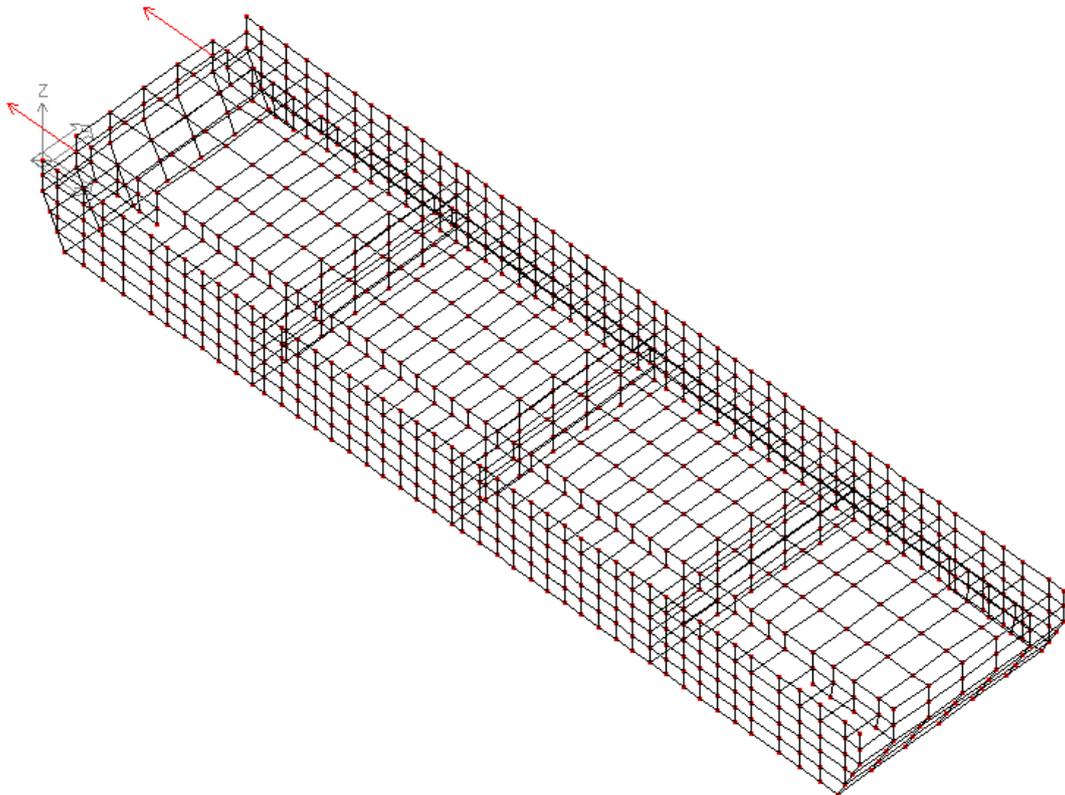
Spinta laterale del vento sulla parte emersa.



Sottospinta idraulica.



Spinta dell'onda.



Tiro delle funi di collegamento.



Relazione di calcolo delle strutture

Schemi di esercizio

Ai fini della determinazione delle massime sollecitazioni negli elementi strutturali, sono stati considerati 2 schemi di esercizio delle strutture:

Schema 1: esercizio delle strutture

Le strutture sono verificate sotto i carichi di esercizio.

Schema 2: fessurazione delle strutture

Le strutture sono verificate allo Stato Limite Elastico di fessurazione considerando un ambiente molto aggressivo.

Combinazioni di carico

Considerati i seguenti casi di carico:

CDC	Tipo	Sigla Id
1	Ggk	Peso proprio della struttura
2	Qk	Tiro ormeggio bitta
3	Qk	Sovraccarico accidentale
4	Qk	Sovraccarico accidentale 1/2 soletta
5	Qk	Spinta vento
6	Gk	Spinta idraulica
7	Qk	Spinta onda
8	Qk	Tiro funi

ai fini della determinazione delle massime sollecitazioni negli elementi strutturali, sono state considerate, per ogni schema di esercizio, le seguenti combinazioni di carico:

<u>Schema 1: montaggio</u>			
Combinazione	Tipo	Sigla Id	Caso di carico
1	SLU	Montaggio	Peso proprio

con i seguenti coefficienti moltiplicativi dei carichi

Cmb	CDC 1	CDC 2	CDC 3	CDC 4	CDC 5	CDC 6	CDC 7	CDC 8
1	1.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

<u>Schema 2: esercizio</u>		
Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Comb. SLU 1
2	SLU	Comb. SLU 2
3	SLU	Comb. SLU 3
4	SLU	Comb. SLU 4
5	SLU	Comb. SLU 5
6	SLU	Comb. SLU 6
7	SLU	Comb. SLU 7
8	SLU	Comb. SLU 8



Comune di Oristano
Riqualificazione e Potenziamento del porto turistico e porto pescatori in Torregrande
PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo delle strutture

Schema 2: esercizio		
<i>Cmb</i>	<i>Tipo</i>	<i>Sigla Id</i>
9	SLU	Comb. SLU 9
10	SLU	Comb. SLU 10
11	SLU	Comb. SLU 11
12	SLU	Comb. SLU 12
13	SLU	Comb. SLU 13
14	SLU	Comb. SLU 14
15	SLU	Comb. SLU 15
16	SLU	Comb. SLU 16
17	SLU	Comb. SLU 17
18	SLU	Comb. SLU 18
19	SLU	Comb. SLU 19
20	SLU	Comb. SLU 20

con i seguenti coefficienti moltiplicativi dei carichi

Cmb	CDC 1	CDC 2	CDC 3	CDC 4	CDC 5	CDC 6	CDC 7	CDC 8
1	1.30	1.50	1.05	1.05	0.0	1.30	0.90	1.05
2	1.00	1.50	1.05	1.05	0.0	1.00	0.90	1.05
3	1.30	1.05	1.50	1.05	0.0	1.30	0.90	1.05
4	1.00	1.05	1.50	1.05	0.0	1.00	0.90	1.05
5	1.30	1.05	1.05	1.50	0.0	1.30	0.90	1.05
6	1.00	1.05	1.05	1.50	0.0	1.00	0.90	1.05
7	1.30	1.05	1.05	1.05	0.0	1.30	1.50	1.05
8	1.00	1.05	1.05	1.05	0.0	1.00	1.50	1.05
9	1.30	1.05	1.05	1.05	0.0	1.30	0.90	1.50
10	1.00	1.05	1.05	1.05	0.0	1.00	0.90	1.50
11	1.30	1.50	1.05	0.0	0.90	1.30	0.90	1.05
12	1.00	1.50	1.05	0.0	0.90	1.00	0.90	1.05
13	1.30	1.05	1.50	0.0	0.90	1.30	0.90	1.05
14	1.00	1.05	1.50	0.0	0.90	1.00	0.90	1.05
15	1.30	1.05	1.05	0.0	1.50	1.30	0.90	1.05
16	1.00	1.05	1.05	0.0	1.50	1.00	0.90	1.05
17	1.30	1.05	1.05	0.0	0.90	1.30	1.50	1.05
18	1.00	1.05	1.05	0.0	0.90	1.00	1.50	1.05
19	1.30	1.05	1.05	0.0	0.90	1.30	0.90	1.50
20	1.00	1.05	1.05	0.0	0.90	1.00	0.90	1.50

Schema 3: fessurazione		
<i>Cmb</i>	<i>Tipo</i>	<i>Sigla Id</i>
21	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 21



Comune di Oristano
Riqualificazione e Potenziamento del porto turistico e porto pescatori in Torregrande
PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di calcolo delle strutture

Schema 3: fessurazione		
<i>Cmb</i>	<i>Tipo</i>	<i>Sigla Id</i>
22	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 22
23	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 23
24	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 24
25	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 25
26	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 26
27	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 27
28	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 28
29	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 29
30	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 30
31	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 31
32	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 32

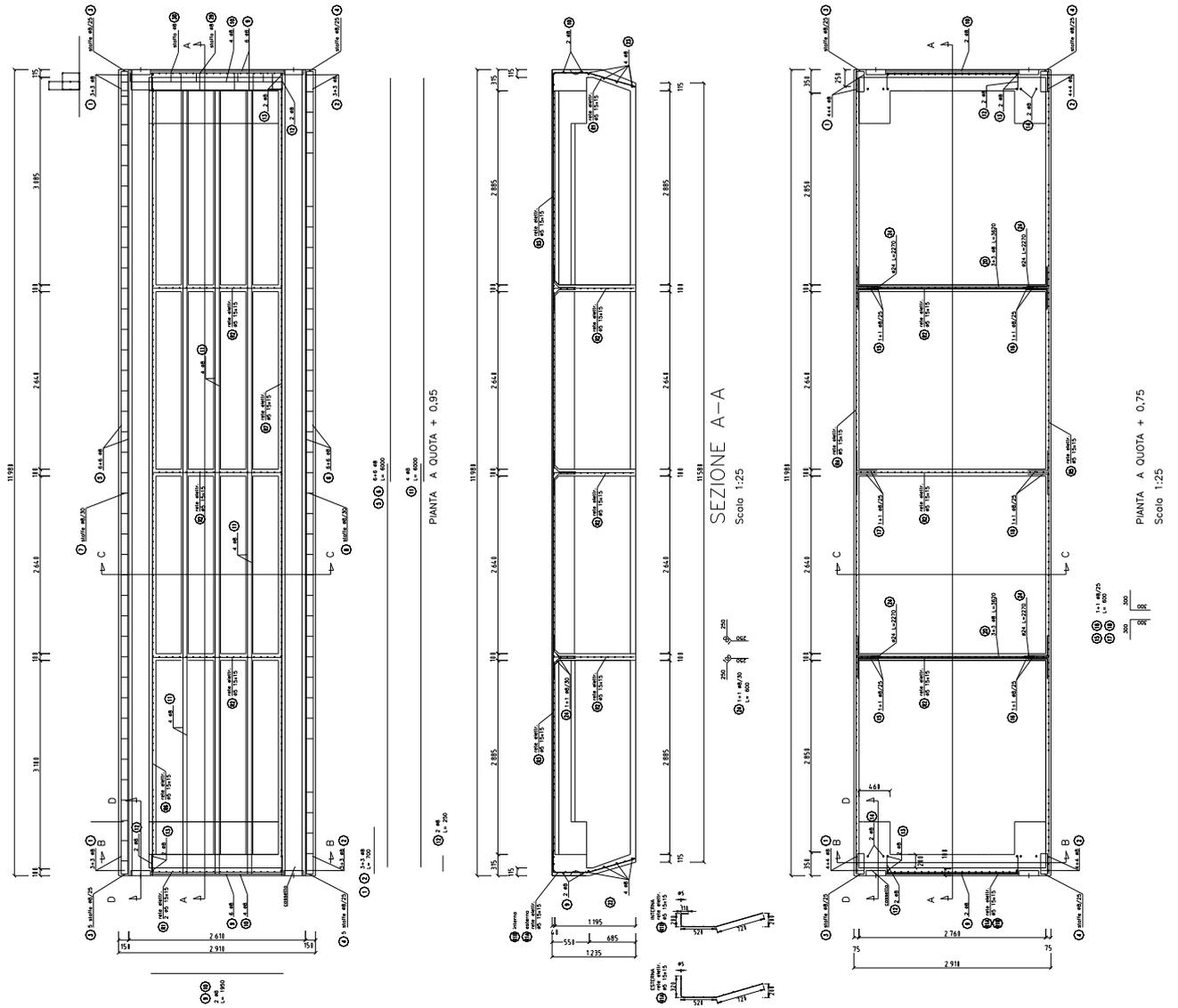
con i seguenti coefficienti moltiplicativi dei carichi

Cmb	CDC 1	CDC 2	CDC 3	CDC 4	CDC 5	CDC 6	CDC 7	CDC 8
21	1.00	0.50	0.30	0.30	0.0	1.00	0.0	0.30
22	1.00	0.30	0.50	0.30	0.0	1.00	0.0	0.30
23	1.00	0.30	0.30	0.50	0.0	1.00	0.0	0.30
24	1.00	0.30	0.30	0.30	0.0	1.00	0.20	0.30
25	1.00	0.30	0.30	0.30	0.0	1.00	0.0	0.50
26	1.00	0.50	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30
27	1.00	0.30	0.50	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30
28	1.00	0.30	0.30	0.0	0.20	1.00	0.0	0.30
29	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	1.00	0.20	0.30
30	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.50
31	1.00	0.30	0.30	0.30	0.0	1.00	0.0	0.30
32	1.00	0.30	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30



Verifica del pontile

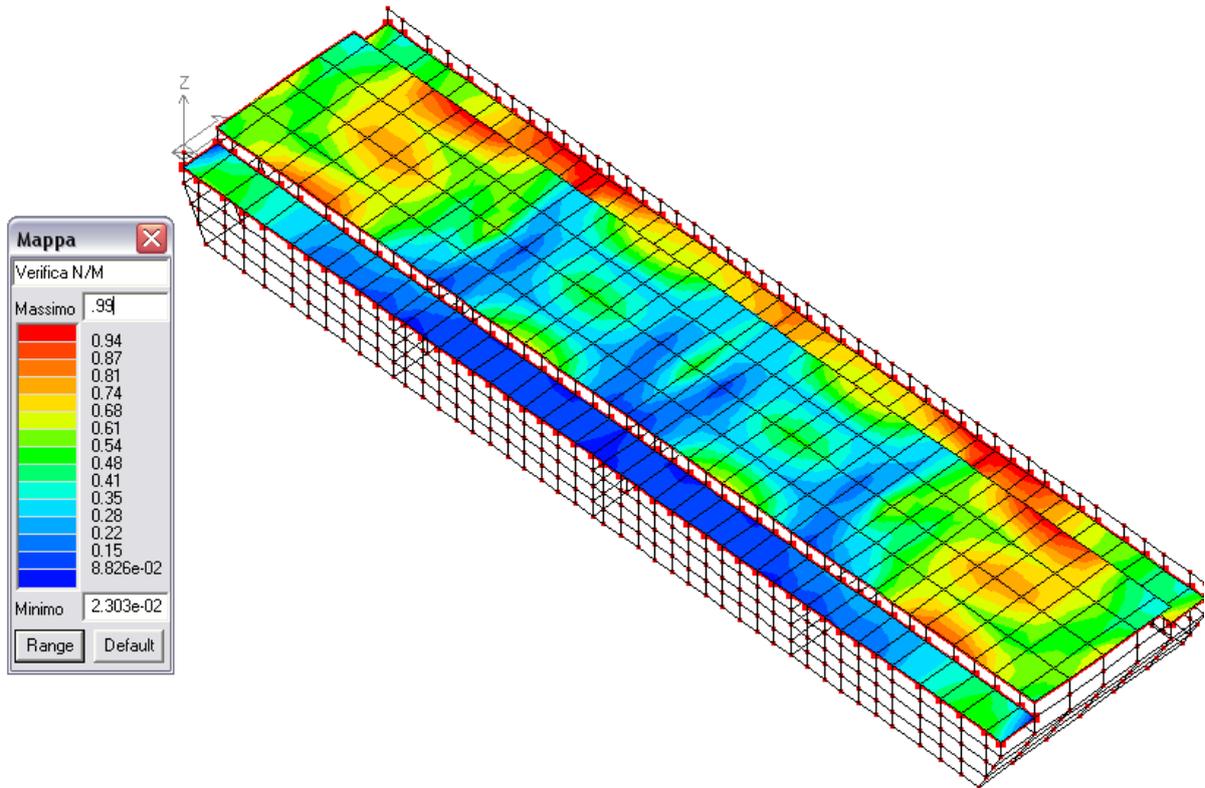
Si considera la disposizione delle armature riportate nelle figure che seguono.



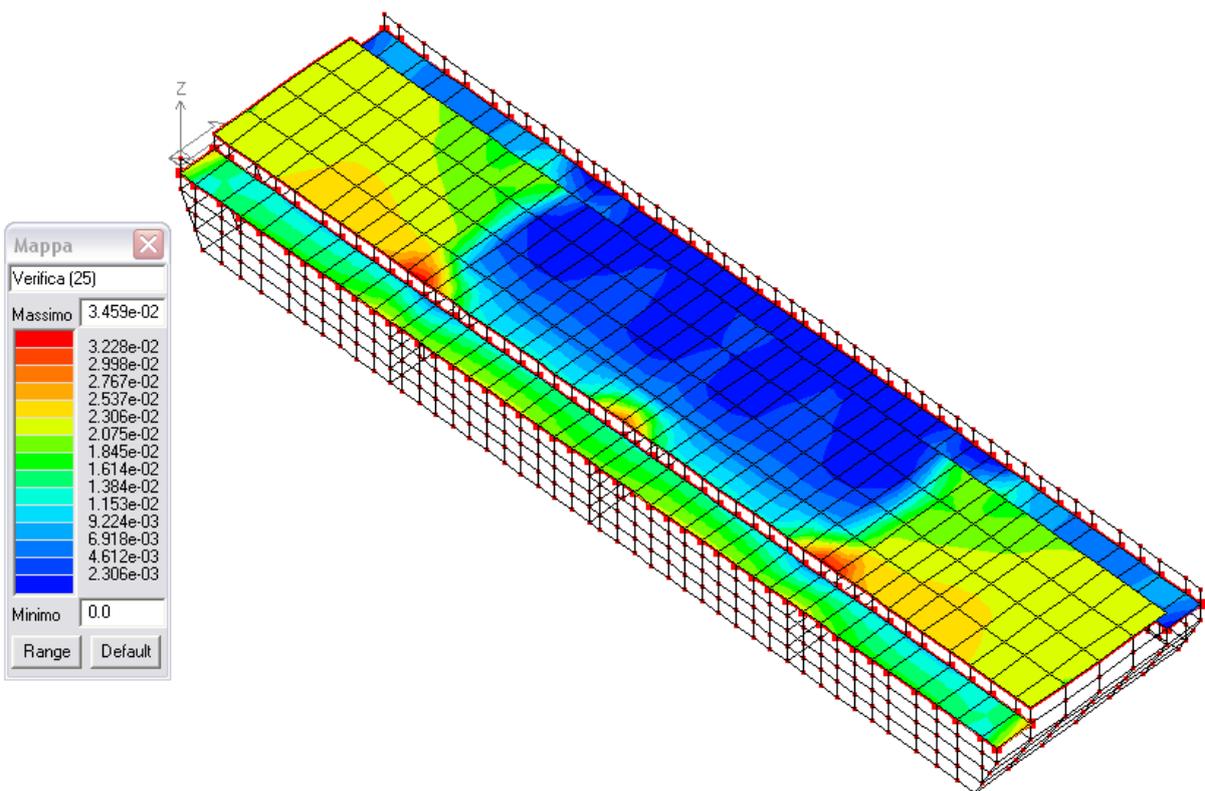
Modulo pontile – Distinta armature



Verifica della fase di esercizio



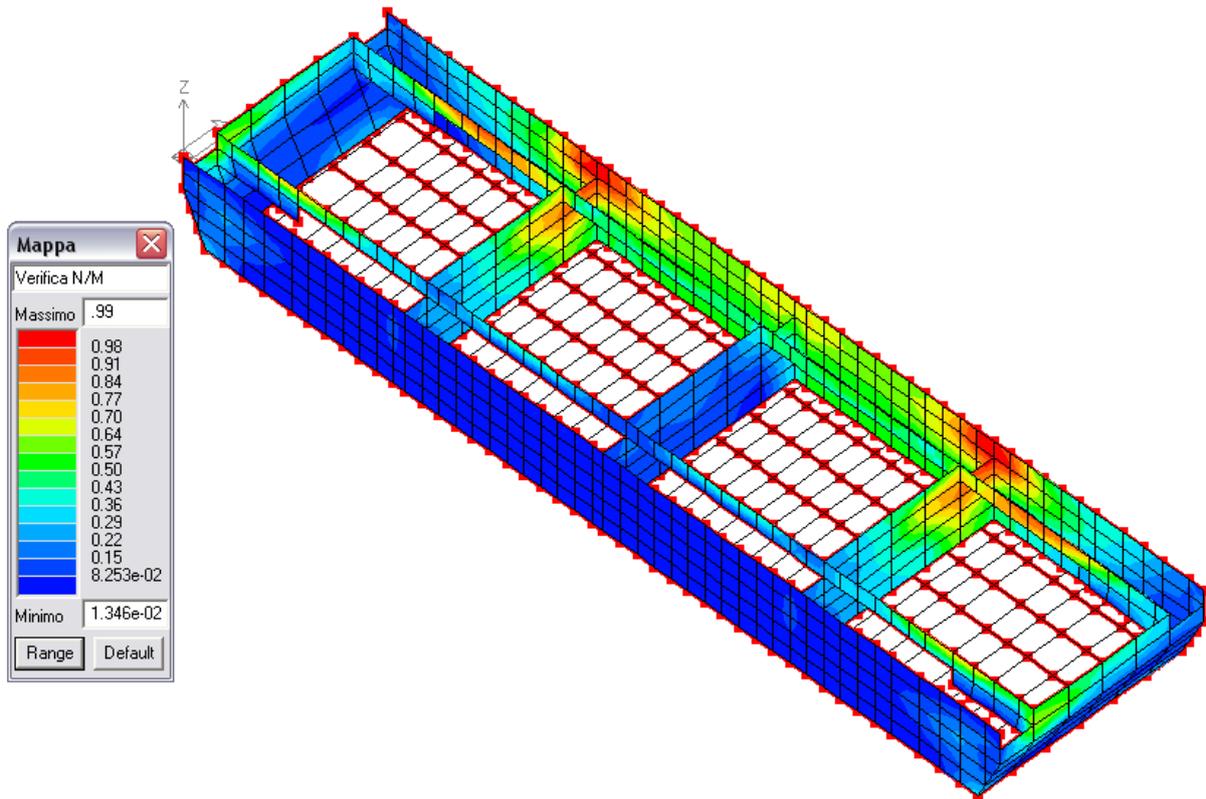
Verifica a pressoflessione della soletta.



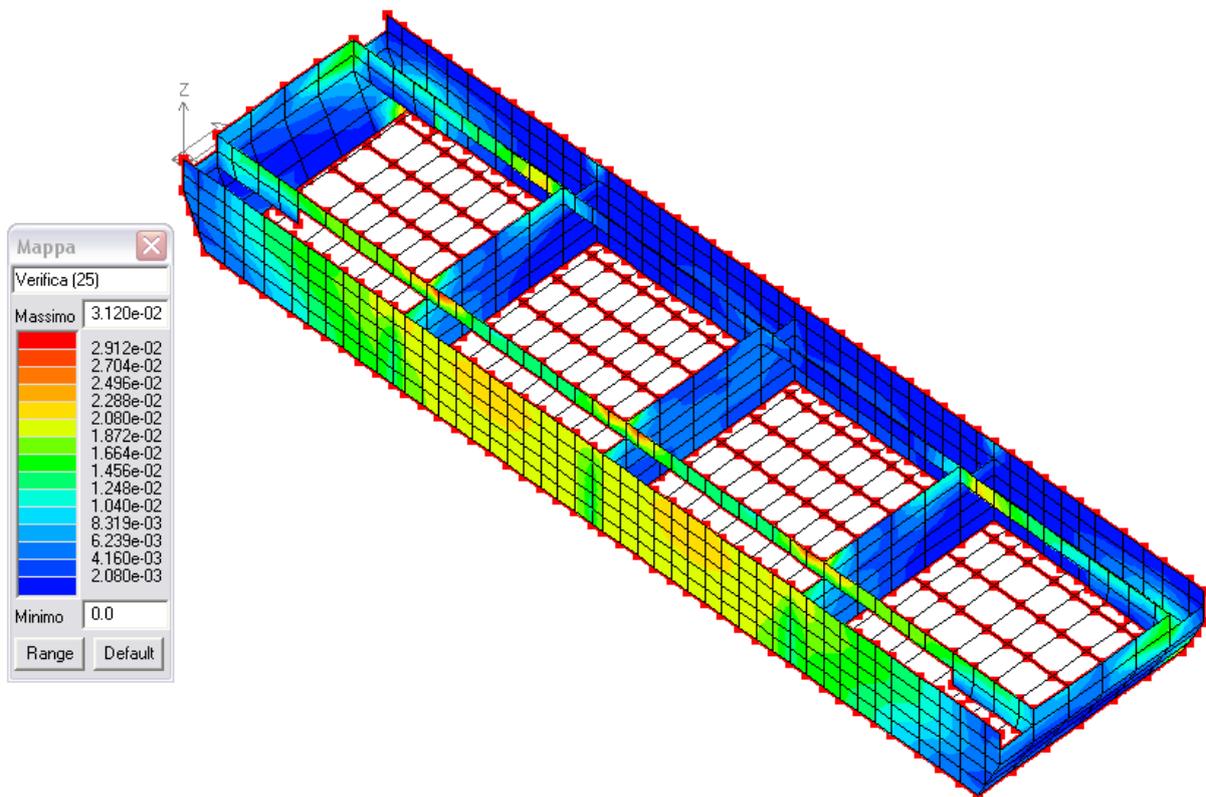
Verifica a taglio della soletta.



Relazione di calcolo delle strutture



Verifica a pressoflessione delle pareti.



Verifica a taglio delle pareti.



Verifica a fessurazione

Le verifiche sono soddisfatte per valori di fessure $<0,2$ mm.

Per la soletta (spessore $s=4$ cm) si ricava

$$M^{\text{freq}} = 57 \text{ kgm} \quad \text{momento flettente per combinazione SLE frequente}$$

$$M^{\text{perm}} = 57 \text{ kgm} \quad \text{momento flettente per combinazione SLE quasi permanente}$$

da cui

$$w^{\text{freq}} = 0,1199 \text{ mm} \quad \text{ampiezza fessure per combinazione SLE frequente}$$

$$w^{\text{perm}} = 0,1220 \text{ mm} \quad \text{ampiezza fessure per combinazione SLE quasi permanente}$$

Per le pareti perimetrali (spessore $s=7,5$ cm) si ricava

$$M^{\text{freq}} = 58,47 \text{ kgm} \quad \text{momento flettente per combinazione SLE frequente}$$

$$M^{\text{perm}} = 58,44 \text{ kgm} \quad \text{momento flettente per combinazione SLE quasi permanente}$$

da cui

$$w^{\text{freq}} = 0,0882 \text{ mm} \quad \text{ampiezza fessure per combinazione SLE frequente}$$

$$w^{\text{perm}} = 0,0882 \text{ mm} \quad \text{ampiezza fessure per combinazione SLE quasi permanente}$$

Per i setti centrali (spessore $s=10$ cm) si ricava

$$M^{\text{freq}} = 6,44 \text{ kgm} \quad \text{momento flettente per combinazione SLE frequente}$$

$$M^{\text{perm}} = 4,43 \text{ kgm} \quad \text{momento flettente per combinazione SLE quasi permanente}$$

da cui

$$w^{\text{freq}} = 0,0087 \text{ mm} \quad \text{ampiezza fessure per combinazione SLE frequente}$$

$$w^{\text{perm}} = 0,0058 \text{ mm} \quad \text{ampiezza fessure per combinazione SLE quasi permanente}$$

Le verifiche a fessurazione risultano soddisfatte.



Verifica delle funi di collegamento longitudinale dei pontili singoli

Si considera l'azione del vento e dell'onda su un blocco di tre pontili. Lo schema è quello di trave in semplice appoggio di luce $L=36$ m.

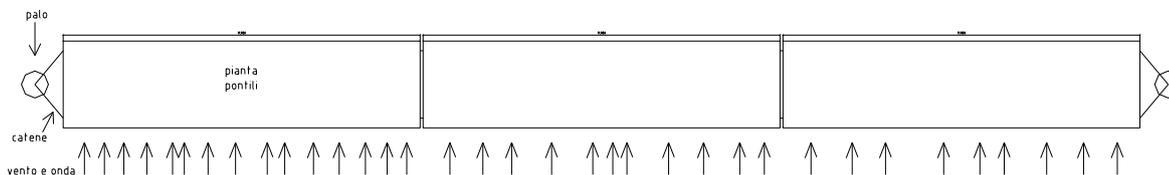


Figura 1

Le azioni di vento ed onda generano momento flettente in mezzeria pari a

$$M_{\text{vento}_{Sd}} = (1,5 \cdot q_{\text{vento}}) \cdot L^2 / 8 = (1,5 \cdot 100) \cdot 36^2 / 8 = 24300 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{onda}_{Sd}} = (1,5 \cdot q_{\text{onda}}) \cdot L^2 / 8 = (1,5 \cdot 205 \cdot 0,4) \cdot 36^2 / 8 = 19926 \text{ kgm}$$

Considerato che il braccio delle funi di collegamento dei pontili è pari a $d=2,26$ m, si ricava sulla fune la sollecitazione

$$F_{Sd} = M_{\text{onda}_{Sd}} / d = 24300 / 2,26 = 10752 \text{ kg} < F_t = 14950 \text{ kg}$$

CONCLUSIONI

La presente relazione ha descritto ed illustrato le ipotesi di base, i modelli di calcolo e le verifiche strutturali degli elementi costituenti le opere di progetto.

In particolare sono stati elaborati modelli di calcolo per i quali è stato effettuato l'involuppo delle sollecitazioni verificando i diversi elementi strutturali nelle condizioni più gravose.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte rispettando i requisiti normativi ed i relativi coefficienti di sicurezza.