

**ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ
DI BOLOGNA**

FACOLTA' DI INGEGNERIA

**CORSO DI LAUREA SPECIALISTICA IN
INGEGNERIA CIVILE**

DICAM

TESI DI LAUREA

in

INGEGNERIA PORTUALE

**Progetto di un pontile turistico a Riccione (RN) con
valutazione della sollecitazione ondosa e modalità di accosto**

CANDIDATO
Francesco D'Antonio

RELATORE:
Chiar.mo Prof. Alberto Lamberti

Anno Accademico 2009/2010

Sessione II

1	INTRODUZIONE	5
2	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO.....	7
2.1	RICCIONE, INQUADRAMENTO TERRITORIALE E GEOGRAFICO	8
2.1.1	Riccione: viale Ceccarini e Piazzale Roma.....	10
3	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	15
3.1	ASPETTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO DELLA FASCIA COSTIERA	15
3.2	FENOMENI CARATTERIZZANTI LA MORFOLOGIA DEL LITORALE	18
3.2.1	Subsidenza.....	18
3.3	EUSTATISMO	19
3.4	EROSIONE.....	20
3.4.1	Trasporto fluviale	21
3.4.2	Costruzione di opere a mare.....	21
3.4.3	Urbanizzazione della costa.....	21
3.5	RICCIONE: MORFOLOGIA COSTIERA E CARATTERISTICHE DEL LITORALE	22
3.5.1	Morfologia costiera in corrispondenza di Piazzale Roma.....	24
3.5.2	Batimetrie	26
4	ANALISI CONDIZIONI CLIMATICHE E METEO-MARINE.....	29
4.1	IL VENTO	29
4.1.1	Azione del vento sulle strutture.....	31
4.1.2	Vento: situazione a Riccione.....	32
4.2	IL LIVELLO DEL MARE	33
4.2.1	Maree.....	34
4.2.2	Caso di Riccione.....	34
4.3	LE ONDE	35
4.3.1	Genesi delle onde	35
4.3.2	Idrodinamica delle onde	38
4.3.3	Altezza d'onda e frangimento	39
4.3.4	Trasformazione onde in acque basse.....	41
4.3.5	Idrodinamica delle zone frangenti.....	42
4.4	CORRENTI	44
4.4.1	Correnti di riva	44
4.4.2	Correnti di ritorno.....	45
5	ANALISI DEL CLIMA METEO-MARINO A RICCIONE	49

5.1	REGISTRAZIONE DATI METEO-MARINI	49
5.2	REGISTRAZIONE DATI METEO-MARINI A RICCIONE.....	52
5.2.1	Il fondale medio e l'escursione di marea	55
5.2.2	Analisi granulometrica	58
6	ANALISI SOLLECITAZIONE ONDOSA.....	59
6.1	GENERALITÀ	59
6.2	ANALISI DELLE CONDIZIONI DI ESERCIZIO	60
6.3	DETERMINAZIONE ONDA DI PROGETTO	62
6.3.1	Valutazione condizioni ondose al largo	62
6.3.2	Analisi direzione prevalente onda	64
6.3.3	Trasferimento onde da largo a riva	65
6.3.4	Calcolo altezza d'onda al frangimento.....	69
6.3.5	Calcolo del wave set-up e del surf beat.....	70
6.3.6	Previsione dell'elevazione massima della cresta dell'onda	73
7	ANALISI DELLA SOLLECITAZIONE ONDOSA SULLA STRUTTURA	75
7.1	PARAMETRI PROGETTUALI.....	75
7.2	TEORIA DELLE SOLLECITAZIONI SUI PONTILI	78
7.3	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI ORIZZONTALI SUI PALI	80
7.3.1	Valutazione u e du/dt	82
7.3.2	Stima dei coefficienti C_D e C_M	83
7.3.3	Calcolo forza orizzontale sui pali.....	84
7.3.4	Analisi della pressione lungo il profilo dell'onda	85
7.4	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI ONDOSE SULL'IMPALCATO E SULLA STRUTTURA SOVRASTANTE	89
7.4.1	Air-gap approach.....	89
7.4.2	Teorie di analisi delle forze sull'impalcato	91
7.4.3	Formule per il calcolo dei carichi indotti dalle onde.....	92
7.4.4	Indagini di laboratorio e linee guida di progettazione.....	93
7.4.5	Analisi forze orizzontali e verticali sull'impalcato del pontile di Riccione	95
7.4.6	Analisi forze agenti sul traverso.....	96
7.5	STIMA DELL'EROSIONE LOCALE AI PALI.....	100
7.5.1	Modello d'erosione	100
7.5.2	Parametri caratterizzanti la profondità d'erosione	100
7.5.3	Calcolo profondità d'erosione di pali del pontile di Riccione	102
7.5.4	Discussione risultati	103

8	SCELTE PROGETTUALI	105
8.1	GENERALITÀ	105
8.2	PARTICOLARI COSTRUTTIVI E DATI TECNICI	107
8.2.1	Dati tecnici	108
8.3	MODALITÀ COSTRUTTIVE	110
8.4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	111
8.4.1	Vita nominale	111
8.4.2	Classi d'uso (da D.M. 14/01/08)	111
8.4.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica	112
9	PROGETTAZIONE IMPALCATO	113
9.1	AZIONI SULL'IMPALCATO	115
9.1.1	Schematizzazione pontile	115
9.1.2	Schema statico di calcolo del pontile	116
9.2	ANALISI DEI CARICHI	116
9.3	COMBINAZIONI DI CARICO	117
9.4	DIMENSIONAMENTO SOLETTA	119
9.4.1	Carichi permanenti strutturali (G1)	119
9.4.2	Carichi permanenti non strutturali (G2)	119
9.4.3	Carichi variabili (Q)	120
9.4.4	Schematizzazione soletta	123
9.4.5	Schemi di calcolo per l'analisi delle sollecitazioni	124
9.4.6	Diagrammi finali sollecitazioni sulla soletta	125
9.4.7	Calcolo armatura longitudinale soletta	126
9.4.8	Calcolo armatura a taglio della soletta	127
9.4.9	Verifica a fessurazione	129
9.5	DIMENSIONAMENTO TRAVI LONGITUDINALI	130
9.5.1	Schematizzazione trave longitudinale	130
9.5.2	Scelta trave longitudinale	131
9.5.3	Analisi sollecitazioni sulla trave	132
9.5.4	Verifica a deformabilità	132
9.5.5	Verifica a flessione	133
9.6	DIMENSIONAMENTO DEL TRAVERSO	134
9.6.1	Analisi dei carichi verticali	135
10	PALI DI FONDAZIONE	139
10.1	GENERALITA'	139

10.2 CLASSIFICAZIONE TIPI DI PALI	141
10.3 SCELTA TIPO DI PALI	143
10.4 CARICO LIMITE DEI PALI DI FONDAZIONE	146
10.4.1 Carichi verticali	146
10.4.2 Situazione geotecnica a Riccione	149
10.4.3 Carichi orizzontali	151
10.4.4 Analisi spostamenti del palo	153
10.5 ANALISI AZIONE SISMICA	155
10.5.1 Generalità	155
10.5.2 Stati limite e relative probabilità di superamento.....	156
10.5.3 Analisi pericolosità sismica del sito su di costruzione.....	157
10.5.4 Analisi risultati	159
10.5.5 Calcolo azione sismica con direzione trasversale al pontile	160
10.5.6 Calcolo azione sismica con direzione longitudinale al pontile	162
10.6 DIMENSIONAMENTO PALI E TRAVERSO	165
10.6.1 Calcolo armatura traverso	165
10.6.2 Verifica a taglio traverso	165
10.6.3 Calcolo armatura palo	166
11 PROGETTO MODALITÀ ACCOSTO	167
11.1 GENERALITÀ	167
11.1.1 Carichi dovuti all’ormeggio e all’accosto delle imbarcazioni	171
11.2 CARICHI D’ATTRACCO	171
11.2.1 Calcolo della forza d’impatto (o d’urto)	171
11.2.2 Carichi d’ormeggio	172
11.2.3 Dispositivi d’ormeggio.....	173
11.3 ESEMPI E CONSIDERAZIONI.....	174
11.3.1 Esempi principali tipologie d’accosto	174
11.3.2 Scopo e caratteristiche modalità accosto.....	178
11.4 MODALITÀ ACCOSTO PONTILE DI RICCIONE.....	178
11.4.1 Condizioni di esercizio.....	178
11.4.2 Scelte progettuali.....	179
11.4.3 Particolari costruttivi	181
11.4.4 Forze agenti sul pontone d’accosto	183
12 CONCLUSIONI.....	187
13 BIBLIOGRAFIA.....	193

1 INTRODUZIONE

Il pontile, comunemente conosciuto nel linguaggio anglosassone con il nome “Pier”, è una struttura costituita da un impalcato sorretto da strutture di sostegno quali pali o pilastri, per lo più situata su un oceano, un mare, un lago o un fiume, che si protende dalla terraferma verso lo specchio acqueo, la cui principale funzione è fungere da ormeggio per le imbarcazioni in modo da consentire la discesa sulla terraferma dei passeggeri e lo scarico delle merci al riparo del moto ondoso che si genera all’interno delle darsene portuali.

La struttura leggera del pontile consente un flusso praticamente non ostacolato delle correnti e delle maree poiché i sostegni solidi della banchina o i pali ravvicinati del molo fungono come frangiflutti e conseguentemente sono maggiormente soggetti a tracimazione.

I pontili si distinguono tra loro per dimensione e complessità partendo da una semplice struttura leggera in legno fino ad opere di grandi dimensioni che si estendono per diverse miglia fuori dalla linea di riva.

In passato, questo genere di strutture fu realizzato per conseguire diversi scopi che si differenziavano a seconda del luogo di costruzione e delle esigenze inerenti; pertanto, il termine “pier” assume diversi significati a seconda delle parti del mondo. Ad esempio, in Nord America e Australia, dove furono costruiti diversi porti, i pontili vennero realizzati specialmente per facilitare le operazioni di carico/scarico merci; in Europa invece, dove le infrastrutture portuali sorgevano in bacini utilizzando per banchine le sponde laterali dei fiumi, piuttosto che i moli, il termine “pier” era comunemente associato all’immagine del molo Vittoriano in ghisa, utilizzato a scopo ricreativo (<http://en.wikipedia.org/wiki/Pier>).

Dopo queste considerazioni è dunque possibile raggruppare i pontili in due classi principali: i pontili a scopo ricreativo (Pleasure Pier) e quelli a scopo lavorativo e produttivo (Working Pier). I primi costituiscono un’attrazione turistico-sportiva in quanto permettono passeggiate per ammirare il paesaggio (soprattutto nelle zone dove le escursioni mareali sono elevate) e consentono la pesca sportiva. I principali esempi sono: Scheveningen Pier (Netherlands), pier of Blankenberge (Belgium), Victorian pier at Clevedon, Somerset (England).

I secondi invece, sono realizzati per favorire operazioni di carico/scarico merci nel caso si trattino materiali pericolosi o altamente infiammabili e sono sviluppati maggiormente in quelle zone in cui all’interno dei bacini portuali si sviluppa un elevato moto ondoso. I principali esempi sono: Pier 39 e Embarcadero a San Francisco, e il pontile sull’Hudson a New York.

Anche in Italia è presente questa tipologia di strutture anche se si diversifica fortemente da quelle costruite in Europa del Nord e negli U.S.A., soprattutto per dimensioni, finalità e modalità costruttive; tra questi ricordiamo il pontile di Alassio nella Riviera Ligure, quello di Lignano Sabbiadoro nella laguna Veneta e quello di Marina di Pietrasanta in Versilia.

Il presente lavoro si sofferma sullo studio preliminare di un pontile, ancora in fase di progettazione, da realizzarsi a Riccione davanti a Viale Ceccarini, ai fini di costituire un'attrazione turistica ed un elemento caratteristico del litorale. Quest'opera è costituita da un tratto iniziale, vero e proprio pontile radicato a terra che dà accesso ad una piattaforma su cui viene realizzato un luogo di ritrovo e osservazione del litorale, con servizio bar, ed una parte finale, costituita da un pontile esterno con funzione di accosto per le imbarcazioni in condizioni di mare calmo.

I problemi posti da questo tipo di struttura sono dunque inerenti alle sollecitazioni che il mare può esercitare su quest'opera esposta all'azione diretta delle onde limitate al solo fondale e agli effetti sul litorale, sia sulla parte di spiaggia emersa che su quella sommersa; si vuole infatti accertare che l'opera sia resistente all'azione ondosa e non sia causa di erosione della spiaggia, una fra le più redditizie della costa Emiliano-Romagnola.

Si è partiti da un'analisi del sito ospitante l'opera, evidenziandone la posizione e le caratteristiche morfologiche, seguita da un'analisi delle condizioni climatiche e meteo-marine.

Si è quindi diviso il lavoro in due parti: la prima riguardante l'analisi delle sollecitazioni sulla struttura e la seconda riguardante le scelte progettuali inerenti la costruzione dell'opera nel suo complesso, evidenziando prevalentemente le caratteristiche costruttive del secondo tratto del pontile (focalizzando l'attenzione sul tratto finale, esposto maggiormente al moto ondoso) e fornendo proposte relative al sistema per l'accosto delle piccole imbarcazioni al molo esterno.

Si è dunque concluso il lavoro con alcune considerazioni riguardanti la fattibilità dell'opera e la sua funzione una volta ultimata, ponendo prevalentemente l'attenzione sulle modalità di sfruttamento della stessa da parte dei cittadini di Riccione e dei turisti che trascorreranno le vacanze in riviera.

2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Riccione è un comune della provincia di Rimini, posizionato lungo la via Flaminia e la via Emilia, e rappresenta una delle principali mete di turismo della riviera adriatico-romagnola, oltre ad essere una delle città balneari italiane più conosciute.



Fig. 1: Inquadramento geografico Riccione

Il turismo a Riccione è quello di massa, costituito soprattutto di giovani, attratti dalla quantità e varietà di locali presenti prevalentemente sul suo lungomare e sulle colline della città, i quali hanno contribuito a rendere la città capitale del divertimento in Italia dagli anni '60 fino ad oggi (<http://it.wikipedia.org/wiki/Riccione>).



Fig. 2: Panoramica sud Litorale

2.1 *RICCIONE, INQUADRAMENTO TERRITORIALE E GEOGRAFICO*

Riportiamo di seguito un'immagine che inquadra geograficamente la città di Riccione, in riferimento ai centri abitati circostanti. Come si può notare la città di Riccione sorge sulla Riviera Romagnola, che è un tratto di costa che si affaccia sul mare adriatico e si estende per poco meno di un centinaio di km.



Fig. 3: Contesto geografico di Riccione

Il termine riviera è usato impropriamente in quanto dovrebbe indicare un tratto di costa alta con fondale roccioso e profondo, mentre il tratto di costa alla quale si riferisce è prettamente basso con fondali bassi e sabbiosi. La costa romagnola va dalla foce del fiume Reno al promontorio di Focara che divide la località di Gabicce Mare dalla città di Pesaro e attraversa la provincia di Ravenna, la provincia di Forli-Cesena e la provincia di Rimini, per terminare all'inizio della provincia di Pesaro-Urbino della quale include l'estremità nord-occidentale. È caratterizzata da spiagge ampie e sabbiose, con la presenza a nord di frequenti zone naturalistiche (valli e pinete), mentre a sud si è assistito, negli ultimi 30-40 anni, ad una progressiva cementificazione dovuta al turismo.

Dal dopoguerra in avanti lo sviluppo del turismo in questa area è stato infatti inarrestabile. (http://it.wikipedia.org/wiki/Riviera_romagnola).

I centri più famosi e importanti della riviera Romagnola da nord sono: Ravenna (*Casal Borsetti, Marina Romea, Porto Corsini, Marina di Ravenna, Punta Marina Terme, Lido Adriano, Lido di Dante, Lido di Classe, Lido di Savio*), Cervia (*Milano Marittima, Pinarella, Tagliata*), Cesenatico, (*Zadina, Valverde, Villamarina*), Gatteo Mare, Savignano Mare, San Mauro Mare, Bellaria-Igea Marina, Rimini (*da Torre Pedrera a nord, fino a Miramare a sud*), **Riccione**, Misano Adriatico (*Misano Brasile e Portoverde*), Cattolica, Gabicce Mare.



Fig. 4: Riviera Romagnola

La foto sopra riportata mostra appunto la cartografia generale della riviera romagnola e si può quindi inquadrare al suo interno la città di Riccione, compresa tra i centri di Rimini e Misano Adriatico. La città di Riccione subì uno sviluppo particolare nel dopoguerra, quando, congiuntamente al suo turismo di massa, divenne una “passerella mondana”, meta vacanziera di personaggi dello spettacolo, della cultura e dello sport. Di conseguenza, le sue strutture (specialmente gli stabilimenti balneari) si dovettero adattare alla richiesta di turisti e cittadini cercando di fornire loro un servizio particolarmente efficiente e di alto livello (http://it.wikipedia.org/wiki/Riviera_Romagnola).

Mostriamo di seguito alcune immagini rappresentative del luogo in cui sorgerà il pontile e della tipologia di costruzione che lo caratterizzerà.



Fig. 6: Piazzale Roma e viale Ceccarini (angolo in basso a destra)



Fig. 7: Piazzale Roma e sullo sfondo viale Ceccarini



Fig. 8: Piazzale Roma visto dall'incrocio tra viale Ceccarini e viale Lungomare

In fig. 6 si nota chiaramente la tipologia del piazzale Roma che rappresenta appunto il punto di partenza ipotizzato per la realizzazione del pontile.



Fig. 9: Piazzale Roma con opera terminata (fotomontaggio, modello a cura dei progettisti)

La figura sopra riportata raffigura una proposta dell'opera ultimata che verrà realizzata a Riccione; come si può riscontrare dalla foto, nel nuovo modello, elaborato dai tecnici comunali, vanno tolti i pali in battigia che nel progetto del Consorzio Ravennate (vincitore del primo bando) occludevano la visuale di chi passeggiava in spiaggia, e al loro posto è previsto un grande arco bianco strallato in acciaio, alto 30 m e largo 31 m che reggerà la prima parte del pontile. In questo modo la passerella sarà sospesa a 4 m d'altezza senza il bisogno di ulteriori sostegni. Ipotesi principale è che i primi pali possano essere disposti a 20 m in acqua dalla linea di battigia.

Altra novità, inserita nel progetto, è costituita dal palco-piazza che si affaccia su piazzale Roma, ai cui margini si trovano i due collegamenti con il pontile, da una parte scale, dall'altra rampa e ascensori. Sarà uno spazio per spettacoli, ma anche un sorta di balcone con visuale su viale Ceccarini. Il palco, largo 25 metri e lungo 27, avrà un'altezza di circa 1,5 metri sul livello di piazzale Roma e avrà come sfondo un fondale scenico costituito da una "lama d'acqua" larga 6 metri. Sul palco ci saranno piloni in acciaio con luci fisse ma anche predisposizione per le americane.

Quello che non cambia, rispetto al progetto originario del consorzio ravennate, sono le dimensioni del pontile: 191 m la lunghezza dalla battigia, 12 m di larghezza (a parte sotto la campata dell'arco dove i metri sono stati ridotti a 6) e la piazza al largo di circa 2000 m² con 400 m² di commerciale, 300 m² di ristorante e 100 m² per un bar. I materiali prevalenti che dovrebbero essere utilizzati sono il legno e l'acciaio.

In attesa degli esiti delle sperimentazioni in mare con i pali, per capire l'effettiva erosione che potrebbe comportare il progetto, l'inizio dei lavori è previsto per l'ottobre 2010 per una durata di 27 mesi.

Il costo dell'opera (circa 4 milioni di €) graverà sui privati che si aggiudicheranno la gara e che avranno in cambio la gestione per 32 anni dei locali pubblici e dell'attracco delle barche alla fine del pontile (<http://www.chiamamicitta.net/notizie/Riccione>, <http://www.newsrimini.it/news/>).

Tali considerazioni verranno riprese e richiamate nel cap.9; per il momento ci si limita ad inquadrare geograficamente e geomorfologicamente la zona in cui sorgerà l'opera.

3 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

3.1 ASPETTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO DELLA FASCIA COSTIERA

Il litorale della Regione Emilia-Romagna si estende per circa 130 km dalla foce del torrente Tavullo, tra Cattolica e Gabicce, alla foce del Po a Goro. Anche se la caratteristica morfologica principale di questo territorio è la presenza costante di spiagge basse e sabbiose, per gli aspetti geografici ed economici esso può essere diviso in due parti nettamente distinte: il tratto Cattolica-Volano e la Sacca di Goro. La fascia costiera che ci interessa, in quanto costituisce il luogo in cui verrà costruito il pontile, è il tratto costiero compreso tra Cattolica e la foce del Po di Volano; è costituito da un'unica spiaggia, lunga circa 110 km, ampia da pochi metri a circa 200 metri, sulla quale sfociano il fiume Reno e numerosi altri fiumi appenninici. Nel corso del secolo scorso la valorizzazione economica di questo territorio ha portato all'affermarsi di un'industria turistico-balneare di livello mondiale e ad una trasformazione profonda dell'assetto territoriale ed ambientale dell'intera fascia litoranea (<http://www.regione.emilia-romagna.it/wcm/geologia/canali/costa/>).

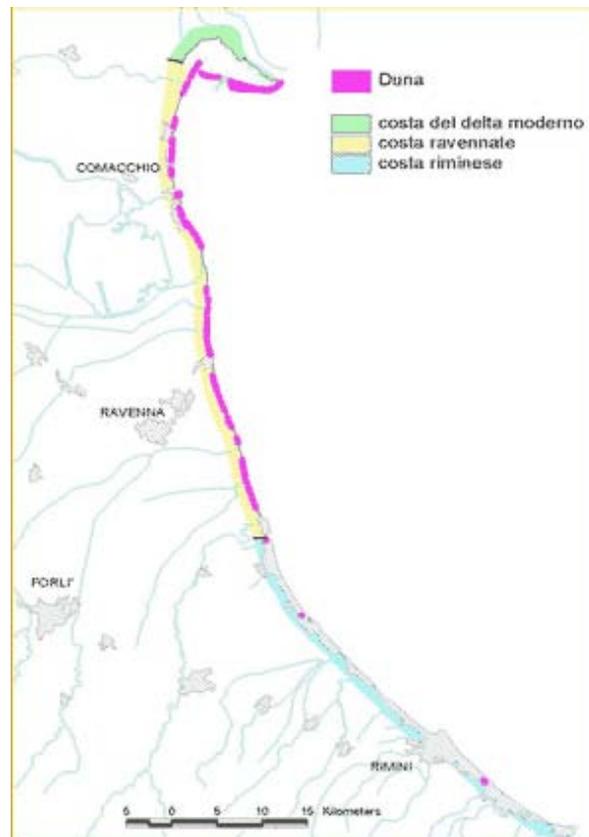


Fig. 10: Suddivisione costa Emiliano-Romagnola

Alle spalle del sistema litoraneo si trovano, soprattutto a nord, vasti territori bonificati, con quote inferiori al livello del mare, occupati in parte da aree umide di rilevanza naturalistica.

La spiaggia è il risultato dell'interazione tra il trasporto di sabbia da parte dei fiumi e l'azione del moto ondoso e delle correnti marine che ridistribuiscono il sedimento lungo il litorale. A questo già delicato equilibrio naturale si è sovrapposto l'intervento dell'uomo che ha irrigidito l'evoluzione dei litorali costruendo insediamenti e strutture turistico-balneari, porti, moli aggettanti e opere di difesa (scogliere e pennelli) tutti insistenti sulla sottile fascia costiera o subito a ridosso di questa.



Fig. 11: Esempio di intervento antropico sul litorale (stabilimenti balneari e opere di difesa)

La fascia costiera della Regione Emilia-Romagna è un'area molto fragile sotto il profilo ambientale per l'incidenza di fenomeni quali subsidenza ed erosione costiera che sono il risultato sia della naturale evoluzione geologica del territorio, che del suo errato sfruttamento nell'ultimo secolo. In particolare l'apporto di sedimenti, il trasporto e la redistribuzione lungo le linee di costa e attraverso la piattaforma continentale sono i processi naturali che influiscono sulle dinamiche dell'ambiente costiero e di spiaggia.

E' quindi di fondamentale importanza che alla base di una politica di gestione territoriale ci sia un'approfondita conoscenza degli aspetti geologici e geomorfologici sia a scala regionale sia locale. Solo quest'approccio permette, infatti, di comprendere i diversi fattori che intervengono sul sistema geografico e che contribuiscono all'evoluzione del paesaggio ed allo sviluppo dell'ecosistema locale (http://www.regione.emilia-romagna.it/wcm/geologia/canali/costa/prodotti_divulgativi/la_difesa_costa.htm).

Nella consapevolezza dell'importanza delle informazioni geologico-geomorfologiche in ambito territoriale la Regione ha sviluppato numerosi progetti a carattere conoscitivo che consentono, a tutt'oggi, di disporre di un'ampia base dati utilizzabile per analisi approfondite del territorio costiero.

L'ambiente litoraneo è attualmente caratterizzato da forti elementi di vulnerabilità e rischio per la presenza di accentuati fenomeni di erosione e di ingressione marina. Questi fenomeni, che interessano circa 40 km del litorale emiliano-romagnolo, dipendono dalla dinamica del mare ma sono significativamente influenzati dall'uso che si è fatto in passato del territorio e delle sue risorse. In particolare, l'abbassamento del suolo per effetto della subsidenza, la diminuzione dell'apporto di sabbia da parte dei fiumi, l'abbattimento delle dune costiere che costituivano il serbatoio naturale di sabbia, la presenza delle opere portuali, marittime e di difesa che modificano il trasporto del sedimento lungo costa e l'intenso processo di urbanizzazione della fascia costiera rappresentano le principali cause dell'erosione e dell'ingressione marina. L'area costiera è esposta anche al rischio di allagamento ad opera delle piene fluviali dei territori posti alle quote più basse e alla contaminazione delle acque dolci di falda per effetto dell'intrusione delle acque salate marine.

Occorre infine considerare gli scenari futuri relativi ai cambiamenti climatici, globali e locali, che prevedono l'innalzamento del livello medio del mare e l'aumento della frequenza degli eventi climatici estremi (acqua alta, mareggiate intense, trombe d'aria, alluvioni, ecc.). Le previsioni al 2090 indicano per il Mediterraneo un innalzamento del livello medio del mare compreso tra 18 e 30 cm e il conseguente rischio di ingressione marina per gran parte delle aree costiere e delle pianure italiane.



Fig. 12: Litorale di Riccione (porto canale e darsena)

3.2 FENOMENI CARATTERIZZANTI LA MORFOLOGIA DEL LITORALE

Forniamo ora una breve descrizione dei fenomeni che interessano i cambiamenti alla morfologia del litorale, in quanto devono essere considerati nel campo della progettazione del nostro pontile, per verificare che l'impatto ambientale dell'opera sul litorale sia accettabile.

3.2.1 Subsidenza

Il litorale emiliano-romagnolo e, in generale, tutto il bacino padano, è soggetto ad un fenomeno di subsidenza naturale la cui velocità, variabile a seconda delle zone, è valutata intorno ad alcuni *mm/anno*. A tale fenomeno, legato a cause geologiche - movimenti tettonici e costipamento dei sedimenti - si è andata affiancando, soprattutto nell'ultimo mezzo secolo, una subsidenza di origine antropica i cui valori sono, generalmente, molto più elevati rispetto a quelli naturali. Il fenomeno si è reso manifesto con danni al patrimonio artistico-monumentale, perdita di efficienza delle infrastrutture idrauliche, erosione accelerata della fascia di battigia e aumento della propensione all'esonabilità sia dei territori costieri che interni.

Negli anni '50 abbassamenti non naturali del suolo iniziarono a manifestarsi anche nel territorio Ravennate, causati prevalentemente da notevoli emungimenti di acqua di falda in corrispondenza del nuovo polo industriale a nord di Ravenna (http://www.regione.emilia-romagna.it/wcm/geologia/canali/costa/prodotti_divulgativi/la_difesa_costa.htm).

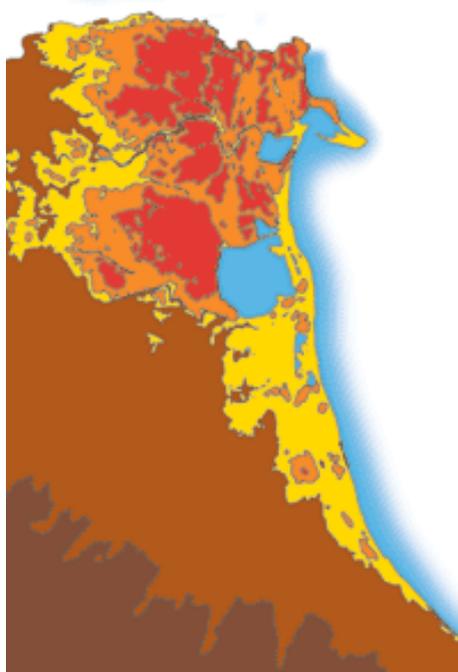


Fig. 13: Grafica del livello del territorio nella riviera Emiliano-Romagnola (periodo odierno)

Dagli anni '60 fenomeni di subsidenza interessano, con valori più o meno accentuati, tutto il litorale fino al Riminese, in concomitanza con lo sfruttamento sempre più intenso di acque sotterranee utilizzate sia nel settore turistico-alberghiero in grande espansione, sia nel settore agricolo ove va affermandosi un modello fortemente idroesigente. Agli eccessivi prelievi di acque sotterranee, che appaiono la causa predominante del fenomeno, si affianca, anche se in misura inferiore e realmente più limitata, la subsidenza indotta dall'estrazione di gas da formazioni geologiche profonde, pratica tuttora diffusa sia nell'immediato entroterra sia tramite piattaforme antistanti la costa (*Bitelli et al, 1997*).

3.3 EUSTATISMO

L'eustatismo è il fenomeno di innalzamento o abbassamento del livello del mare. Lungo le coste esso causa indietreggiamenti e avanzamenti del mare rispetto alla costa. Le cause possono essere diverse. L'unica finora accertata è il fenomeno delle glaciazioni e dei disgeli (deglaciazioni) che comportano variazioni di volume dell'acqua con il successivo abbassamento o innalzamento del livello marino.

La fragilità dei caratteri morfologici originari sommata al degrado ambientale prodotto in questo secolo dall'intensa fase di sviluppo economico, hanno fortemente accentuato il grado di vulnerabilità nei confronti del mare del litorale Emiliano-Romagnolo.

Il rischio è molto più accentuato nell'area centro-settentrionale dove, a causa degli effetti combinati di subsidenza naturale ed eustatismo oltre 100.000 ettari di territorio, in massima parte ricadente nella provincia di Ferrara, giacciono sotto il livello del mare, con quote che superano anche i 3-4 metri.

Si è potuto appurare anche che, essendo l'Adriatico Centro-Settentrionale un mare poco profondo, durante l'ultima trasgressione postglaciale le acque marine si sono spinte verso Nord per 300 Km e, in corrispondenza della pianura Padana, verso Ovest fino a Conselice, 30 Km all'interno dell'attuale linea di costa. Con questo lavoro è stato possibile inoltre ricostruire con buona approssimazione la curva di risalita del livello del Mare Adriatico negli ultimi 10.000 anni.

Questa curva evidenzia chiaramente tra i 6500 e i 7000 anni B.P., un vero e proprio crollo della velocità di risalita del livello marino che è passata da valori di 8-10 mm/anno a valori inferiori ad 1 mm/anno (vedi fig. 14).

A seguito di questa forte riduzione il "sistema terra" con i suoi apporti solidi ha dato il via alla fase regressiva, caratterizzata da un rialzo dei terreni e da un cospicuo avanzamento della linea di costa (circa 18 Km in corrispondenza di Ravenna).

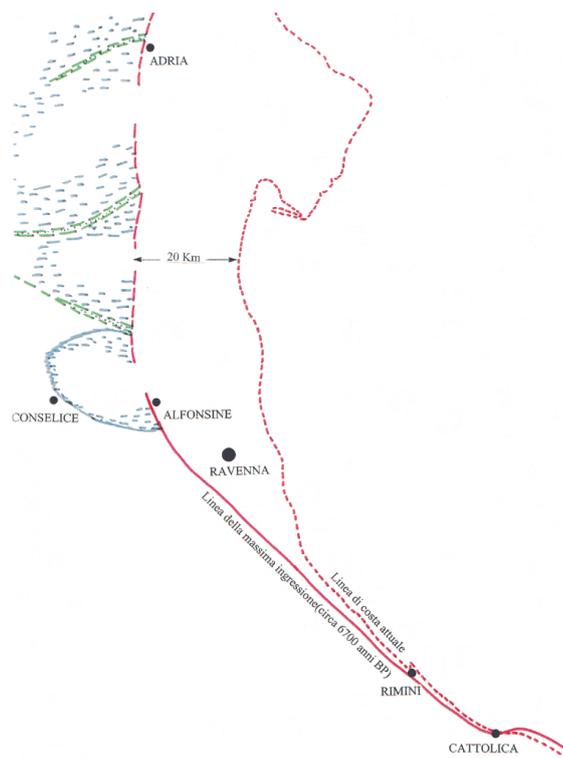


Fig. 14: Avanzamento della linea di riva in Emilia-Romagna negli ultimi 6000 anni

Come si nota, in fig.14 è rappresentato l'avanzamento della linea di riva negli ultimi 6000 anni e si può riscontrare che nella zona di Rimini/Riccione esso ha un'entità molto minore rispetto alla zona più settentrionale costituita dal delta del Po, dai lidi di Comacchio e dalla zona di Ravenna (Preti, 2000).

3.4 EROSIONE

L'erosione è l'insieme delle azioni naturali che portano alla disgregazione e alla demolizione della superficie terrestre. L'erosione in questione è quella marina, nota anche come abrasione, e definita come l'asportazione superficiale di materiale ottenuta con azione di attrito da parte del mare.

La spiaggia è un sistema ambientale dotato di un equilibrio dinamico molto precario. Il processo per mantenere in equilibrio la linea di spiaggia dipende da due fasi: l'erosione e il deposito.

Quando questo equilibrio si rompe può succedere che:

- il mare deposita maggiore quantità di materiale, e la spiaggia avanza;
- il mare asporta minore quantità di materiale e allora si verifica l'erosione della costa.

Dall'esame dei vari fattori che agiscono sulla stabilità della nostra costa, è emerso che le cause principali dell'aumento dell'erosione sono:

- la subsidenza;
- la diminuzione del trasporto da parte dei fiumi;
- le opere costruite a mare;
- l'urbanizzazione della costa;

3.4.1 Trasporto fluviale

Le bonifiche, l'imbrigliamento dei corsi d'acqua (es. il Marecchia) e, dal dopoguerra, l'asporto di sabbia e ghiaia dagli alvei, hanno provocato la drastica riduzione degli apporti continentali al mare. In particolare, la quantità di sabbia portata a mare dai fiumi è notevolmente diminuita negli ultimi anni per le indiscriminate escavazioni degli alvei e la costruzione di opere di regimazione nei fiumi. Inoltre, negli ultimi sessant'anni è stato notevole l'abbandono delle campagne da parte dei contadini. Questo ha influito sull'accentuarsi dell'erosione delle coste perché il terreno lasciato incolto è meno erodibile di quello lavorato. In questo modo, diminuendo la quantità di sedimenti che arrivano in mare, il mare incomincia ad avanzare.

3.4.2 Costruzione di opere a mare

L'azione erosiva è aumentata anche a causa delle innumerevoli costruzioni create dall'uomo. L'edificazione e il prolungamento dei moli portuali, di opere di difesa come le scogliere frangiflutto e i pennelli hanno determinato l'arresto della deposizione della sabbia in alcuni tratti del litorale, in particolare nella zona a nord delle strutture.

3.4.3 Urbanizzazione della costa

La sostituzione della vegetazione spontanea e dei cordoni dunali con strutture balneari e palazzi, costruiti spesso a ridosso della battigia, ha provocato l'alterazione dell'equilibrio della costa. La spiaggia sabbiosa romagnola, in passato, era accompagnata, nell'area costiera, da una, più o meno ampia, fascia di dune, allungate nel senso del litorale e perpendicolari ai venti dominanti. Fino a qualche anno fa, alcune tracce di questa caratteristica fascia costiera si potevano osservare tra Milano Marittima e la foce del Savio.

Anche l'alta spiaggia, estesa tra l'area raggiunta dalle alte maree e la fascia delle dune, è stata notevolmente perturbata.

Infatti, il limite delle costruzioni stradali ed alberghiere si trova a qualche decina di metri dalla linea raggiunta dalle massime ondate. In qualche caso, come nei tratti in erosione, queste opere risultano addirittura esposte alle mareggiate. Ogni aspetto morfologico caratteristico dell'alta spiaggia viene infine cancellato con lo scopo di renderla più accogliente per i bagnanti

(http://www.arpa.emr.it/cms3/documenti/cerca_doc/mare/progetto_mare/erosione.htm).

3.5 RICCIONE: MORFOLOGIA COSTIERA E CARATTERISTICHE DEL LITORALE

Per analizzare la morfologia della spiaggia di Riccione ci riferiamo alla relazione generale di studio geologico-geotecnico della Variante al Piano particolareggiato dell'arenile redatta dai tecnici del comune di Riccione nel gennaio del 2003.

Gli aspetti geomorfologici più salienti della spiaggia di Riccione sono qui di seguito elencati:

- la spiaggia presenta una fisiografia omogenea e sub-pianeggiante con una debole inclinazione verso mare nella zona sopratidale. La quota media sul livello del mare è di circa +2.00 metri, pur variando da zona a zona. L'ambiente di spiaggia attuale è stato interamente pareggiato per fini turistici per cui non si ha più alcuna traccia della fascia delle dune;
- al confine Nord della compresa tra P.ale Azzarita e la foce del torrente Marano l'elemento geomorfologico più saliente è appunto la foce del Torrente Marano in cui le numerose divagazioni d'alveo rielaborano continuamente i depositi litoranei sabbiosi;
- nelle zone centrali un elemento di rottura dell'ambiente di spiaggia è rappresentato dal Porto Canale (Torrente Melo), responsabile di un forte avanzamento della linea di costa immediatamente a Sud e di un arretramento della medesima a Nord.
- nella zona Sud fino al confine con il Comune di Misano Adriatico la spiaggia negli ultimi 30 anni è stata investita da un forte fenomeno di erosione che ha profondamente alterato l'ambiente litoraneo (forte arretramento della battigia, aumento delle batimetrie nella spiaggia sommersa, creazione di gradini di erosione in occasione di forti mareggiate, aumento delle pendenze nella spiaggia emersa).

Dopo il ripascimento operato dalla Regione nella primavera 2001 questo tratto di litorale ha ripreso in parte le proprie caratteristiche fisiografiche e naturali.

Per quanto concerne le variazioni della linea di costa e le evoluzioni del litorale comunale ci si è attenuti a dati reperiti in bibliografia.

La fascia costiera è stata suddivisa in zone, ognuna contrassegnata da caratteristiche proprie:

- dal confine Nord con il Comune di Rimini al P.le Azzarita: nel periodo 1915-1970 l'avanzamento della spiaggia si è verificato costantemente con un valore medio annuo di +1.49 metri; il fenomeno di ripascimento naturale è tuttora in atto.
- dal P.le Azzarita al Porto Canale: l'avanzamento medio annuo della spiaggia è stato di +1.10m (1915-1944), di +1.09m (1944-1955) e di +0.80m (1955-1970). Negli ultimi tre/quattro anni questo tratto di spiaggia è stato investito dal fenomeno erosivo, con un arretramento medio della battigia di circa 20 metri, ed è stato oggetto di circoscritti ripascimenti di sabbia.
- dal Porto Canale al P.le Roma: l'avanzamento medio annuo della spiaggia è stato di +1.69m (1915-1944), di +0.63m (1944-1955), di +0.53m (1955-1970). Attualmente rappresenta un tratto di spiaggia in equilibrio che non necessita di opere di ripascimento.
- dal P.le Roma al P.le San Martino: l'avanzamento medio annuo della spiaggia è stato di +1.65 (1915-1944), di +0.68m (1944-1955) e di +1.20m (1955-1970). Negli ultimi 15 anni la spiaggia è stata colpita dall'erosione con punte di arretramento di 20 metri.
- dal P.le San Martino al confine Sud con Misano: l'avanzamento medio annuo della spiaggia è stato di +0.91m (1944-1955) e di +0.06m (1955-1970).

Il protendimento medio annuo ha subito una drastica riduzione nel periodo considerato e da 30 anni a questa parte è indubbiamente il tratto di spiaggia più colpito dall'erosione marina con punte di arretramento medio annuo di 10-13 metri. L'intensità erosiva aumenta procedendo verso il confine con Misano. Nel corso degli anni la spiaggia è stata oggetto di ripetute opere di ripascimento, l'ultima delle quali (primavera 2001) è stata eseguita dalla Regione Emilia-Romagna con le modalità seguenti:

- stesa di circa 200.000 m³ di sabbia fossile,
- avanzamento medio della linea di costa di +50 metri,
- aumento delle quote di spiaggia fino a +1.00m,
- riduzione delle batimetrie dei fondali antistanti la battigia.

Peraltro negli ultimi due tratti considerati, nella primavera del 1998, è stata realizzata una barriera soffolta di sacchi di sabbia posta ad una distanza di circa 200 metri dalla battigia e volta a proteggere l'arenile soprattutto in occasione di forti mareggiate.

http://www.comune.riccione.rn.it/Engine/RAServeFile.php/f/ELAB_20_Relazione_generale.pdf)

3.5.1 Morfologia costiera in corrispondenza di Piazzale Roma

Il tratto di costa che ovviamente noi prenderemo in considerazione in quanto corrisponde alla zona in cui dovrà sorgere il pontile oggetto di questo studio è quello compreso tra il Porto Canale, Piazzale Roma e il tratto di litorale che si estende a sud di piazzale Roma.



Fig. 15: Litorale Sud di Riccione

Come si nota in fig. 15 la spiaggia di Riccione è di tipo sabbioso, e si estende per circa un centinaio di metri a partire dagli stabilimenti balneari che sorgono in zona adiacente al viale di Lungomare. A causa della forte urbanizzazione degli ultimi decenni si nota che gran parte della spiaggia è riservata agli stabilimenti e alle proprie attrazioni (ombrelloni e lettini e campi da gioco) e si riduce così l'area libera limitata solamente alla battigia.

In corrispondenza di piazzale Roma invece non sorgono stabilimenti balneari in quanto la spiaggia è notevolmente ridotta; in tale zona sorgeva un palco utilizzato per scopi ricreativi e spettacoli musicali e culturali. La struttura però, oramai decadente, è stata abbattuta per lasciare spazio alla prima parte del pontile che funge appunto come palco-piazza per spettacoli e come una sorta di balcone su viale Ceccarini. La situazione odierna della spiaggia in corrispondenza di piazzale Roma è raffigurata nelle fotografie seguenti.



Fig. 16: Battigia in corrispondenza di P.le Roma



Fig. 17: Cartelli di segnalazione buche e correnti sul fondale in corrispondenza di P.le Roma

3.5.2 Batimetrie

Interessante, ai fini della progettazione, è la valutazione della batimetria del fondale in quanto, attraverso essa, è possibile valutare le condizioni di frangimento delle onde sulla struttura e capire quindi quali siano le azioni cui essa è soggetta.

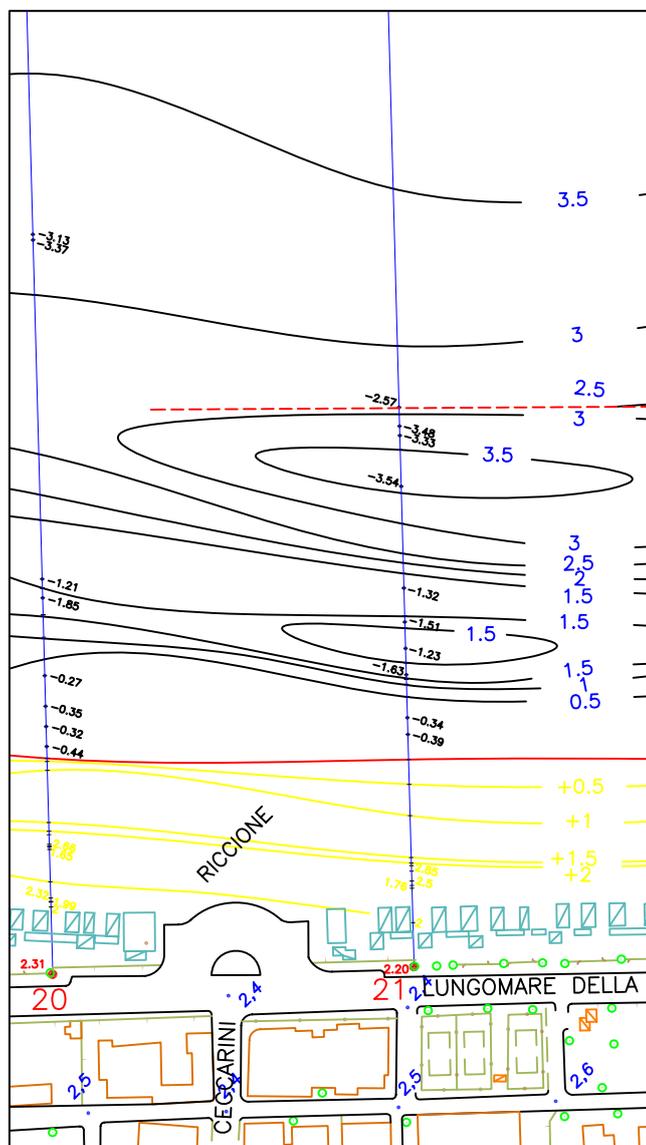


Fig. 18: Batimetria del fondale in corrispondenza di Piazzale Roma (Marzo 2004)

Altre considerazioni da fare sono legate all'erosione del fondale attorno ai pali che sorreggono l'impalcato e alle conseguenti correnti che nascono in corrispondenza di questi fenomeni.

Nelle immagini seguenti è infatti mostrato l'andamento delle erosioni e dei depositi in corrispondenza del litorale nei pressi di Piazzale Roma.

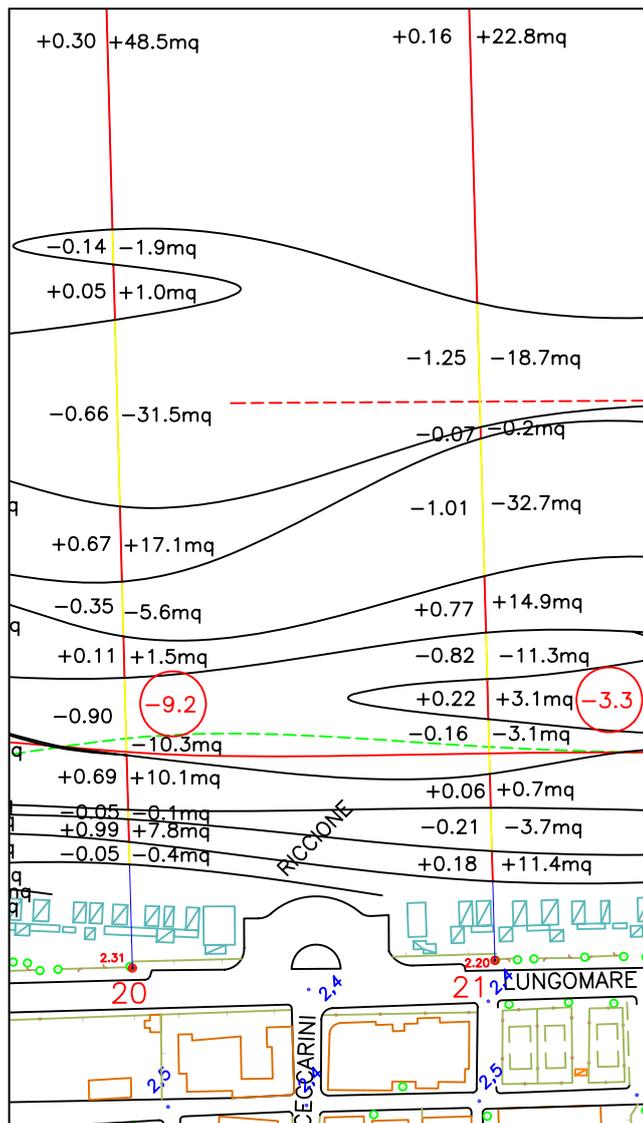


Fig. 19: Andamento erosioni e depositi (Marzo 2004)

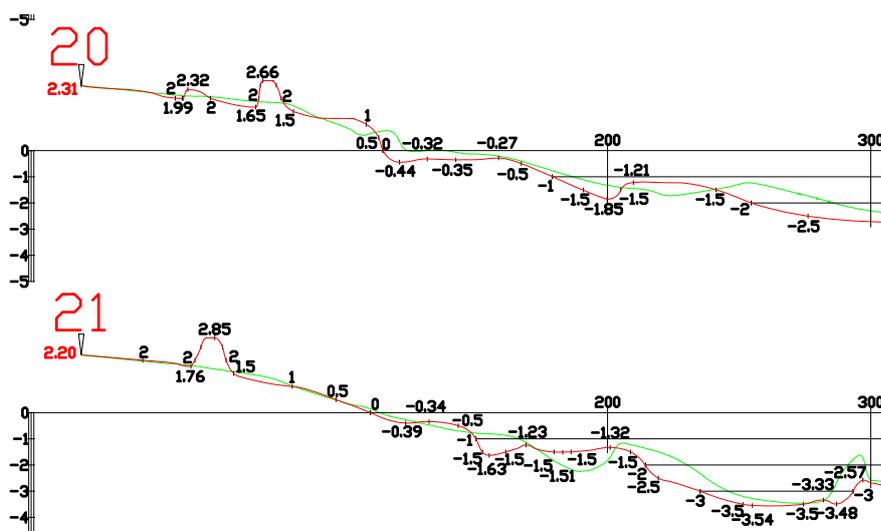


Fig. 20: Sezioni batimetriche corrispettive del litorale in corrispondenza di Piazzale Roma (Marzo, 2004)

4 ANALISI CONDIZIONI CLIMATICHE E METEO-MARINE

Per poter definire in maniera chiara ed univoca le sollecitazioni agenti sulla struttura e da quali carichi essa sia sollecitata, è necessario valutare quali siano gli agenti esterni che agiscono su essa: dato che è un pontile marino, sicuramente sarà esposto ad agenti atmosferici quali vento e precipitazioni, ad agenti marini quali onde e correnti e talvolta, ove permesso, a sollecitazioni orizzontali dovute all'accosto di piccole imbarcazioni.

4.1 IL VENTO

La genesi del vento è da attribuirsi alla differenza di temperatura esistente tra la superficie terrestre e l'atmosfera, entrambe riscaldate, ma in maniera diversa, per irraggiamento. Il vento è un fenomeno naturale che consiste nel movimento ordinato, quasi orizzontale, di masse d'aria. Lo studio del vento è importante in quanto esso genera le onde e le correnti, ed esercita forze sulle strutture che gli si oppongono.

Per valutare la direzione delle onde e come queste impattano sulla struttura devo valutare la direzione dei venti (Zanuttigh, 2008).

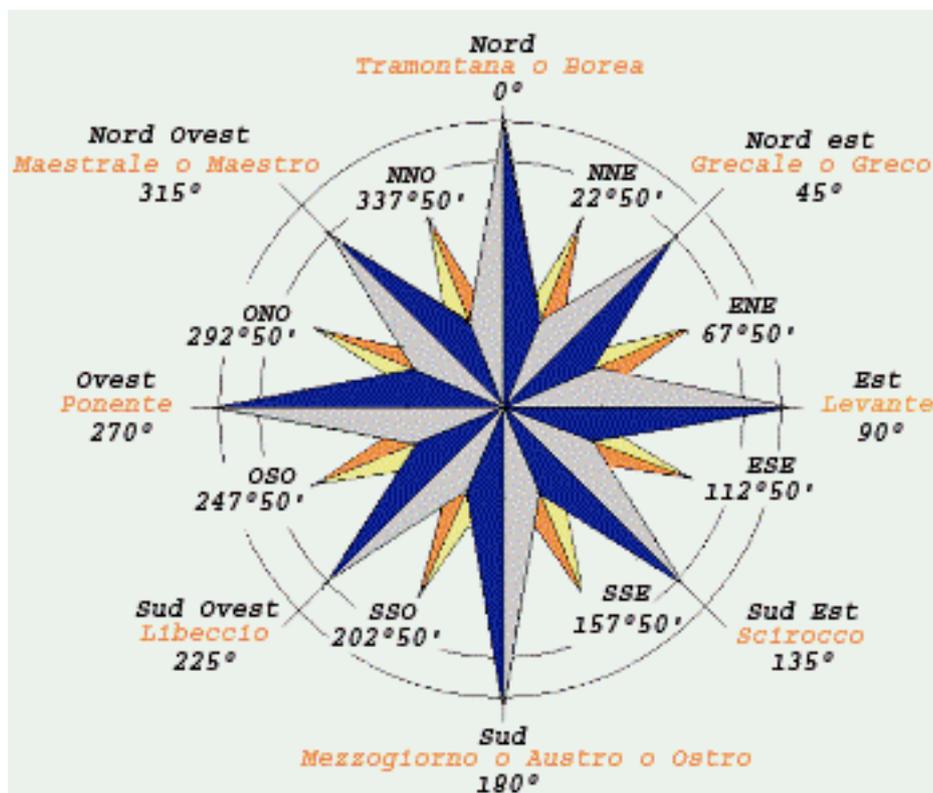


Fig. 21: Rosa dei venti

I venti prendono il nome della direzione di provenienza; la “rosa nautica dei venti” (fig.21) rappresenta appunto l’insieme di tali direzioni.

Bisogna però distinguere tra venti foranei (provenienti dal largo) e venti terrestri; in questo lavoro, ai fini del calcolo della direzione delle onde, consideriamo i venti foranei. Questi possono essere classificati in due tipologie: i *venti regnanti* che presentano un’alta frequenza di apparizione (oltre il 50 %), e i *venti dominanti* caratterizzati da alte velocità. Nell’eventualità che un vento presenti contemporaneamente le caratteristiche di alta frequenza e velocità esso viene definito *prevalente*. Per comprendere tutte le possibili direzioni da cui possono pervenire le agitazioni ondose determinate dai venti foranei dobbiamo analizzare il settore di traversia. Il settore di traversia si usa dividere in: traversia principale, in cui spirano i venti dominanti, e traversia secondaria, in cui spirano i venti regnanti (vedi paragrafo 4.2.1).

Molto importante da valutare è anche l’intensità dei venti che soffiano sulle coste: per descrivere questa caratteristica ci riferiamo alla scala dell’Ammiraglio Beaufort che si basa sulla descrizione degli effetti del vento (*Tomasicchio, U., 2001*).

GRADO BEAUFORT	TERMINI DESCRITTIVI	VELOCITA' EQUIVALENTE IN *			GRADO DOUGLAS
		NODI	Km / h	m / sec	
0	Calma	< di 1	< di 1	< di 0,2	0
1	Bava di vento	1 - 3	1 - 5	0,3 - 1,5	1
2	Brezza leggera	4 - 6	6 - 11	1,6 - 3,3	2
3	Brezza tesa	7 - 10	12 - 19	3,4 - 5,4	2
4	Vento moderato	11 - 16	20 - 28	5,5 - 7,9	3
5	Vento teso	17 - 21	29 - 38	8,0 - 10,7	4
6	Vento fresco	22 - 27	39 - 49	10,8 - 13,8	5
7	Vento forte	28 - 33	50 - 61	13,9 - 17,1	6
8	Burrasca	34 - 40	62 - 74	17,2 - 20,7	7
9	Burrasca forte	41 - 47	75 - 88	20,8 - 24,4	7
10	Tempesta	48 - 55	89 - 102	24,5 - 28,4	8
11	Tempesta violenta	56 - 63	103 - 117	28,5 - 32,6	9
12	Uragano	64 - Oltre	118 e Oltre	32,7 e Oltre	9

* Riferito ad un anemometro sito a 10 metri d'altezza sul livello del mare

Fig. 22: Scala Beaufort

Come si può constatare dalla tabella sopra riportata ad ogni grado della scala corrisponde una certa situazione; se si analizza nel dettaglio si vede anche che ad ogni grado corrisponde un grado identificativo dello stato del mare, rappresentato dalla Scala Douglas, che analizzeremo in seguito, nel paragrafo relativo al moto ondoso.

Pur essendo le agitazioni ondose generate dai venti, non esiste sempre coincidenza tra le direzioni delle onde e dei venti, poiché un moto ondoso proveniente dal largo può mutare la propria direzione di propagazione, ad esempio a causa della configurazione batimetrica della zona sul quale giunge. Inoltre, l'attrito con la superficie del mare, riduce notevolmente la velocità del vento in aria libera: ad esempio, a 10 m sopra il mare, la velocità del vento è generalmente circa pari al 60-75 % del valore in aria libera.

4.1.1 Azione del vento sulle strutture

In maniera semplice e basilare è possibile analizzare brevemente l'azione che il vento esercita su strutture tipo pontili.

- Resistenza: $R = C_R p_C A$ (1)

- Portanza: $P = C_P p_C A$ (2)

dove

A = sezione maestra, su cui agisce l'azione del vento;

C_R, C_P = coefficienti adimensionali, in funzione del numero di Reynolds ($f(Re)$);

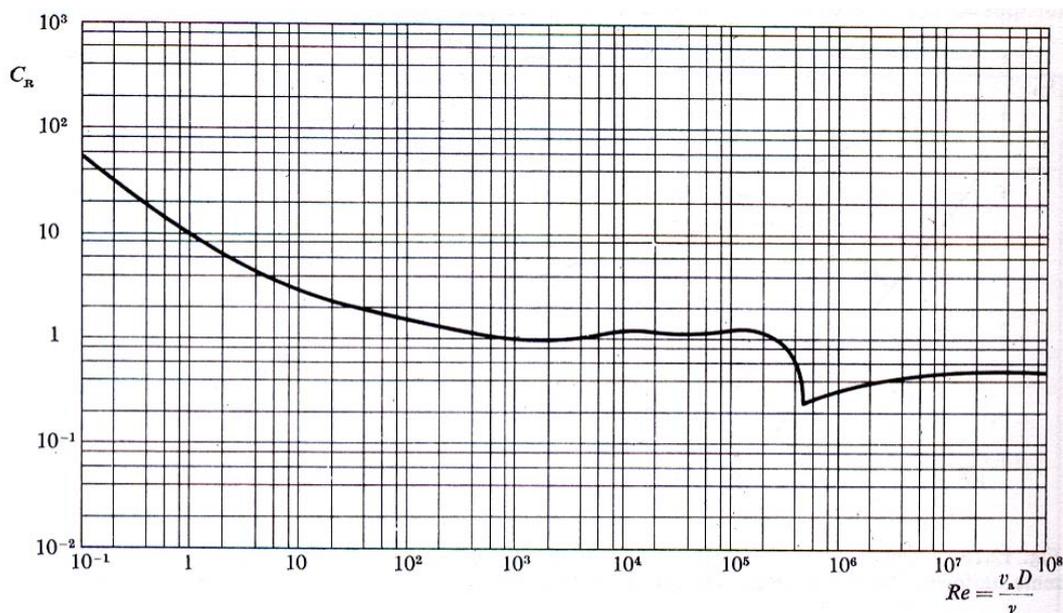


Fig. 23: Digramma di scabrezza

$$p_c = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot u^2 \text{ (dove } \rho \text{ e } u \text{ rappresentano rispettivamente la densità e la velocità del'aria).}$$

Ai gradi della scala Beaufort corrispondono le seguenti p_c :

Forza del vento	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$p_c, (N/m^2)$	30	80	130	180	250	400	550	700	>800

4.1.2 Vento: situazione a Riccione

Dato che valutare la pressione esercitata dal vento sulla struttura risulta complesso in quanto è necessario conoscere l'intensità del vento che soffia (analisi specifica e dettagliata), in questo studio ci si limita ad analizzare i settori prevalenti da cui esso spira e in cui si generano le onde, lasciando per queste una trattazione accurata.



Fig. 24: Settore di traversia per Riccione

Utilizzando un'immagine satellitare che inquadra la geografia di Riccione, dell'adriatico e delle coste circostanti possiamo raffigurare il settore di traversia per la città di Riccione e individuare quindi quali sono i venti che agiscono in zona e quelli a cui il mare è sollecitato, e così il litorale. Nella figura seguente è infatti rappresentata l'ampiezza del settore di traversia, pari a circa 134° diviso in due parti: la prima, compresa tra Ravenna e Rovinj (Croazia) nella quale soffiano venti da Nord, quali Maestrale (NO), Tramontana e la seconda, compresa tra Rovinj e Split (Croazia), facendo passare questa linea immaginaria per il promontorio di Cattolica, nella quale soffiano venti da Est, quali Grecale (NE), Levante (E) e Scirocco (SE).

4.2 IL LIVELLO DEL MARE

Il livello del mare è l'altezza della superficie del mare a meno delle variazioni dovute alle maree; esso varia continuamente, sia nel breve termine, a causa del moto ondoso e del vento, sia nel medio termine, a causa della variazione della pressione atmosferica al passaggio di perturbazioni meteorologiche, e di fenomeni astronomici come l'attrazione gravitazionale, che il Sole e la Luna esercitano sugli oceani.

A causa di queste continue variazioni si preferisce parlare di livello medio del mare, spesso abbreviato in l.m.m. (S.W.L. nel linguaggio anglosassone), che si ottiene calcolando la media delle misurazioni del livello del mare per un periodo di tempo sufficientemente lungo. La media permette di eliminare le variazioni del livello del mare che avvengono nel breve e nel medio periodo, rendendo il valore molto più stabile nel tempo, tanto da essere utilizzato come *zero altimetrico* per la determinazione delle altezze nelle carte topografiche. Per convenzione, l'altezza sul mare di un comune è misurata dal palazzo municipale.

Il livello medio del mare, non è però uguale in tutto il mondo: ad esempio, il mar Mediterraneo ha un livello più basso rispetto all'oceano Atlantico. Ma anche a distanze minori si verificano delle differenze notevoli: il livello medio del mare Adriatico, ad esempio, è più alto del livello medio del mar Tirreno, e nell'Adriatico settentrionale è più alto che nell'Adriatico meridionale.

Nel lunghissimo periodo, anche il livello del mare globale, cioè la media dei livelli del mare di una serie di punti rappresentativi dell'intero pianeta, cambia in modo considerevole. Durante le ere glaciali, ad esempio, il livello del mare può essere più basso di centinaia di metri rispetto alle ere interglaciali. Questo avviene perché, durante un'era glaciale, grandi quantità di acqua del mare evaporano e si depositano sotto forma di ghiaccio e neve nei grandi ghiacciai polari.

Le variazioni del livello del mare possono essere analizzate con il mareografo (http://it.wikipedia.org/wiki/Livello_del_mare).

I problemi legati alla variazione del livello del mare sono i seguenti: in caso di un innalzamento si possono avere inondazioni con effetti disastrosi per l'ambiente costiero, mentre nel caso di un abbassamento si potrebbe avere l'esposizione delle fondazioni di strutture alle azioni delle onde di superficie, riduzione di fondali per la navigazione e l'emersione dei depositi fangosi. Come detto in precedenza il livello del mare varia nel tempo con periodicità diverse: se $T < 1$ h si parla di onde, viceversa di maree (Tomasicchio, U., 2001).

4.2.1 *Maree*

Le maree sono determinate:

- dall'attrazione gravitazionale degli astri sull'acqua del mare; questa è la componente periodica, ripetitiva e predicibile con largo anticipo e prende il nome di *marea astronomica* (tide).
- dall'azione dell'acqua soprastante, sia per effetto della pressione, sia per effetto della tensione d'attrito; questa è la componente variabile, di difficile previsione, detta *marea meteorologica*.

Le previsioni di marea, effettuate annualmente dai servizi appositi si riferiscono alla sola componente astronomica.



Fig. 25: Esempio di bassa e alta marea di tipo astronomico (Maafushivaru, Atollo di Ari, Maldive)

4.2.2 *Caso di Riccione*

Anche lungo il litorale di Riccione si può riscontrare una marea di tipo astronomico con un'ampiezza di entità pari a 0,9-1,0 m. Essa, ai fini dei calcoli idraulici e strutturali, influenza moderatamente le scelte progettuali, in quanto va considerata per valutare l'altezza massima della cresta dell'onda impattante sulla struttura.

È inoltre di notevole importanza considerare l'escursione mareale ai fini del calcolo della modalità di accosto delle imbarcazioni al pontile, in quanto, i diversi livelli del mare, provocano disagi nell'accosto e nella discesa/salita delle persone per poter accedere al piano di camminamento ed alla piattaforma ricreativa. Pertanto, per il dimensionamento dei pontoni di accosto, si considera l'escursione mareale peggiore, ± 1.1 m s.l.m.

4.3 LE ONDE

4.3.1 Genesi delle onde

Con il termine onde si intende uno spostamento di forme che si muovono con una certa velocità, detta celerità.

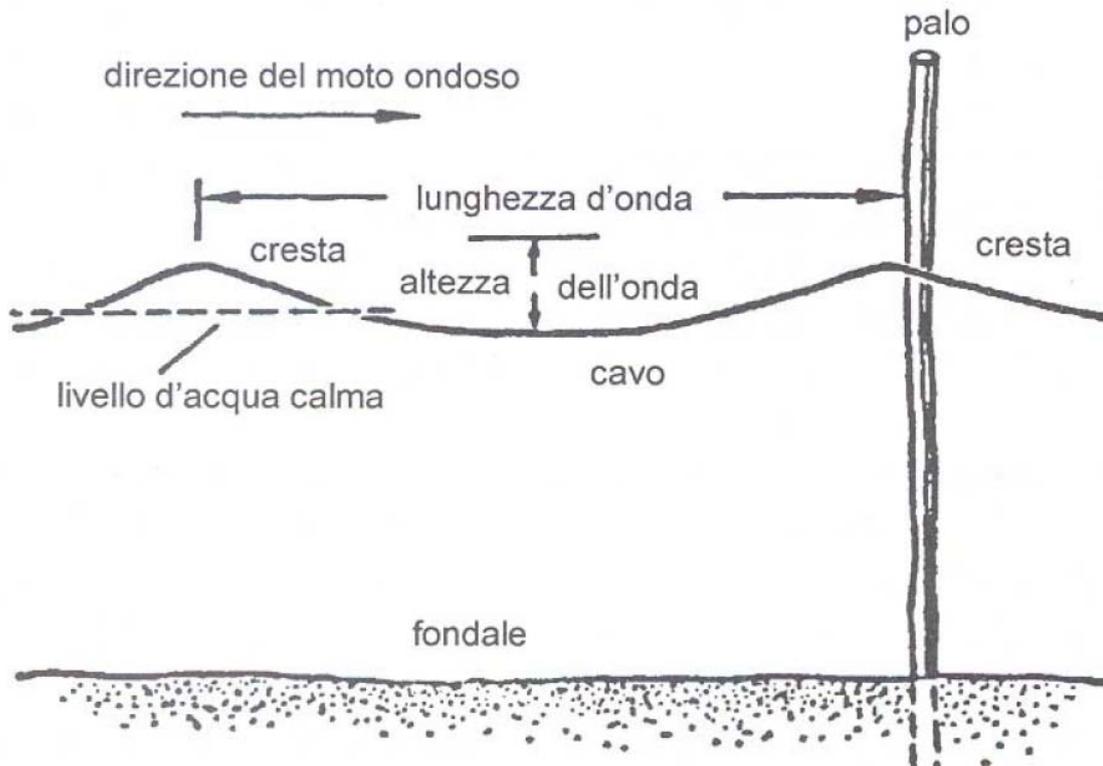


Fig. 26: Simbologia riferita alle onde

Riportiamo di seguito alcune notazioni riferite alle onde regolari:

- *Cresta*: punto più alto dell'onda;
- *Cavo*: punto più basso dell'onda;
- *Altezza d'onda (H)*: distanza verticale dal cavo alla cresta;
- *Ampiezza d'onda*: metà dell'altezza d'onda;
- *Lunghezza d'onda (L)*: distanza orizzontale tra due creste d'onda consecutive;
- *Periodo (T)*: intervallo temporale fra due creste successive;
- *Velocità di fase (c)*: rapporto fra lunghezza d'onda e periodo d'onda (L/T).

Le onde generate dal vento sono onde di gravità che comprendono onde di dimensioni molto diverse tra loro, in quanto vanno dalle increspature che si hanno nei piccoli laghi alle onde di burrasca nell'oceano (Tomasicchio, U., 2001).

La generazione delle onde sotto l'azione del vento avviene in conseguenza del trasferimento di energia dal vento al mare, operato sia dalle pressioni normali che dalle azioni tangenziali al profilo d'onda. Naturalmente non si verifica quasi mai il caso di un vento costante che spiri su una superficie marina assolutamente calma: di solito vi sono onde generate dal vento in precedenza, a distanza anche notevoli, chiamate "onde di mare morto" o swell. Se il vento che agisce successivamente e le onde già generate hanno la medesima direzione, le onde aumentano rapidamente di dimensione; se invece hanno direzioni opposte, il vento tende ad appiattire la superficie del mare e le onde nuove eliminano quelle preesistenti. All'area di mare su cui il vento, spirando, genera il moto ondoso, si dà il nome di fetch.

Dato che i venti spirano in generale, irregolarmente e a raffiche, si verificano variazioni locali nella velocità e nella pressione esercitata dal vento sulla superficie dell'acqua. Inizialmente, si creano contemporaneamente onde di modeste dimensioni con periodi diversi. A mano a mano che le onde continuano a crescere, la superficie d'acqua sottoposta all'azione del vento diventa sempre più increspata e ripida, cosicché il processo di formazione delle onde risulta sempre più efficiente, fino a quando le onde hanno raggiunto una determinata ripidità. Essa è data dal rapporto tra l'altezza d'onda e la lunghezza d'onda e il suo valore massimo è di circa $1/7$. Per esempio, un'onda lunga 7 metri non può essere alta più di 1 metro. Quando le onde piccole e ripide superano il predetto limite, si rompono formando creste di spuma bianca, i frangenti (*Tomasicchio U., 2001*).



Fig. 27: Mare increspato e frangenti (Isola di Tavolara, Sardegna)

A parità di velocità del vento, le onde lunghe sono in grado di ricevere più energia e di acquistare maggiore altezza che non le onde più corte. Quindi, mentre la superficie del mare acquista energia dal vento, le onde più piccole vengono sostituite da onde maggiori, che sono in grado di utilizzare meglio l'energia accumulata. Ad ogni modo, sui fianchi compresi fra cavi e creste delle onde maggiori continuano a formarsi nuove increspature e piccole onde, cosicché, nella zona in cui la velocità del vento è superiore a quella delle onde, è presente una vasta gamma di lunghezze d'onda.

Le dimensioni delle onde generate dal vento dipendono da:

- velocità del vento;
- durata nel tempo dell'azione del vento;
- estensione di mare aperto su cui spirava il vento (fetch).

All'inizio del fetch, nella direzione da cui spirava il vento, le onde si mantengono di modeste dimensioni, poi, all'aumentare della distanza, diventano via via più importanti, aumentando in periodo e in altezza fino a raggiungere le massime dimensioni con il vento che le genera.

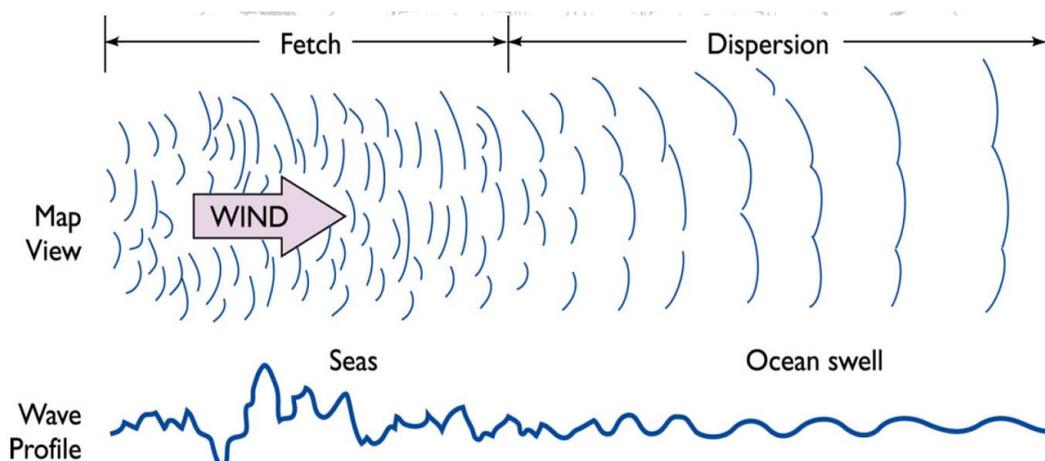


Fig. 28: Sviluppo delle onde (Zanuttigh, 2008)

All'inizio dell'area di generazione (fetch), le onde presentano un'ampia multidirezionalità nella propagazione (short-crested); con l'avvicinarsi al termine dell'area di generazione, la banda di direzione di propagazione tende a restringersi e le onde tendono a trasformarsi lungo il fetch da short-crested in long-crested e unidirezionali (profilo in blu nella figura sopra riportata). Quest'unidirezionalità, al di fuori dell'area di generazione, non sempre coincide con la direzione del vento generatore. A questo stadio si dice che il cavallone è completamente maturo; le onde hanno cioè assorbito tutta l'energia che era possibile assorbire da un vento di quella determinata velocità (vedi fig.28), (Tomasicchio U, et al.,2001).

4.3.2 Idrodinamica delle onde

Le onde generate dal vento non hanno una forma permanente nel tempo come le onde regolari. L'elevazione delle creste e la profondità dei cavi presentano valori che non si ripetono periodicamente e ogni onda ha una forma propria e si muove indipendentemente dalle altre. Le onde di mare si presentano dunque come irregolari e debbono essere descritte ricorrendo a procedimenti probabilistici o spettrali.

La superficie ondata del mare può ritenersi come una sovrapposizione di un certo numero di treni di onde elementari, regolari, uguali tra loro; ogni strato (onda componente) è caratterizzato da una sua altezza, da una sua lunghezza e da una sua direzione. La superficie del mare è dunque costituita dalla somma di tutti questi strati. Dove vengono a coincidere diverse creste, si forma un importante cumulo d'acqua, che ha breve durata, dato che le onde che lo compongono si allontanano lungo la propria direzione. Analogamente, la sovrapposizione di più cavi determina un profondo avvallamento, anch'esso di breve durata.

Quando le onde abbandonano l'area di azione del vento, esse assumono una configurazione maggiormente ordinata con creste e cavi meglio definiti e con un più ritmico alzarsi ed abbassarsi (moto armonico). La loro forma si avvicina a quella delle onde regolari; le onde possono propagarsi per migliaia di miglia oltre l'area di generazione. L'energia del moto ondato è in parte dissipata dall'interazione con l'aria sovrastante, dalla macroturbolenza al frangimento, dall'attrito e dalla percolazione al fondo, specialmente sottocosta (Tomasicchio, U., 2001).

Il tipo di moto interessato dalle onde è oscillatorio periodico (asimmetrico); definiamo dunque alcune grandezze necessarie per capire l'idrodinamica delle onde .

- T = periodo (per onde da vento varia da 1÷30 secondi)
- $\omega = 2\pi/T$ = fase
- L = distanza tra due fasi
- $c = L/T$ = celerità: celerità propagazione forme

Detto questo possiamo quindi fornire la relazione di dispersione che lega le onde delle acque basse con quelle delle acque profonde:

$$\omega^2 = kg \tanh(kh) \quad (3)$$

dove $k = 2\pi/L$ e rappresenta il numero d'onda, h la profondità del fondale e \tanh la tangente iperbolica. Possiamo distinguere la tipologia delle acque e le varie caratteristiche consultando la tabella sotto riportata.

<i>Acque</i>	<i>Rapporto (h/L)</i>	<i>Celerità</i>
Basse	$h/L < 1/20$	$c = \sqrt{gh}$
Intermedie	$1/20 < h/L < 1/2$	
Alte	$h/L > 1/2$	$c_o = 1,56T$

Una volta uscite dalla zona di generazione le onde riducono gradualmente l'energia posseduta, soprattutto per effetto dell'attrito con l'aria, mentre è di scarso rilievo l'intervento della viscosità e della turbolenza. In acque profonde si ha quindi una progressiva attenuazione dell'altezza d'onda, mentre il periodo e la lunghezza (quindi la celerità) possono aumentare. Avvicinandosi alla costa l'onda procede su fondali di profondità decrescente e, quindi, le caratteristiche del moto ondoso risultano modificate rispetto a quelle possedute al largo. L'attrito al fondo e la riduzione di profondità riducono la lunghezza d'onda; sicché in definitiva, l'onda diventa più ripida (aumento di H/L). In prossimità della battigia (acque basse), l'onda diventa instabile, frange e dissipa in tal modo l'energia trasferita dal largo a riva (Tomasicchio U. et al., 2001).

4.3.3 Altezza d'onda e frangimento

Per poter valutare gli effetti dell'azione dell'onda su un elemento esposto alla sua azione, quali ad esempio i pali costituenti il pontile o l'impalcato stesso, dobbiamo preventivamente fornire la definizione di frangimento in quanto esso causa un trasferimento di energia dall'onda all'elemento su cui essa impatta. Per frangimento si intende quel fenomeno in cui la cresta percorre l'onda e cade nel cavo che segue; questo si ha quando la velocità delle particelle d'acqua costituenti la cresta (comunemente indicata con u), supera la celerità di propagazione dell'onda (c).

Il frangimento delle onde è strettamente correlato alla ripidità dell'onda (H/L) con cui si può definire:

- $\frac{H}{L} = \frac{1}{\pi} \Rightarrow$ condizione di criticità (4)

- $\frac{H}{L} > \frac{1}{\pi} \Rightarrow$ condizione di frangimento (5)

A questo punto possiamo quindi introdurre la condizione di onda stabile al frangimento che si verifica per $u \leq c$:

$$\frac{H}{L} < 0.14 \tanh(kh) \tag{6}$$

Dalla teoria sappiamo che esistono tre diverse tipologie di frangimento dipendenti da un valore che le caratterizza in maniera univoca, il parametro di Iribarren-Battjes:

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H/L}} \quad (7)$$

dove il numeratore rappresenta la ripidità del fondale e il denominatore la ripidità dell'onda.

A seconda dei valori che esso assume possiamo appunto individuare le tre tipologie:

- $\xi < 0,5$ Spilling: fenomeno di turbolenza in cresta



Fig. 29: Esempio di frangimento tipo spilling

- $0,5 < \xi < 3,5$ Plunging: turbolenza localizzata alla base della colonna d'acqua, la cresta ricade nel cavo (fondali ripidi).



Fig. 30: Esempio di frangimento tipo plunging

- $\xi > 3,5$ Surging: turbolenza generata dall'attrito del fondo (fondali ripidissimi)



Fig. 31: Esempio di frangimento tipo surging

4.3.4 Trasformazione onde in acque basse

Come si può notare dalla figura sotto riportata la dinamica delle onde dipende fortemente dall'interazione tra l'onda e il fondale su cui essa agisce, in quanto, l'attrito al fondo, altera sia la forma dell'onda (L diminuisce, H aumenta), sia la celerità, che diminuisce (Zanuttigh, 2008).

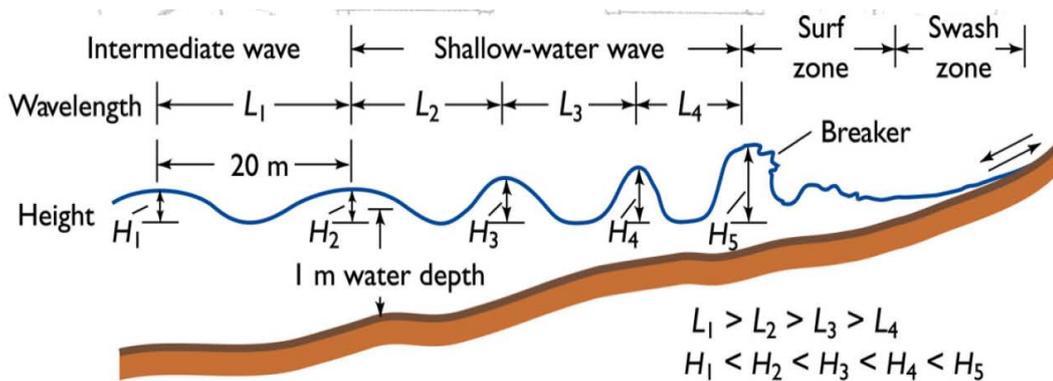


Fig. 32: Trasformazione onde in acque basse

4.3.5 Idrodinamica delle zone frangenti

Come sottolineato in precedenza, nella propagazione verso riva la ripidità delle onde cresce al diminuire del fondale; quando essa raggiunge un valore limite, l'onda frange, dissipando energia e inducendo correnti a riva ed un incremento del livello del mare. L'onda, inoltre, frange su un fondale approssimativamente pari all'altezza d'onda. Ecco perché, per poter valutare l'impatto delle onde sul pontile oggetto di questa tesi, bisogna conoscere l'altezza d'onda in corrispondenza dell'opera.

La surf-zone, si estende al largo dalla condizione limite di frangimento fino a riva alla condizione limite di risalita dell'onda sulla spiaggia. In questa zona il fenomeno prevalente è appunto il frangimento.

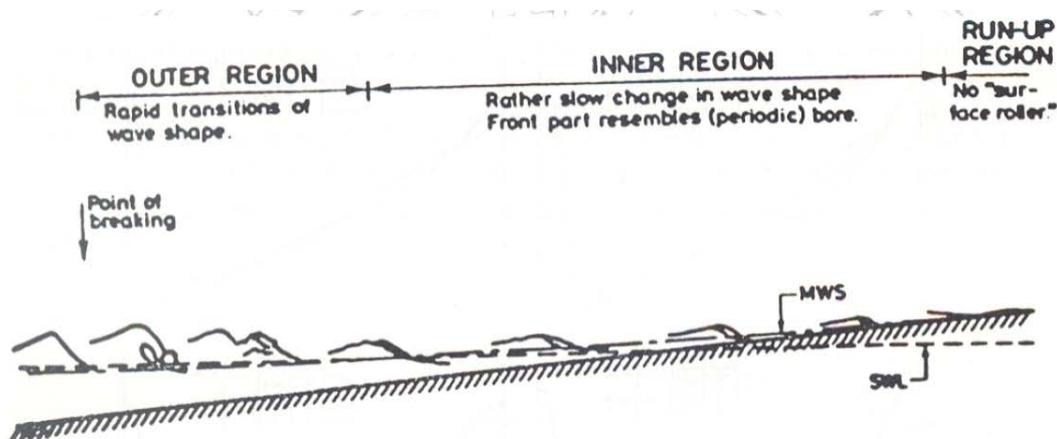


Fig. 33: Caratteristiche dell'onda nella zona di surf (Svendsen et al., 1978)

Riferendoci alla figura sopra riportata distinguiamo 3 zone in cui l'onda cambia il suo aspetto:

- Outer region: zona in cui l'onda cambia forma ($L = (4 \div 5)H$);
- Inner region: zona in cui il roller si propaga (si vede la schiuma sull'onda);
- Run-up: zona in cui l'onda può risalire la battigia (non ho il roller).

Concludendo possiamo introdurre un parametro, il breaker-index, che rappresenta l'indice di frangimento:

$$\gamma_b = \frac{H_b}{h} \quad (8)$$

dove H_b rappresenta l'altezza d'onda al frangimento, mentre h l'altezza del fondale.

In acque basse γ_b è praticamente costante; esso in realtà dipende dalla ripidità della spiaggia e cresce all'aumentare di questa.

Molto importante ai fini del calcolo della forza dell'onda impattante è appunto la valutazione dell'altezza d'onda e della sua forma, di quando essa frange e come dissipa l'energia accumulata.



Fig. 34: Impatto onde su un pontile

Ai fini di valutazione dell'intensità del mare si può fare riferimento alla seguente tabella che rappresenta la Scala Douglas, che descrive la condizione del mare in funzione dell'altezza d'onda.

MARE VIVO (O MARE DI VENTO)		English Wind sea	Français Mer du vent	Español Mar de viento
TERMINE DESCRITTIVO Stato del mare	ALTEZZA MEDIA DELLE ONDE	State of the sea	État de la mer	Estado del mar
0 Calmo	-	Calm (glassy)	Calme	Calma
1 Quasi calmo	0 - 0,10 metri	Calm (rippled)	Calme (ridée)	Calma (rizada)
2 Poco mosso	0,10 - 0,50 metri	Smooth	Belle	Marejadilla
3 Mosso	0,50 - 1,25 metri	Slight	Peu agitée	Marejada
4 Molto mosso	1,25 - 2,50 metri	Moderate	Agitée	Fuerte marejada
5 Agitato	2,50 - 4 metri	Rough	Forte	Gruesa
6 Molto agitato	4 - 6 metri	Very rough	Très forte	Muy gruesa
7 Grosso	6 - 9 metri	High	Grosse	Arbolada
8 Molto grosso	9 - 14 metri	Very high	Très grosse	Montañosa
9 Tempestoso	oltre 14 metri	Phenomenal	Énorme	Enorme

Fig. 35: Scala Douglas

4.4 CORRENTI

Da un punto di vista progettuale è necessario prendere in considerazione l'effetto delle correnti marine sul pontile; effetto importante non tanto dal punto di vista della forza di impatto che ha sulla struttura, ma piuttosto per l'effetto di erosione al fondo che ha in prossimità delle strutture verticali di sostegno, quali i pali.

4.4.1 Correnti di riva

Quando le onde frangono a riva, creano delle correnti parallele alla riva ("longshore currents"); esse si manifestano nella maggior parte dei casi in presenza di onde oblique. La corrente lungo riva si estende per l'intera larghezza della surf-zone. Essa raggiunge la massima intensità nel mezzo della surf-zone per poi decrescere nello spostarsi verso largo (vedi fig.36). Onde più larghe generano correnti lungo riva più veloci. Anche l'obliquità dell'onda al frangimento influenza la velocità della corrente: si ha la massima velocità quando l'inclinazione dell'onda rispetto alla batimetria è 45° ; angoli di incidenza maggiori o minori di 45° generano delle correnti meno intense (Zanuttigh, 2008).

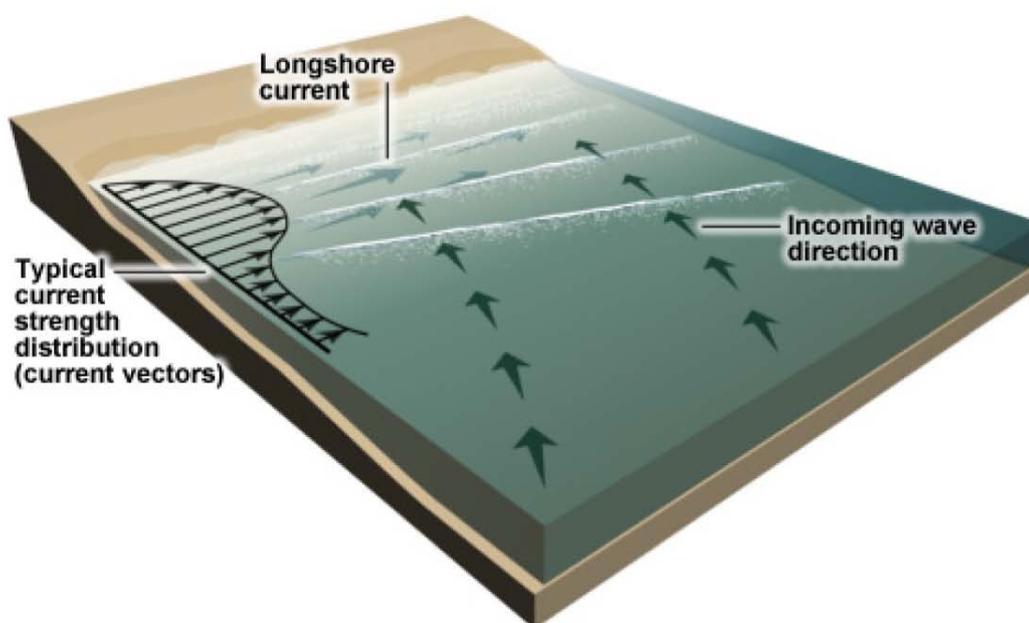


Fig. 36: Dinamica delle correnti di riva (Zanuttigh, 2008)

Correnti lungo riva e correnti di rip sono sempre presenti nella surf zone. In prossimità della riva si possono avere anche correnti su larga scala, in moto a velocità minori, generate dalla persistenza di venti in opposizione ai frangenti.

4.4.2 Correnti di ritorno

Le correnti di rip sono correnti di forma somigliante a getti d'acqua che si estendono tipicamente dalla riva verso largo oltre la linea dei frangenti.

Le correnti di rip possono essere causate da svariati fenomeni:

- naturale variabilità delle altezze dei frangenti;
- ritorno verso largo attraverso canali creatisi nella barre di fondo;
- interazione delle correnti lungo riva con strutture.

Una porzione della corrente lungo riva diviene generatrice della componente lato riva della corrente di rip. Le correnti di rip possono facilmente evidenziarsi da:

- canali di acqua turbolenta, franta;
- diverso colore dell'acqua (sedimenti in sospensione);
- linee di schiuma, alghe;
- la testa della corrente di riva, in particolare, è spesso schiumosa e di colore marrone causa il sedime trasportato in sospensione.

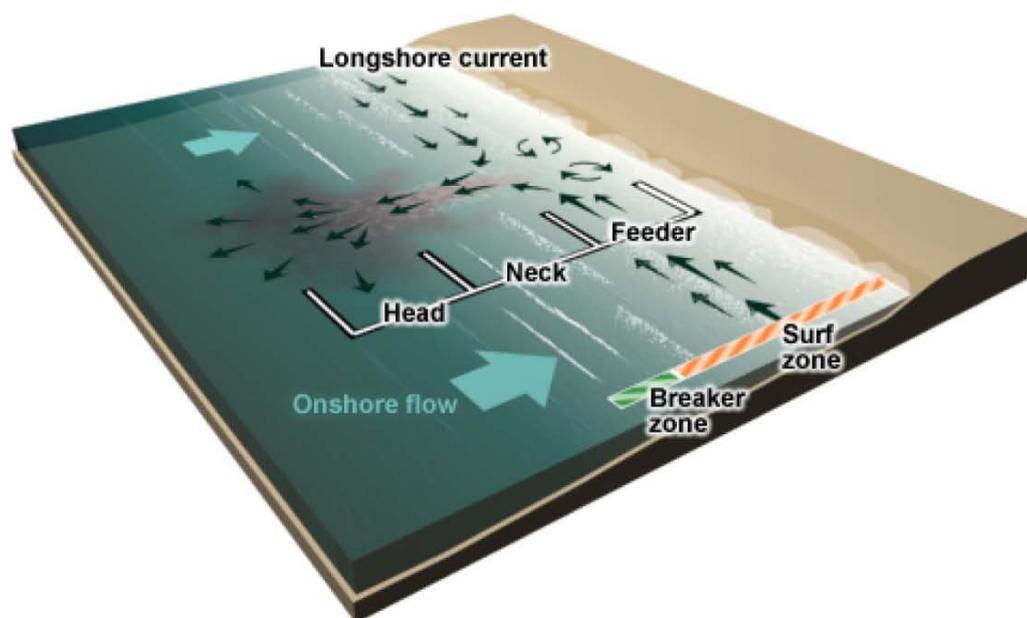


Fig. 37: Dinamica delle correnti nella surf-zone (Zanuttigh, 2008)

Le correnti di rip sono frequentemente generate quando la direzione delle onde incidenti è prossima alla perpendicolare alla linea di riva. L'orientazione della linea di riva è quindi un parametro chiave per determinare la potenziale formazione di correnti di rip ad una data spiaggia. Alcuni studi suggeriscono che l'angolo di inclinazione ideale dell'onda rispetto alla normale alla riva sia prossimo a 20° . Tuttavia, in prossimità delle strutture a riva, onde con obliquità superiori ai 20° inducono correnti lungo riva più veloci e, con maggiore probabilità, correnti di rip.

Riportiamo di seguito alcune immagini che rappresentano l'andamento delle correnti al variare dell'inclinazione delle onde e della morfologia della spiaggia, anche in presenza di strutture perpendicolari alla riva che ostacolano il flusso delle correnti.

Normal to Near Normal

High probability for near normal case

Strength, spacing, and duration dependent on wave height

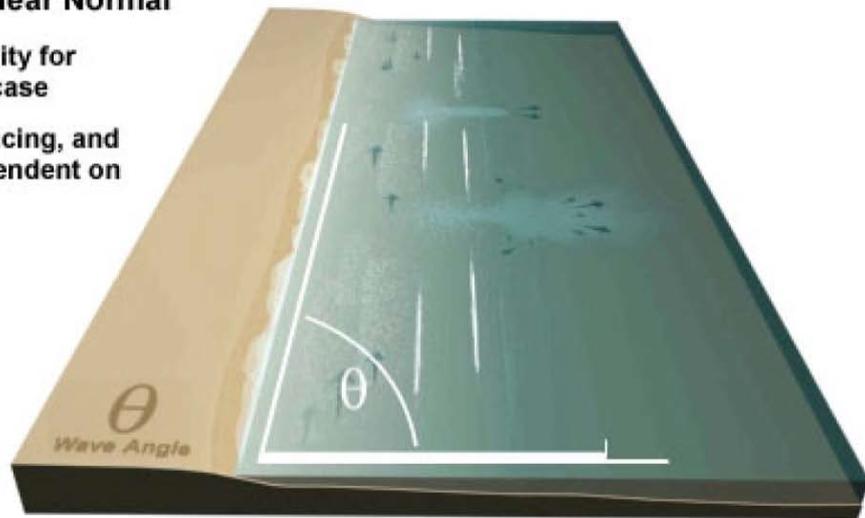


Fig. 38: Correnti di riva e di rip con onde praticamente perpendicolari alla riva

Small Incidence

Strong longshore current

Rip current only occurs if man-made structure redirects longshore flow

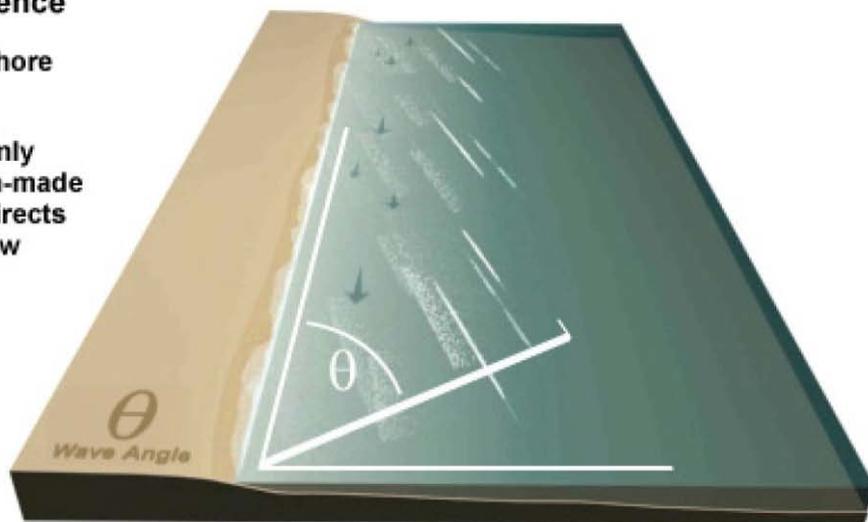


Fig. 39: Correnti di riva con onda inclinata di θ

Valutiamo ora il caso in cui vi siano strutture perpendicolari alla riva quali pennelli o pontili. Se si osserva la fig.40 si nota che onde inclinate creano correnti di ritorno notevoli sul lato in cui l'onda impatta sulla struttura e correnti di ritorno di minore intensità sul lato d'ombra della struttura. Inoltre è possibile constatare che si creano anche correnti lungo riva di media intensità che però possono essere pericolose per i bagnanti; nella maggior parte dei casi esse sono segnalate da appositi sistemi di segnalazione della cui posa e collocazione è responsabile il comune o il proprietario dello stabilimento balneare.

Small Incidence with Structures

Main rip current on wave incident side of structure

Smaller rip current on "shadow" side of structure

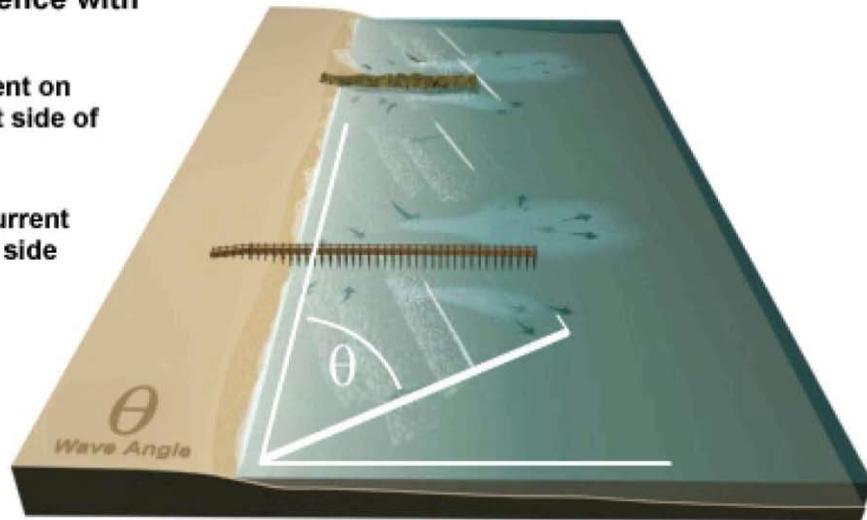


Fig. 40: Correnti di ritorno in presenza di onda inclinata di θ e in presenza di strutture

Large Incidence

Stronger than near normal case for given wave height

Neck area more narrow

May drift with longshore current

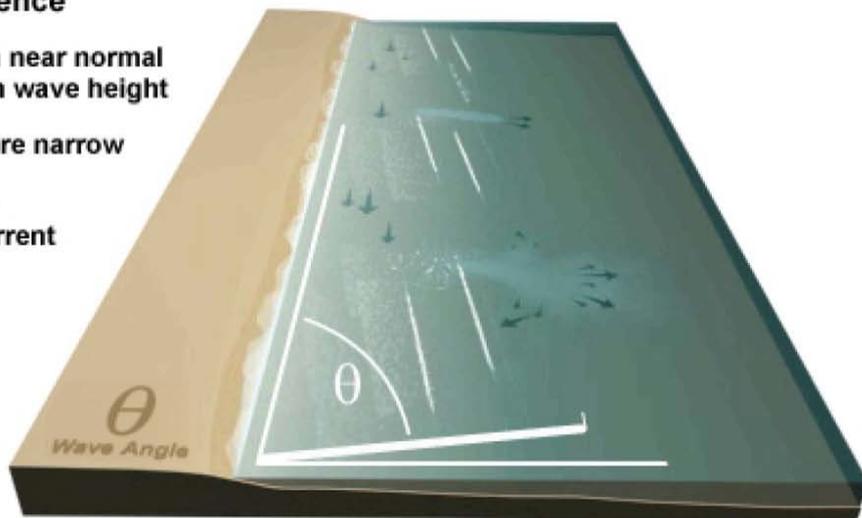


Fig. 41: Correnti di riva con onda inclinata di θ

Si vede infine (fig.41) come all'aumentare dell'angolo di inclinazione delle onde aumenti anche l'intensità delle correnti di riva e di rip.

Anche la tipologia di spiaggia influenza fortemente l'andamento delle correnti; infatti, correnti di rip, sono frequentemente osservate su spiaggia con pendenza dolce (0.025); su tali spiagge si ha una surf-zone più larga. La surf-zone più larga consente alle onde di frangere per un periodo di tempo maggiore e trasportare più acqua verso riva. Questo caso rappresenta una buona approssimazione della situazione presente nel tratto di costa dove sorgerà il pontile di Riccione; le autorità pertanto, dovranno prevedere un opportuno sistema di segnalazione delle eventuali correnti che nascono in prossimità della struttura.

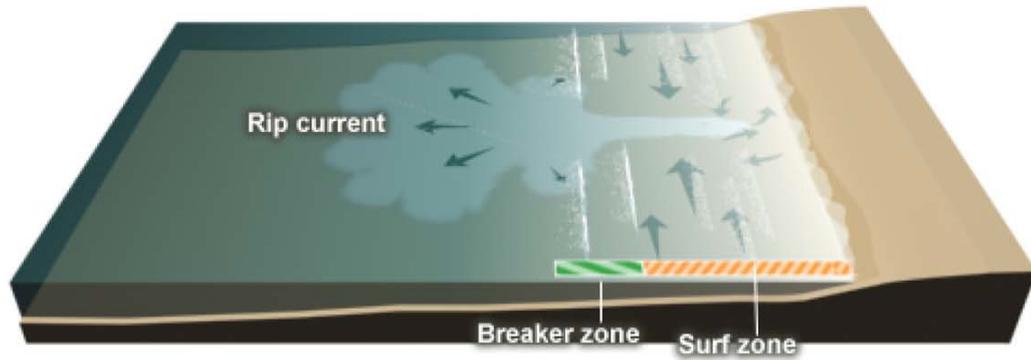


Fig. 42: Correnti di rip in una spiaggia con bassa pendenza

In caso di spiagge ripide, invece, le correnti di rip sono meno intense a causa del frangimento vicino alla riva e alla mancanza di un'ampia surf-zone.

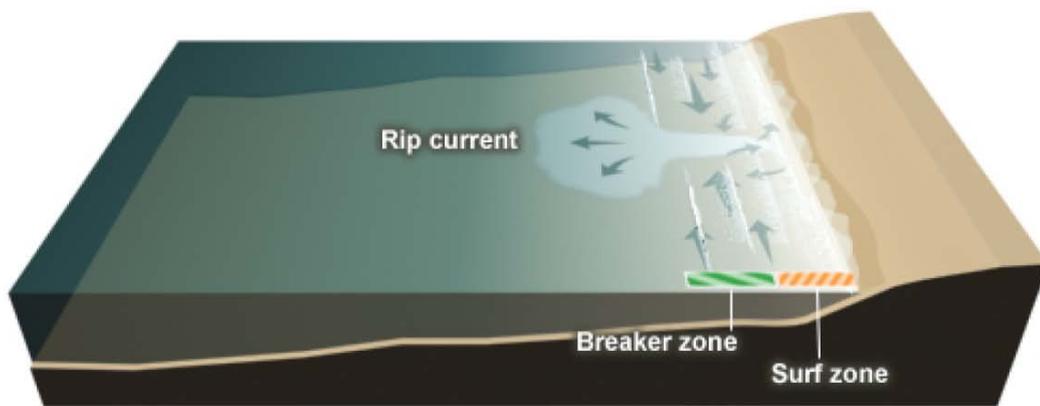


Fig. 43: Correnti di rip in una spiaggia ripida

Concludendo si può sottolineare che la velocità delle correnti di rip è intermittente e varia in funzione di H (altezza d'onda), T (periodo dell'onda) e h (profondità fondale).

5 ANALISI DEL CLIMA METEO-MARINO A RICCIONE

5.1 REGISTRAZIONE DATI METEO-MARINI

La superficie del mare presenta un aspetto irregolare nel tempo dovuto ad onde che si sovrappongono con direzioni, altezze e periodi diversi. Misurando in un dato punto le oscillazioni della superficie del mare si ottiene una serie di dati continuamente variabili, compresi tra un valore massimo ed un valore minimo. Gli strumenti utilizzati, diversi tra loro per tipo e precisione, permettono una registrazione della variazione (spostamenti verticali) del profilo d'onda sia su carta che su supporto magnetico consentendo quindi di ricavare alcuni parametri fondamentali che caratterizzano univocamente l'onda.

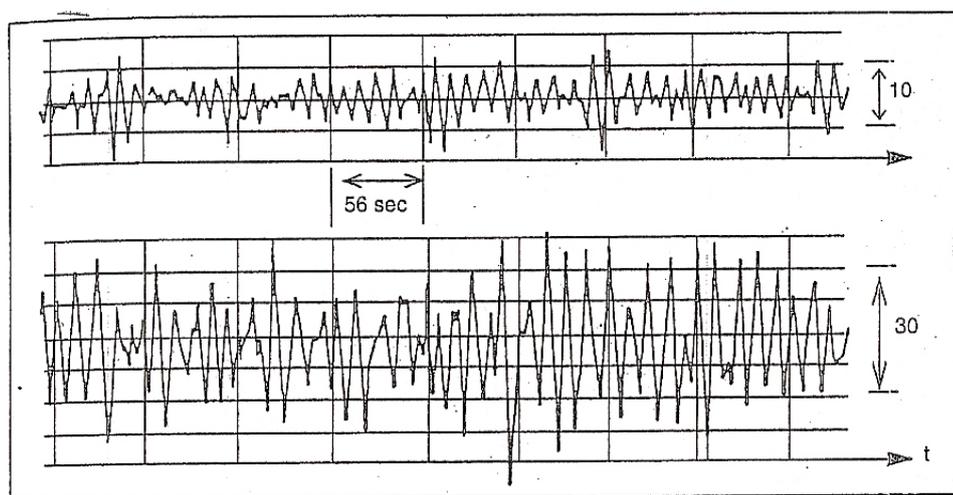


Fig. 44: Esempio di registrazione su carta del moto ondoso

L'osservazione della fig.44 conferma chiaramente che si ha a che fare con valori del tutto casuali o aleatori e di conseguenza si può dire che in un determinato luogo e tempo il verificarsi di un certo valore dell'altezza d'onda H è dettato dal caso.

Queste registrazioni sono classificabili statisticamente, calcolando cioè il numero e la frequenza di un certo tipo di onde, con altezze comprese tra due valori (vedi tab. 2); le onde così misurate possono essere analizzate, definendo i valori massimi quali l'altezza massima (H_{max}) e il periodo massimo (T_{max}), o i valori medi (Tomasicchio, U., 2001).

Le apparecchiature più complete, che utilizzano specialmente supporti per le registrazioni dei dati di tipo magnetico, rilevano anche la direzione di provenienza del fronte d'onda, ovvero la linea di avanzamento dell'onda, oltre ai vari parametri fondamentali che caratterizzano univocamente le onde.

A titolo d'esempio mostriamo la modalità di registrazione del moto ondoso effettuata da parte del servizio ARPA della regione Emilia Romagna che utilizza per le registrazioni una boa ondometrica del tipo Datawell Directional wave rider MkIII 70.

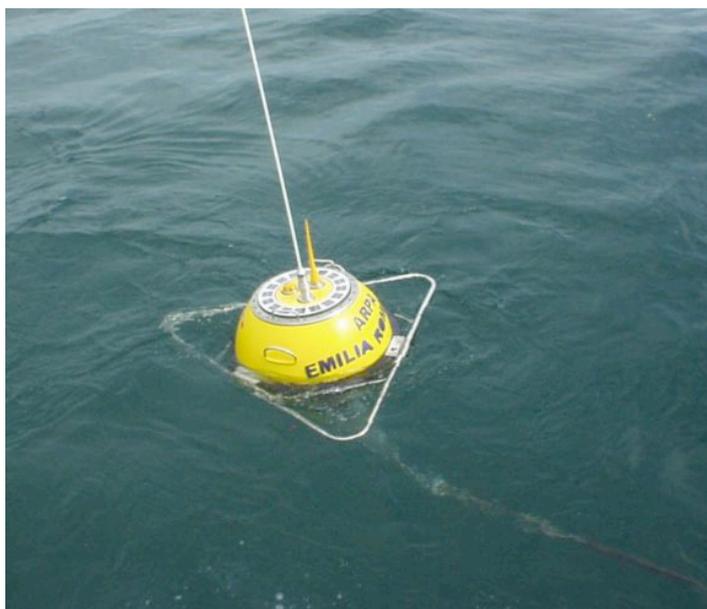


Fig. 45: Boa onda metrica di Cesenatico

La boa è collocata a circa 8 km al largo di Cesenatico su un fondale di 10 m di profondità in una zona interdetta alla navigazione, all'attracco ed alla pesca. Il sistema ricevente a terra è situato presso la struttura oceanografica Daphne a Cesenatico. I dati vengono acquisiti ogni 30' ed archiviati nel Dbase meteo-marino del Servizio IdroMeteoClima e disponibili sul sito di ARPA (<http://www.arpa.emr.it/sim/?mare>).

Si riportano di seguito le registrazioni prese dal sito sopra citato che descrivono le caratteristiche principali delle onde nella zona di Cesenatico, area non molto distante da Riccione in un intervallo temporale che va dal 18 giugno 2010 al 20 luglio 2010 e che rappresentano un esempio di registrazione delle grandezze fondamentali che caratterizzano le onde presenti nel nostro luogo.

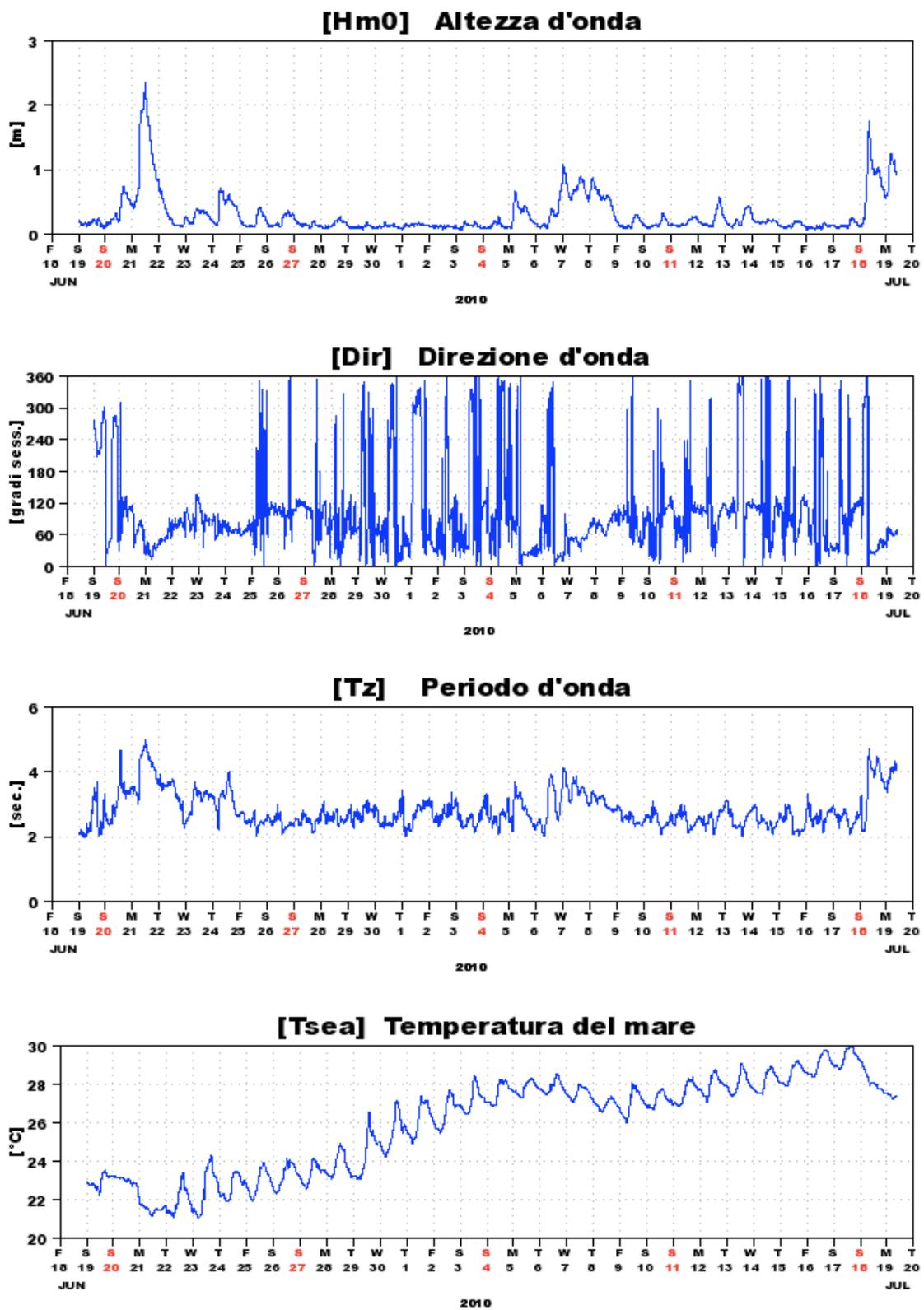


Fig. 46: Registrazione caratteristiche moto ondoso, Boa ondometrica di Cesenatico (a. altezza d'onda; b. direzione onda; c. periodo d'onda; d. temperatura del mare)

5.2 REGISTRAZIONE DATI METEO-MARINI A RICCIONE

I dati necessari per la ricostruzione del clima meteomarinario che interessa la zona di Riccione provengono dalla stazione della piattaforma metanifera Azalea posta al largo della città di Rimini.



Fig. 47: Piattaforma Azalea

La stazione di estrazione ha le seguenti caratteristiche:

Tab-1: Caratteristiche della piattaforma Azalea

Piattaforma	ENI – AZALEA
Latitudine	44° 10' 020'' N
Longitudine	12° 43' 180'' E
Fondale	19 m
Prof. correntometro	5 m
Altezza Anemometro	29 m
Distanza da riva	12 miglia nautiche

Le registrazioni, pervenuteci ad intervalli regolari di mezz'ora, partono dal 1 gennaio 1993 e arrivano al 31 dicembre 2002; riguardano dati meteorologici quali temperatura, umidità dell'aria, velocità e direzione del vento, nonché dati ondametrici quali altezza d'onda significativa e altezza d'onda massima, periodo significativo e periodo massimo, livello del medio mare ed infine intensità e direzione delle correnti. Le tabelle 2 e 3 riportano la distribuzione delle frequenze relative di accadimento per classi percentuali di altezze d'onda significative e periodi significativi e direzioni d'onda rispettivamente.

Tab-2: Distribuzione a largo delle frequenze percentuali per classi di altezze d'onda H_s (m) e periodo significativo T_s (s) per il sito di Rimini dalla piattaforma Azalea nel periodo '93 - '02.

H_s [m]	T_s [s]							
	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6	6 - 7	7 - 8	8 - 9	
0.0 - 0.5	17.26	39.88	7.97	1.59	0.24	0.03	0.00	66.98
0.5 - 1.0	0.06	7.43	10.26	3.47	1.09	0.13	0.00	22.43
1.0 - 1.5	0.00	0.07	2.32	2.89	0.87	0.30	0.01	6.45
1.5 - 2.0	0.00	0.00	0.09	1.57	0.49	0.14	0.01	2.30
2.0 - 2.5	0.00	0.00	0.00	0.29	0.77	0.02	0.00	1.09
2.5 - 3.0	0.00	0.00	0.00	0.02	0.37	0.06	0.00	0.45
3.0 - 3.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.06	0.08	0.00	0.15
3.5 - 4.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.00	0.06
	17.32	47.38	20.64	9.82	3.90	0.83	0.04	100.00

Tab-3: Distribuzione a largo delle frequenze percentuali per classi di altezze d'onda H_s (m) e settori direzionali Dir ($^{\circ}N$) per il sito di Rimini dalla piattaforma Azalea dal '93 al '02.

DIR [$^{\circ}N$]	H_s [m]									
	0.0 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 1.5	1.5 - 2.0	2.0 - 2.5	2.5 - 3.0	3.0 - 3.5	3.5 - 4.0	>4	
0$^{\circ}$ - 30$^{\circ}$	3.03	0.86	0.30	0.13	0.06	0.03	0.00	0.00	0.00	4.41
30$^{\circ}$ - 60$^{\circ}$	2.75	1.01	0.78	0.63	0.41	0.23	0.09	0.03	0.01	5.94
60$^{\circ}$ - 90$^{\circ}$	3.63	1.60	1.07	0.69	0.43	0.15	0.05	0.02	0.01	7.65
90$^{\circ}$ - 120$^{\circ}$	6.30	2.33	0.72	0.18	0.07	0.01	0.00	0.00	0.00	9.62
120$^{\circ}$ - 150$^{\circ}$	6.87	2.71	0.64	0.13	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	10.37
150$^{\circ}$ - 180$^{\circ}$	3.50	1.31	0.28	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.14
180$^{\circ}$ - 210$^{\circ}$	6.17	1.94	0.40	0.08	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	8.61
210$^{\circ}$ - 240$^{\circ}$	5.11	1.14	0.24	0.09	0.03	0.01	0.00	0.00	0.00	6.62
240$^{\circ}$ - 270$^{\circ}$	5.02	0.83	0.15	0.03	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	6.04
270$^{\circ}$ - 300$^{\circ}$	8.27	2.19	0.49	0.08	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	11.04
300$^{\circ}$ - 330$^{\circ}$	11.67	5.26	1.14	0.12	0.03	0.01	0.00	0.00	0.00	18.23
330$^{\circ}$ - 360$^{\circ}$	4.62	1.24	0.25	0.08	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	6.20
	66.96	22.42	6.44	2.29	1.09	0.45	0.15	0.06	0.02	100.00

Nel nostro lavoro, l'analisi degli eventi estremi con una soglia di 2 m è stata condotta, utilizzando una legge di probabilità di Gumbel, grazie alla quale è possibile calcolare la frequenza di non superamento di un determinato valore di altezza d'onda. È stata ricavata la legge che relaziona l'altezza d'onda al periodo di ritorno Tr (fig. 48) nel sito di Rimini.

Una ricostruzione di un clima equivalente da un punto di vista di effetti morfologici sulla costa è utile per la riproduzione numerica del clima medio annuale di un sito e per la ricostruzione dei flussi di trasporto solido.

Le caratteristiche dell'onda morfologicamente equivalente sono definite dall'altezza d'onda H_s , dal periodo T_s e dalla direzione di propagazione θ_M .

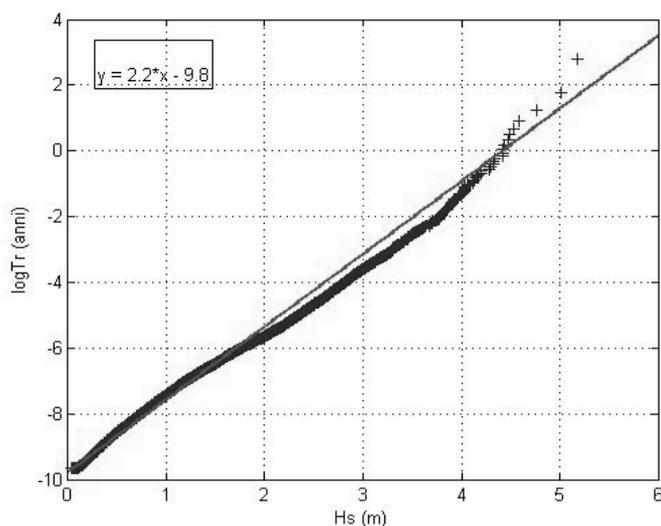


Fig. 48: Legge di probabilità degli eventi estremi di Rimini

Tali parametri possono essere ottenuti richiedendo che l'onda equivalente sia caratterizzata da flusso di energia (longitudinale e trasversale la spiaggia) e ripidità equivalente a quello di tutte le onde che costituiscono il clima di moto ondoso nel paraggio considerato:

$$N \cdot H_s^2 T_s \cos 2\gamma_M = \sum_{i=1}^N H_i^2 T_i \cos 2\gamma_i \quad (9)$$

$$N \cdot H_s^2 T_s \sin 2\gamma_M = \sum_{i=1}^N H_i^2 T_i \sin 2\gamma_i \quad (10)$$

$$N \cdot H_s / T_s^2 = \sum_{i=1}^N H_i / T_i^2 \quad (11)$$

nelle quali N rappresenta il numero totale di stati di mare considerati e γ l'obliquità dell'onda rispetto alla normale alla spiaggia.

Nel caso di Riccione, si considera un orientamento della normale alla spiaggia pari a 40° N.

Pertanto, sulla base del clima dominante e prevalente che si è registrato alla piattaforma Azalea, il calcolo delle onde energeticamente equivalenti è fatto considerando due principali settori direzionali $[-30^\circ - 45^\circ]$ e $[45^\circ - 120^\circ]$ e due classi di altezza d'onda $[\leq 2 \text{ m}]$ e $[> 2 \text{ m}]$.

La tab-4 riporta i risultati del calcolo delle onde morfologiche rappresentative del clima a Rimini.

Tab-4: Clima ondosso morfologicamente equivalente al clima registrato a Rimini: altezza d'onda significativa H_S , direzione media dell'onda Θ_M , periodo T_p e durata percentuale P dell'onda.

Classe al largo		P [%]	Onde equivalenti		
H_i [m]	Θ_i [°N]		H_S [m]	Θ_M [°N]	T_p [s]
≤ 2	-30-45	12.4	1.2	25	4.7
> 2	-30-45	1.8	2.6	20	6.8
≤ 2	45-120	13.6	1.1	65	4.7
> 2	45-120	2.2	2.5	55	6.7
Calma		70			

La zona di studio è interessata da un trasporto litoraneo diretto da sud a nord, stimato pari a 100'000 mc/anno. Utilizzando la formula di Kamphius (1991), si è verificato che il clima rappresentativo schematizzato in tab-4 producesse un trasporto litoraneo analogo; è risultato infatti pari a 130'000 mc/anno.

5.2.1 Il fondale medio e l'escursione di marea

Sulla base delle batimetrie fornite dal Comune di Riccione effettuate nel marzo 2004, il profilo del fondale lungo l'opera è assunto per interpolazione fra le sezioni numero 20 e 21 (vedi figure 19 e 20); pertanto il fondale all'estremità al largo dell'opera è pari a 2.5 m e diminuisce verso riva con pendenza pari a 1/100.

A causa della mancanza a Riccione di stazioni di misura del livello del mare, si ritiene necessario e attendibile usare, per la descrizione delle variazioni del livello del mare, le misure effettuate al mareografo di Porto Corsini a Marina di Ravenna, con riscontro per alcuni anni dei livelli misurati a Rimini.

La stazione mareografica di Porto Corsini è situata presso l'attracco Piloti dell'edificio del Genio Civile Opere Marittime ed è dotata di capisaldi altimetrici. Ogni caposaldo è riferito al livello medio del mare misurato a Genova dall'antico mareografo Thompson. I capisaldi sono contrassegni metallici che determinano la quota altimetrica mediante livellazione di alta precisione condotta a partire dalle linee principali stabilite dall'IGM (Istituto Geografico Militare).

Dalla data del 24/03/10 il livello idrometrico viene misurato con un nuovo sensore radar denominato SIAP+MICROS TLR con precisione millimetrica.

L'ISPRA (Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale) garantisce l'uniformità della misura con la serie di dati precedenti a tale data, che erano prodotti con il sensore SIAP+MICROS ID0710 basato su un trasduttore ad ultrasuoni avendone verificato il preciso allineamento (<http://www.mareografico.it/>).



Fig. 49: Stazione mareografica Porto Corsini

A Ravenna, la marea astronomica determina un'escursione diurna (differenza fra il livello della più alta alta-marea del giorno e della più bassa bassa-marea) rispettivamente di 80 cm alle sizigie e 30 cm alle quadrature. Riccione è posizionata circa 100 km più a sud di Ravenna; la componente astronomica semidiurna, la principale a Ravenna, decresce fino ad azzerarsi ad Ancona; la componente diurna si annulla invece poco oltre il canale d'Otranto e quindi non varia significativamente fra Ravenna e Riccione. L'escursione si riduce significativamente fra Ravenna e Riccione ma in misura meno che proporzionale alla componente semidiurna.

Le maggiori quote del mare si raggiungono se ad una alta marea astronomica si sovrappongono gli effetti di altre cause quali bassa pressione atmosferica, venti spiranti verso costa o da scirocco (da E-NE a S-SE) e mareggiate particolarmente violente.

Sulla base di uno studio statistico effettuato sulla base dei dati registrati dal 1934 al 2009 alla stazione di Porto Corsini, si è visto come il livello di alta marea raggiunge una quota di 1.10 m con una ricorrenza di circa 50 anni. Si è visto inoltre che i livelli estremi non sono stati significativamente minori a Rimini piuttosto che a Ravenna manifestandosi compensazione forse fra la minor escursione della marea astronomica con i maggiori effetti dei venti di Bora, frontali a Rimini rispetto ai venti di Scirocco prevalenti sull'acqua alta in Alto Adriatico.

Data la forte criticità della stabilità dell'impalcato alla variazione di livello del mare, si è ritenuto opportuno utilizzare per Riccione lo stesso valore sopra indicato per Porto Corsini –

1.10 m s.l.m. – a cui si ritiene possa associarsi una ricorrenza circa uguale a quella sopra indicata cioè $T_r \sim 50-100$ anni.

Riportiamo di seguito alcune immagini rappresentative dell'attività di reperimento dati e analisi effettuata attraverso la stazione mareografica di Porto Corsini: in fig.50 è riportato un diagramma a stick che rappresenta l'intensità e la direzione del vento che soffia in corrispondenza della stazione, mentre in fig.51 è riportato un diagramma lineare indicatore del livello idrometrico.

Come si vede dalle immagini i dati sono stati registrati in un arco di tempo che va dal 1 Gennaio 2009 al 24 Settembre 2010.

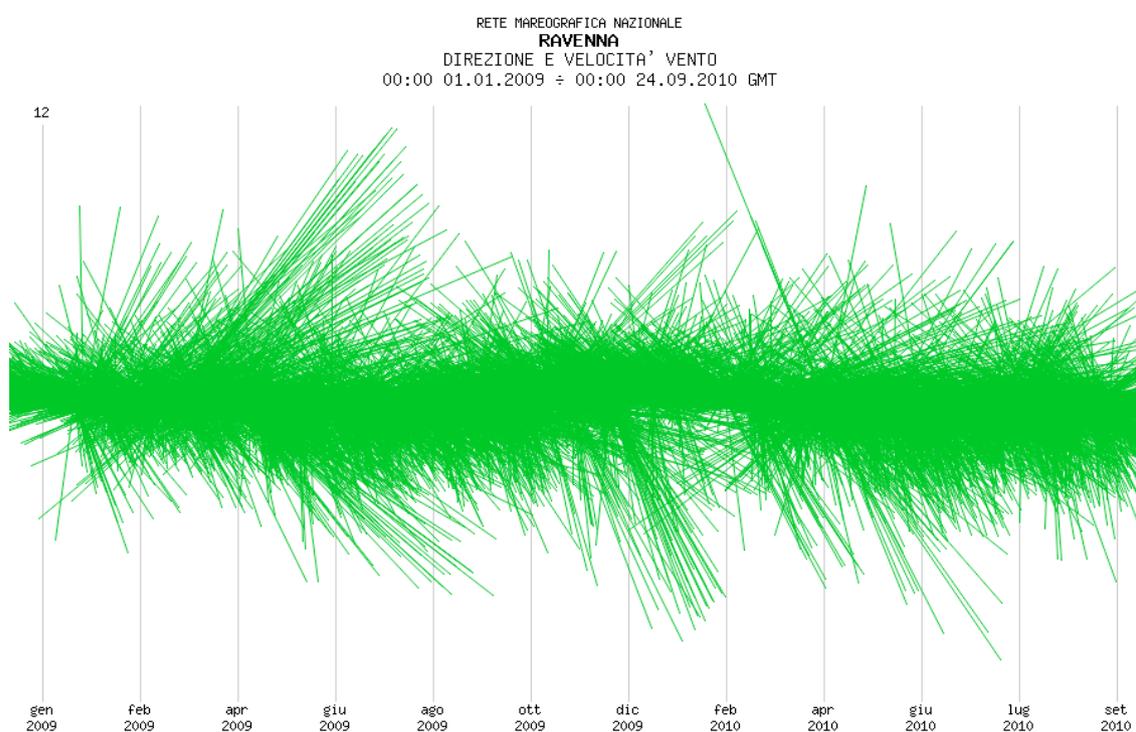


Fig. 50: Diagramma a stick della direzione del vento (ISPRA, Mareografo Porto Corsini)

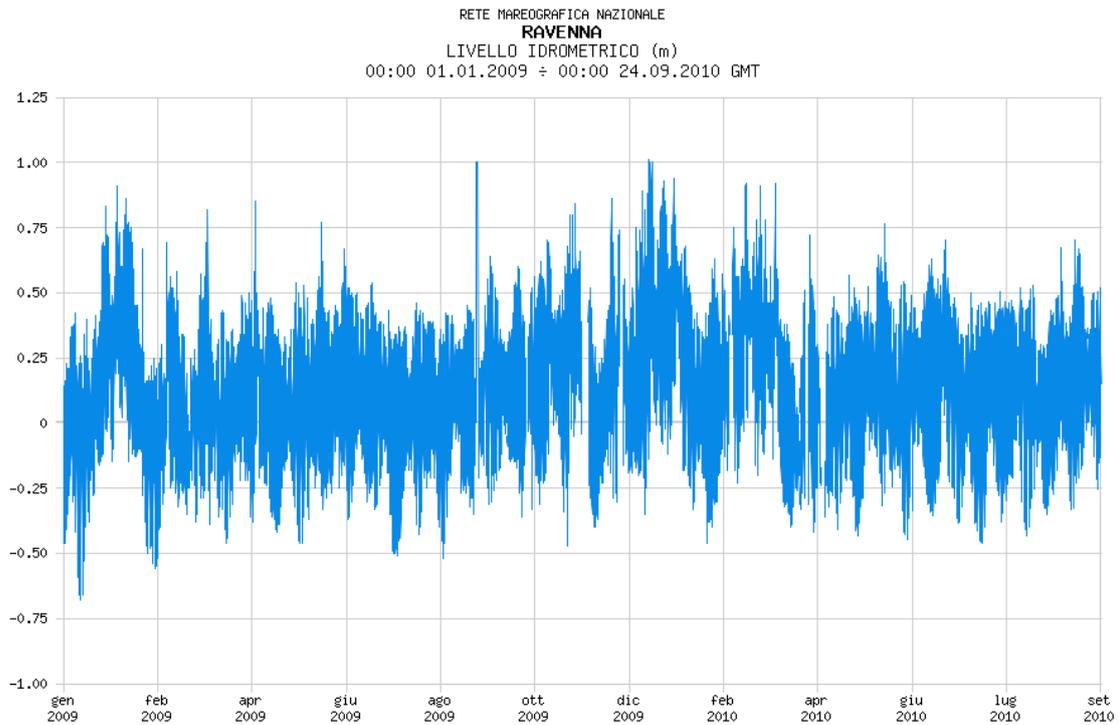


Fig. 51: Digramma lineare del livello idrometrico, 1/1/09-24/09/10 (ISPRA, Porto Corsini)

5.2.2 *Analisi granulometrica*

Per quanto riguarda la natura dei sedimenti, si è fatto riferimento allo studio redatto da IDROSER S.p.A. inserito nel “Progetto di piano per la difesa dal mare e la riqualificazione ambientale del litorale della regione Emilia-Romagna” del 1996, che ha evidenziato come il diametro dei sedimenti al largo, da Cattolica fino alla foce del Po, si mantiene abbastanza costante, attorno a dei valori che oscillano tra 0.16 e 0.2 mm. A conferma di ciò, dal recente studio condotto da ARPA (2005) che ha compiuto un’indagine granulometrica lungo il litorale romagnolo, si è confermato di fronte a Rivabella (RN) a una profondità di 2.5 m sul medio mare, un valore medio di del diametro medio dei sedimenti al fondo Dn50 pari a 0.16 mm.

6 ANALISI SOLLECITAZIONE ONDOSA

6.1 GENERALITÀ

Per poter effettuare una previsione ed una valutazione della probabilità di accadimento degli eventi estremi che agiscono nella zona oggetto di studio ci riferiamo alla teoria della probabilità e all'analisi statistica, mediante la quale, partendo da dati e registrazioni riferiti al passato, è possibile, attraverso leggi matematiche, fornire una previsione degli eventi nel futuro. Nel nostro studio, per analizzare le sollecitazioni agenti sulla struttura, dobbiamo valutare, con sufficiente approssimazione, che il valore dell'altezza d'onda (H_s o H_{max} di progetto) non sia superato in lunghi periodi di tempo futuro; solitamente si valuta la probabilità di superamento di un dato evento a seconda del tempo di ritorno e del tempo di vita dell'opera. In questo caso, la variabile che considereremo ai fini dell'analisi, è l'altezza significativa massima nel corso di una mareggiata in quanto essa stabilisce la sollecitazione massima generata dal mare sulla struttura.

La stima dell'altezza massima probabile può essere condotta con un approccio probabilistico in quanto la variabile in esame non ha un limite superiore; infatti, con questa metodologia, partendo dall'esame dei valori dell'altezza d'onda caratteristica, osservati in un certo periodo di tempo, si giunge alla determinazione del massimo valore di altezza d'onda significativa (H_{Smax}) più probabile che si verificherà entro un certo tempo futuro.

Le altezze d'onda sono quindi fornite in funzione del loro "periodo di ritorno", ovvero sia del tempo in cui esse possono essere ugagliate o superate mediamente una sola volta.

Come si può constatare dalle tabelle 2 e 3 sono necessari lunghi periodi di osservazione del moto ondoso (nel nostro caso ci sono stati forniti i dati relativi a 10 anni di misure). Altro problema è quello della scelta della distribuzione di probabilità con cui approssimare il campione di dati in possesso (*Lamberti, 1992; Tomasicchio U. et al, 2001*).

6.2 ANALISI DELLE CONDIZIONI DI ESERCIZIO

Per ogni opera marittima da realizzare si deve valutare la durata di vita presunta, in relazione al progetto in cui essa è inserita, tenuto conto delle sue caratteristiche funzionali. Si deve valutare inoltre il livello di rischio o la probabilità di superamento dell'onda di progetto, tenuto conto dei danni che tali onde possono arrecare all'opera e della possibilità di ripristinare la normale funzionalità con operazioni di manutenzione.

Seguendo le “**Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime**” a cura del Ministero dei Lavori Pubblici e del Consiglio Nazionale delle Ricerche, per il pontile si adotta un livello di sicurezza richiesto pari a 2, che si riferisce ad opere ed installazioni di interesse generale, comportanti un modesto rischio di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso dell'opera.

Tab-5: Durata minima di vita per opere o strutture di carattere definitivo (Tv)

Tipo di opera	Livello di sicurezza richiesto		
	1	2	3
	Vita di progetto (anni)		
Infrastrutture di uso generale	25	50	100
Infrastrutture ad uso specifico	15	25	50

Equipariamo il pontile ad un'infrastruttura di uso generale la cui durata di vita minima, riferita ad un livello di rischio pari a 2, è assunta pari a 50 anni.

Le “ Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime” stabiliscono che è possibile assumere le probabilità corrispondenti al rischio incipiente o alla distruzione totale in relazione alle deformazioni-modificazioni subite dall'opera in caso di danneggiamento ed alle difficoltà di riparare al danno subito.

Per strutture rigide (dighe a parete verticale), per le quali è estremamente difficile riparare al danno, si assume la probabilità di distruzione totale.

Per strutture flessibili o comunque per opere riparabili, si assume la probabilità corrispondente al danneggiamento incipiente inteso come il livello di danneggiamento predefinito in relazione al tipo di struttura, al di sopra del quale il danno è apprezzabile e risulta necessario intervenire con lavori di manutenzione. Nel nostro caso ricadiamo nell'ambito di un'opera riparabile, pertanto considereremo il caso di danno incipiente.

Tab-6: Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera

<i>Danneggiamento incipiente</i>			
		Rischio per la vita umana	
Ripercussione economica		Limitato	Elevato
Bassa		0.50	0.30
Media		0.30	0.20
Alta		0.25	0.15

<i>Distruzione totale</i>			
		Rischio per la vita umana	
Ripercussione economica		Limitato	Elevato
Bassa		0.20	0.15
Media		0.15	0.10
Alta		0.10	0.05

Per rischio limitato per la vita umana si intendono i casi in cui a seguito del danneggiamento, non è logico prevedere alcuna perdita di vite umane. Quando queste perdite sono preventivabili il rischio è elevato.

Per ripercussione economica bassa, media ed alta si intendono casi in cui il rapporto fra i costi diretti del danneggiamento, sommati a quelli indiretti dovuti alla perdita di funzionalità delle opere protette ed il costo totale della realizzazione dell'opera è minore di 5, compreso tra 5 e 20 o è maggiore di 20.

Nel periodo di vita utile, 50 anni, si assume che la massima probabilità di danneggiamento ammissibile sia pari a :

$$P_f = 0.25$$

ossia si considera il rischio di collasso per danneggiamento incipiente, ripercussione economica alta e rischio per la vita umana limitato, in quanto il pontile marino è una struttura agibile e usufruibile solamente in condizioni di mare tali per cui non è contemplabile il collasso o danneggiamento strutturale. Infatti, nella maggior parte dei casi, i comuni o le autorità che gestiscono l'utilizzo di tali opere provvedono a segnalarne i termini e le condizioni di fruibilità.

La combinazione del tempo di vita dell'opera T_v e della probabilità di danneggiamento P_f determina il tempo di ritorno dell'evento di progetto T_{rp} :

$$T_{rp} = \frac{T_v}{(-\ln(1 - P_f))} = \frac{50}{(-\ln(1 - 0.25))} = 174 \text{ anni} \quad (12)$$

6.3 DETERMINAZIONE ONDA DI PROGETTO

In relazione al tempo di ritorno di progetto (T_{rp}), dalla statistica degli eventi estremi, si desumerà l'altezza d'onda di progetto, e dalla statistica altezza-periodo, il periodo di questa. L'onda così valutata ha approssimativamente la probabilità P_f di essere superata nell'arco di vita dell'opera. In relazione a quell'intensità della sollecitazione ondosa, si sceglierà il valore caratteristico dell'altezza d'onda in considerazione del quale dovranno essere assunti nei calcoli ulteriori margini di sicurezza, che assicurino una probabilità di danneggiamento dell'opera effettivamente prossima a P_f .

Per le opere di difesa costiera e opere portuali, generalmente sono utilizzate le condizioni di onda estreme attese, sulla base delle analisi statistiche delle misurazioni delle altezze d'onda fatte per un lungo periodo di anni.

6.3.1 Valutazione condizioni ondose al largo

Per risalire ai valori caratteristici delle onde al largo, quali l'altezza d'onda significativa H_{so} , il periodo significativo T_{so} , la lunghezza d'onda L_{so} e la direzione dell'onda, dobbiamo preventivamente calcolare la relazione che lega H_{so} con T_{rp} .

Per fare questo utilizziamo il metodo della regressione lineare inserendo in un diagramma logaritmico i valori presenti in tab-7.

Tab-7: Valori di altezze d'onda al largo in corrispondenza di un periodo di accadimento T_r

	T_r (anni)		
	25	50	100
H_{s,T_r} (m)	5.5	6.3	6.6

Inseriamo in ascissa i logaritmi dei valori di T_r mentre in ordinata i valori di H_{s,T_r} ; mediante interpolazione lineare si trova dunque l'equazione della retta che approssima la distribuzione delle altezze d'onda (vedi equazione (3)).

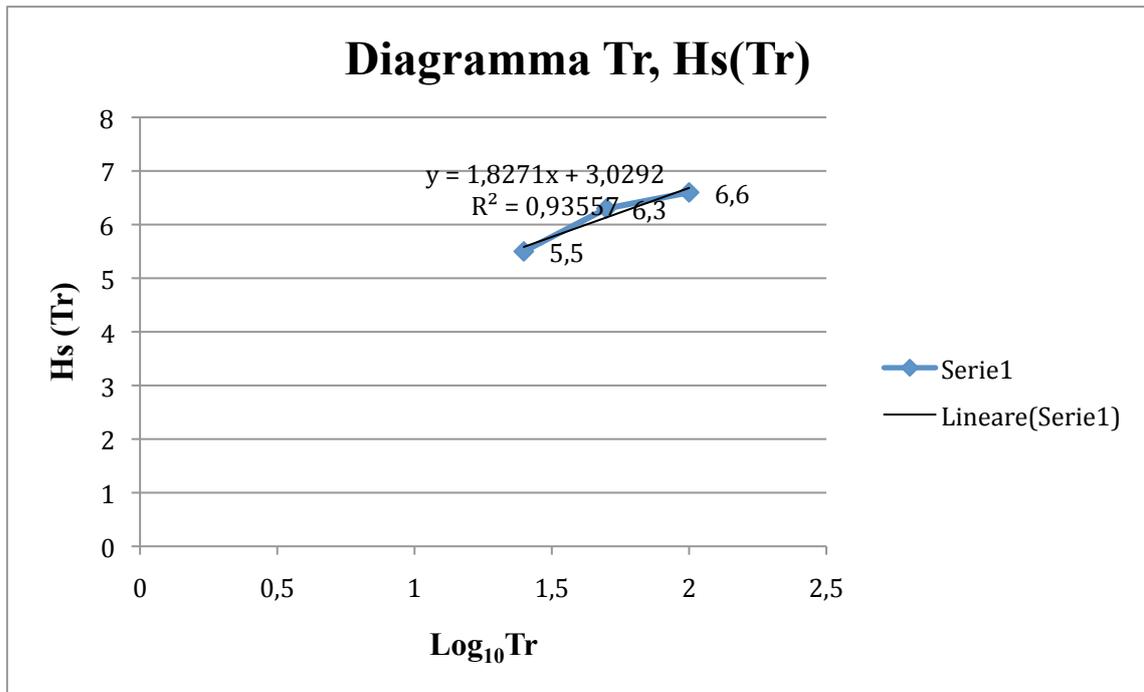


Fig. 52: Grafico logaritmico rappresentativo della relazione tra H_{so} con il $\text{Log}_{10} T_{rp}$

Troviamo dunque la seguente relazione:

$$y = 3,0292 + 1,8271x \quad (13)$$

da cui si ricava

$$H_{so} = 3,0292 + 1,8271 \text{Log}_{10}(T_{rp}) \quad (14)$$

Ipotizzando ora una ripidità dell'onda al largo (s_{op}) pari al 3.5% ricaviamo il periodo dell'onda al largo (T_{so}), la lunghezza d'onda corrispondente (L_{so}), la celerità dell'onda al largo (c_0) e la celerità di gruppo (c_{g0}) mediante le seguenti relazioni:

$$T_{so} = \sqrt{\frac{H_{so}}{\frac{g}{2\pi} \cdot s_{op}}} \quad (15)$$

$$L_{so} = \frac{g}{2\pi} \cdot (T_{so})^2 \quad (16)$$

$$c_0 = \frac{L_{so}}{T_{so}} \quad (17)$$

$$c_{g0} = \frac{c_0}{2} \quad (18)$$

I valori determinati da queste relazioni sono riportati in tab-8.

6.3.2 Analisi direzione prevalente onda

A questo punto si deve valutare la condizione più gravosa causata dalla direzione dell'onda e dall'angolo d'incidenza di essa sulla spiaggia. Dall'analisi effettuata nel cap.5 sono note alcune direzioni d'onda prevalenti e due settori principali per cui le condizioni d'onda sono più gravose.

In riferimento alla fig.53 si analizzano diverse configurazioni d'onda confrontando l'altezza massima di progetto e l'elevazione della massima cresta dell'onda, in modo da fornire informazioni riguardanti la sollecitazione ondosa sulla struttura.

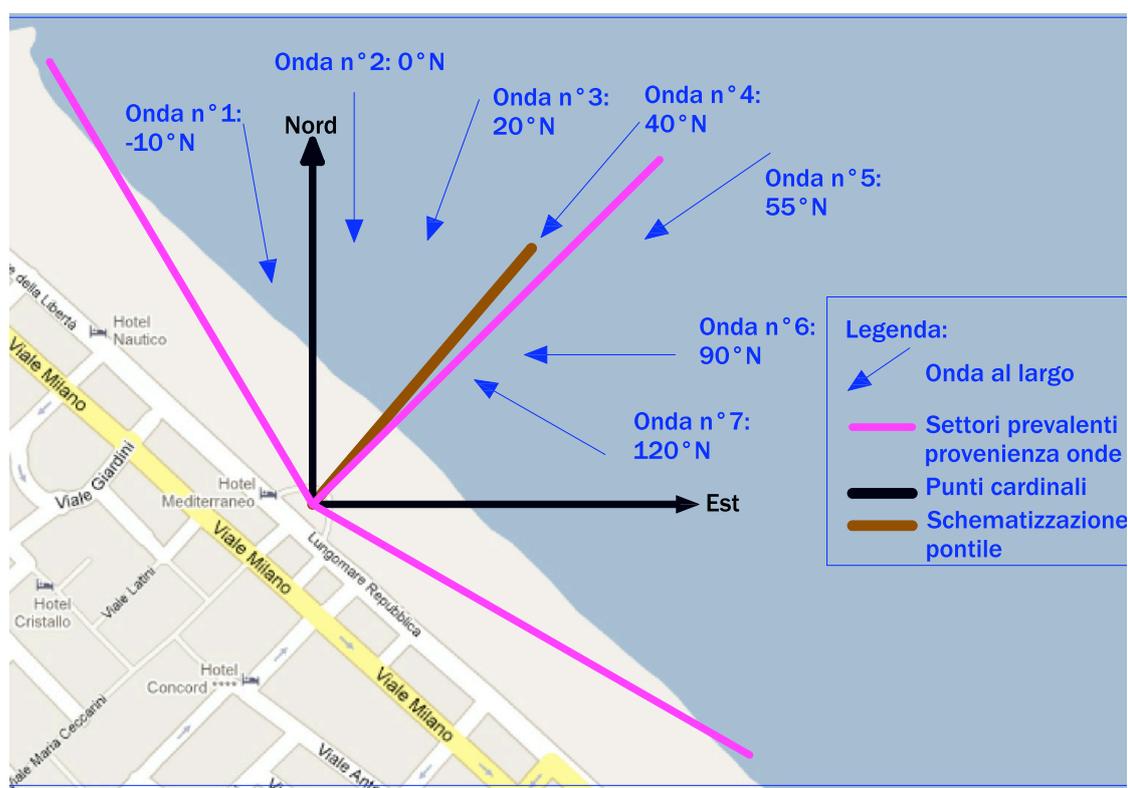


Fig.53: Provenienza onde in corrispondenza del pontile

Dato che il pontile è supposto perpendicolare alla linea di riva e la perpendicolare a questa è nota ed è inclinata di 40° N, si nota facilmente che il pontile è assunto inclinato di 40° N. Inoltre ci sono pervenuti dati relativi ai settori principali di provenienza delle onde: 1 settore, -30°N÷45°N, 2 settore: 45°N÷120°N; pertanto, per un'analisi maggiormente dettagliata e precisa, non ci si limita ad analizzare un'onda sola, ma si confronteranno 7 onde provenienti da 7 direzioni diverse per valutare quale di esse comporta la situazione più gravosa.

Per fare questo bisogna conoscere come avviene la propagazione delle onde da largo a riva e da quali fenomeni l'onda è condizionata.

6.3.3 Trasferimento onde da largo a riva

Richiamiamo le condizioni generali dell'onda al largo:

Tab-8: Condizioni dell'onda di progetto al largo

Condizioni onda al largo	
H_{so} (m)	7,1
T_{so} (s)	10,37
sop	0,035
L _{so} (m)	168
Co (m/s)	16,2
Cg0 (m/s)	8,1

Per valutare la trasformazione delle onde da largo a riva si utilizza la teoria di Goda (2000) basata sul concetto di altezza d'onda equivalente in acque profonde; questa è un'onda ipotetica, concepita con l'intenzione di aggiustare le altezze di quelle onde che subiscono processi di rifrazione, diffrazione e altre trasformazioni, in modo che la stima della deformazione e della trasformazione delle onde possa essere facilmente eseguita quando si trattano situazioni complesse. L'altezza di questa tipologia di onda è definita dalla seguente relazione:

$$H'_0 = k_d \cdot k_r \cdot H_{so} \quad (19)$$

dove H_{so} è già stata definita in precedenza ed assume il valore esposto in tab-8, k_r è il coefficiente di rifrazione e k_d il coefficiente di diffrazione. Mentre k_d è noto in quanto si considera la diffrazione nulla, dobbiamo conoscere k_r ; per fare questo utilizziamo la legge di Snell.

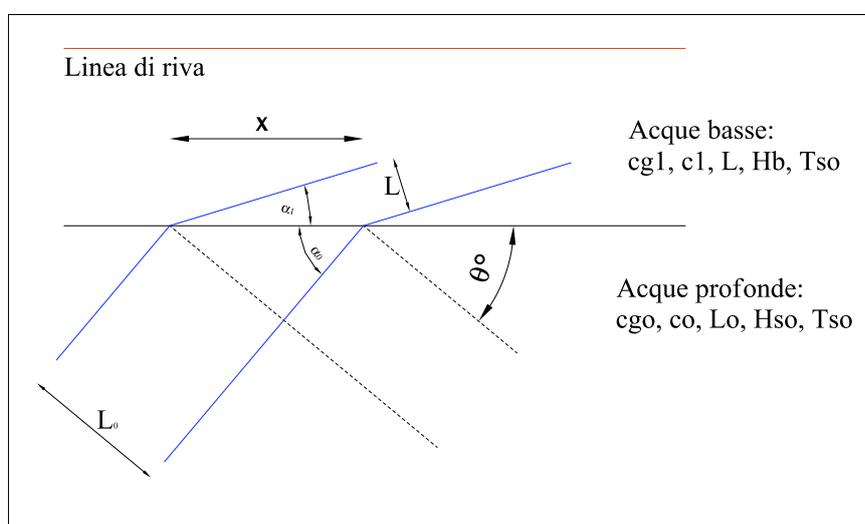


Fig. 54: Rappresentazione legge di Snell

La formula per il calcolo di k_r è così definita:

$$k_r = \sqrt{\frac{\cos \alpha_0}{\cos \alpha_1}} \quad (20)$$

dove α_0 e α_1 rappresentano l'inclinazione tra il fronte d'onda e la parallela alla linea di riva che sancisce il limite tra acque profonde e acque basse.

Nella propagazione da largo a riva un'onda, non solo cambia di direzione, ma modifica anche le sue caratteristiche quali l'altezza d'onda (H), la lunghezza d'onda (L), la celerità (c_1) e la celerità di gruppo (c_{g1}).

Riportiamo di seguito alcune relazioni che caratterizzano le grandezze delle onde in acque basse:

$$c_1 = \frac{gT_{so}}{2\pi} \tanh(kh) \quad (21)$$

$$c_{g1} = \frac{c_1}{2} \left(1 + \frac{(4\pi h/L)}{\sinh(4\pi h/L)} \right) \quad (22)$$

$$H = k_s \cdot H'_0 \quad (23)$$

dove k rappresenta il numero d'onda ($2\pi/L$), e k_s rappresenta il coefficiente di Shoaling, così definito

$$k_s = \sqrt{\frac{c_{g0}}{c_{g1}}} \quad (24)$$

Per la valutazione della lunghezza d'onda L possiamo riferirci alla legge di Snell:

$$\frac{\sin \alpha_0}{c_0} = \frac{\sin \alpha_1}{c_1} \quad (25)$$

da cui si ricava

$$\sin \alpha_1 = \frac{c_1}{c_0} \sin \alpha_0 \quad (26)$$

Inoltre, con riferimento alla fig. 54, definiamo una nuova grandezza:

$$x = \frac{L_{so}}{\sin \alpha_0} \quad (27)$$

da cui otteniamo, attraverso una semplice relazione trigonometrica, la lunghezza d'onda in acque basse

$$L = x \cdot \sin \alpha_1 \quad (28)$$

Si riporta di seguito una tabella contenente i valori delle grandezze descritte in questo paragrafo per le diverse classi di onde analizzate (vedere fig.53).

Tab-9: Grandezze caratterizzanti le classi d'onda

	<i>Onda 1</i>	<i>Onda 2</i>	<i>Onda 3</i>	<i>Onda 4</i>	<i>Onda 5</i>	<i>Onda 6</i>	<i>Onda 7</i>
H _{so} (m)	7,1	7,1	7,1	7,1	7,1	7,1	7,1
T _{so} (s)	10,37	10,37	10,37	10,37	10,37	10,37	10,37
sop	0,035	0,035	0,035	0,035	0,035	0,035	0,035
L _{so} (m)	168	168	168	168	168	168	168
C _o (m/s)	16,2	16,2	16,2	16,2	16,2	16,2	16,2
C ₁ (m/s)	5,81	5,81	5,81	5,81	5,81	5,81	5,81
L(m)	60						
θ _{shore}	-10°N	0°N	20°N	40°N	55°N	90°N	120°N
α ₀	50	40	20	0	15	50	80
α ₁	16	13	7	0	5	16	21
cosα ₀	0,6428	0,7660	0,9397	1	0,9659	0,6428	0,1736
cosα ₁	0,9614	0,9730	0,9924	1	0,9957	0,9614	0,9354
senα ₀	0,7660	0,6428	0,3420	0,0000	0,2588	0,7660	0,9848
senα ₁	0,2751	0,2309	0,1228	0,0000	0,0930	0,2751	0,3537
x	219	261	490	0	648	219	170
L ₁	60	60	60	60	60	60	60
C _{g0} (m/s)	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1
C _{g1} (m/s)	5,56	5,56	5,56	5,56	5,56	5,56	5,56
K _r	0,82	0,89	0,97	1,00	0,98	0,82	0,43
K _s	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21
K _d	1	1	1	1	1,00	1,00	1
H'o (m)	5,81	6,30	6,91	7,10	6,99	5,81	3,06

Prima di poter definire a quale di queste onde corrisponde la condizione più gravosa si deve procedere con il calcolo delle altezze d'onda all'interno della surf-zone, in quanto, la nostra struttura, è esposta al frangimento delle onde; pertanto risulta d'obbligo valutare l'altezza massima al piede dell'opera (H_{max}) e l'altezza d'onda al frangimento (H_b) e confrontarle tra loro, in modo da stabilire quale sia l'altezza d'onda di progetto necessaria per valutare la stabilità dell'opera.

La variazione delle altezze d'onda viene descritta in modo dettagliato attraverso le seguenti formule, fornite da Goda (2000).

$$H_{1/3} = H_s = \begin{cases} k_s H'_0 \rightarrow se h/L \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0 H'_0 + \beta_1 h), \beta_{max} H'_0, k_s H'_0\} \rightarrow se h/L < 0.2 \end{cases} \quad (29)$$

$$H_{max} = \begin{cases} 1.8 k_s H'_0 \rightarrow se h/L \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0^* H'_0 + \beta_1^* h), \beta_{max}^* H'_0, 1.8 k_s H'_0\} \rightarrow se h/L < 0.2 \end{cases} \quad (30)$$

dove:

$$\beta_0 = 0.028(H'_0/L)^{-0.38} \exp[20 \tan^{1.5} \theta] \quad (31)$$

$$\beta_1 = 0.52 \exp[4.2 \tan \theta] \quad (32)$$

$$\beta_{\max} = \max\{0.92, 0.32(H'_0/L)^{-0.29} \exp[2.4 \tan \theta]\} \quad (33)$$

$$\beta_0 = 0.052(H'_0/L)^{-0.38} \exp[20 \tan^{1.5} \theta] \quad (34)$$

$$\beta_1 = 0.63 \exp[3.8 \tan \theta] \quad (35)$$

$$\beta_{\max} = \max\{1.65, 0.53(H'_0/L)^{-0.29} \exp[2.4 \tan \theta]\} \quad (36)$$

Sostituendo i valori caratteristici delle onde ricavati in tab-9 all'interno delle equazioni precedentemente esposte si ottengono i seguenti valori di H_s e H_{\max} al piede dell'opera; in queste formule, molto importante è il parametro $\tan \theta$ che rappresenta la pendenza del fondale, assunta pari a 0.01.

Tab-10: Valori di H_s e H_{\max} al piede dell'opera

	<i>Onda 1</i>	<i>Onda 2</i>	<i>Onda 3</i>	<i>Onda 4</i>	<i>Onda 5</i>	<i>Onda 6</i>	<i>Onda 7</i>
β_0	0,1025	0,0994	0,0960	0,0950	0,0955	0,1025	0,1342
β_1	0,5423	0,5423	0,5423	0,5423	0,5423	0,5423	0,5423
β_{\max}	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	1,07
H 1/3 (m)	2,55	2,58	2,62	2,63	2,62	2,55	2,34
β_0^*	0,1904	0,1846	0,1782	0,1764	0,1774	0,1904	0,2492
β_1^*	0,6544	0,6544	0,6544	0,6544	0,6544	0,6544	0,6544
β_{\max}^*	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,77
H max (m)	3,46	3,52	3,59	3,61	3,60	3,46	3,07

A causa del basso fondale a cui è posizionata l'opera, il clima ondosio e le onde estreme in particolare sono condizionate dal basso fondale stesso; calcolando l'altezza d'onda dovuta al frangimento, H_b , la si deve confrontare con H_{\max} riportata in tab-10; questo perché le condizioni ondose di progetto derivano dalla limitazione per frangimento per cui ogni maggior profondità sia derivante da un'erosione del fondale che da una maggior elevazione del mare, si traduce in una quasi uguale maggior altezza dell'onda.

Pertanto se $H_{\max} > H_b$ nei calcoli si deve utilizzare H_b .

6.3.4 Calcolo altezza d'onda al frangimento

A differenza dei treni di onde regolari che durante la loro propagazione verso riva frangono sempre ad una profondità costante, le onde di mare, e specialmente le onde generate dal vento, presentano un'ampia zona in cui si rompono e frangono; alcune onde frangono lontano dalla riva, altre ad una distanza intermedia, e altre arrivano vicine alla battigia poco prima di frangere. Nelle zone costiere, tuttavia, il frangimento avviene in una zona relativamente ampia caratterizzata da una profondità variabile, chiamata breaking-zone o surf-zone (Goda, 2000).

Il meccanismo di attenuazione delle onde all'interno della surf-zone è molto difficile da capire, a causa della complicata natura dei processi che avvengono al suo interno; tuttavia è possibile analizzare le caratteristiche macroscopiche della distribuzione delle altezze d'onda attraverso modelli e teorie sviluppati da diversi studiosi.

Pertanto, per calcolare l'altezza dell'onda al frangimento utilizziamo una formula empirica fornita da Goda (2000):

$$\frac{H_b}{L_0} = A \left\{ 1 - \exp \left[-1.5 \frac{\pi h}{L_0} (1 + 15 \tan^{4/3} \theta) \right] \right\} \quad (37)$$

dove h è posto pari a 3.6 m, L_0 è nota (168 m), θ denota l'angolo tra il fondale marino e il piano orizzontale, in modo che $\tan \theta$ rappresenti la pendenza del fondale. Il coefficiente A varia a seconda che le onde siano regolari o irregolari; nel primo caso vale 0.17 mentre nel secondo varia tra $0.12 \div 0.18$ a seconda delle caratteristiche del frangimento. In via semplificativa, dato che il calcolo esatto di A richiede passaggi complessi, si pone $A = 0.17$.

Mostriamo ora com'è stata calcolata la pendenza del fondo:

$$\tan \theta = \frac{h}{x} \quad (38)$$

dove h rappresenta il fondale medio alla testata del pontile e x la distanza da riva della testata del pontile.

Come esposto in precedenza il pontile si estende per 191.5 m fuori dalla linea di riva, in direzione perpendicolare alla spiaggia; pertanto, sapendo che la profondità media alla testata del pontile è pari a 2.5 m la (38) si riduce nel seguente modo:

$$\tan \theta = \frac{2.5}{191.5} = 0.013 \cong 0.01 \quad (39)$$

Sostituendo opportunamente i valori delle grandezze caratterizzanti la (37) otteniamo il valore di H_b per le diverse classi d'onda, come mostrato nella tabella seguente.

Tab-11: Valori delle altezze d'onda al frangimento

	<i>Onda 1</i>	<i>Onda 2</i>	<i>Onda 3</i>	<i>Onda 4</i>	<i>Onda 5</i>	<i>Onda 6</i>	<i>Onda 7</i>
A	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17
$L_0 (m)$	168	168	168	168	168	168	168
$h (m)$	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6
$\tan\theta$	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
H_b/L_{so}	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017
A	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17
$H_b (m)$	2,83						

Come si può notare dalla tab-11, il valore di H_b non dipende dalla direzione dell'onda ma solamente dal fondale, dalla pendenza del fondo e dalla lunghezza d'onda al largo; pertanto il valore di H_b risulta lo stesso per le diverse classi d'onda.

6.3.5 Calcolo del wave set-up e del surf beat

Risulta ora necessario prendere in considerazione la variazione del livello del medio mare; un fattore è caratterizzato dal fenomeno del *wave set-up* che causa un aumento quasi lineare del livello del medio mare verso riva. Questo fenomeno è associato all'esistenza di uno sforzo agente sull'acqua dovuto alla presenza del moto ondoso: esso prende il nome di radiation stress (sforzo di radiazione) e dipende dalla pressione dell'onda e dal flusso di energia lungo la direzione di propagazione dell'onda.

Quando l'altezza d'onda varia a causa dei fenomeni di shoaling e di frangimento durante la sua propagazione da largo verso riva, anche l'intensità del radiation stress varia; questa variazione spaziale nel radiation stress determina un'inclinazione del livello del medio mare, nota appunto con il nome di *wave set-up* (Goda, Y., 2000).

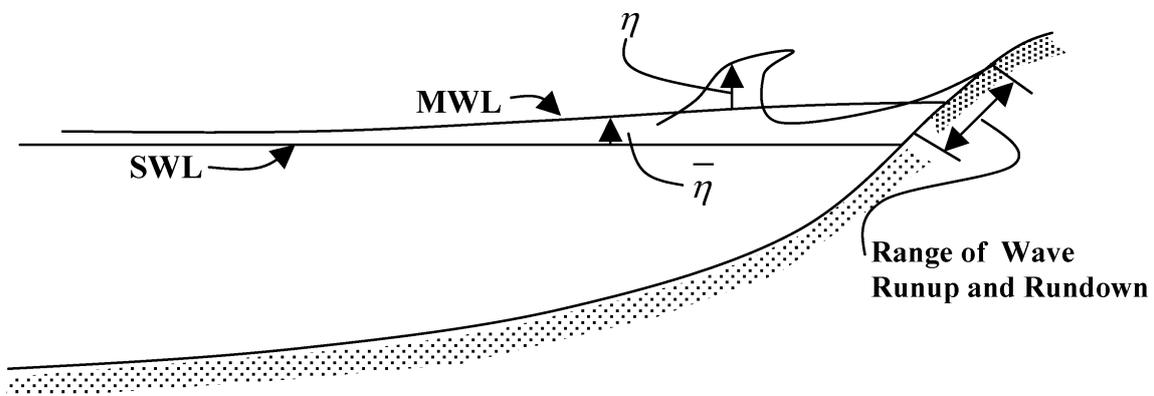


Fig.55: Illustrazione del fenomeno del wave set-up (Dean and Walton,)

Questo fenomeno è rappresentato dal termine $\bar{\eta}$ e può essere stimato integrando numericamente da largo a riva la seguente equazione differenziale:

$$\frac{d\bar{\eta}}{dx} = -\frac{1}{(\bar{\eta} + h)} \frac{d}{dx} \left[\frac{1}{8} \bar{H}^2 \left(\frac{1}{2} + \frac{(4\pi h/L)}{\sinh(4\pi h/L)} \right) \right] \quad (40)$$

dove \bar{H} rappresenta l'altezza media delle onde irregolari, x l'estensione della mia opera dalla linea di riva che varia da 0 a 191.5 m, h il fondale marino che varia da 0 a 2.5 m (3.6 se si considera alta marea) e L la lunghezza d'onda alla struttura che è pari a 60 m.

Come si nota la (40) rappresenta un'equazione differenziale complessa, nella quale compaiono due variabili e costituisce dunque una situazione difficile da definire, in quanto richiede passaggi matematici molto complessi.

Pertanto, ai fini di un progetto preliminare, per il calcolo di $\bar{\eta}$ si fa riferimento al diagramma raffigurato in fig.56, che rappresenta il risultato del calcolo del wave set-up su un fondale con pendenza uniforme assunta pari a 0.01, che coincide perfettamente con la pendenza del fondale su cui poggerà il pontile di Riccione.

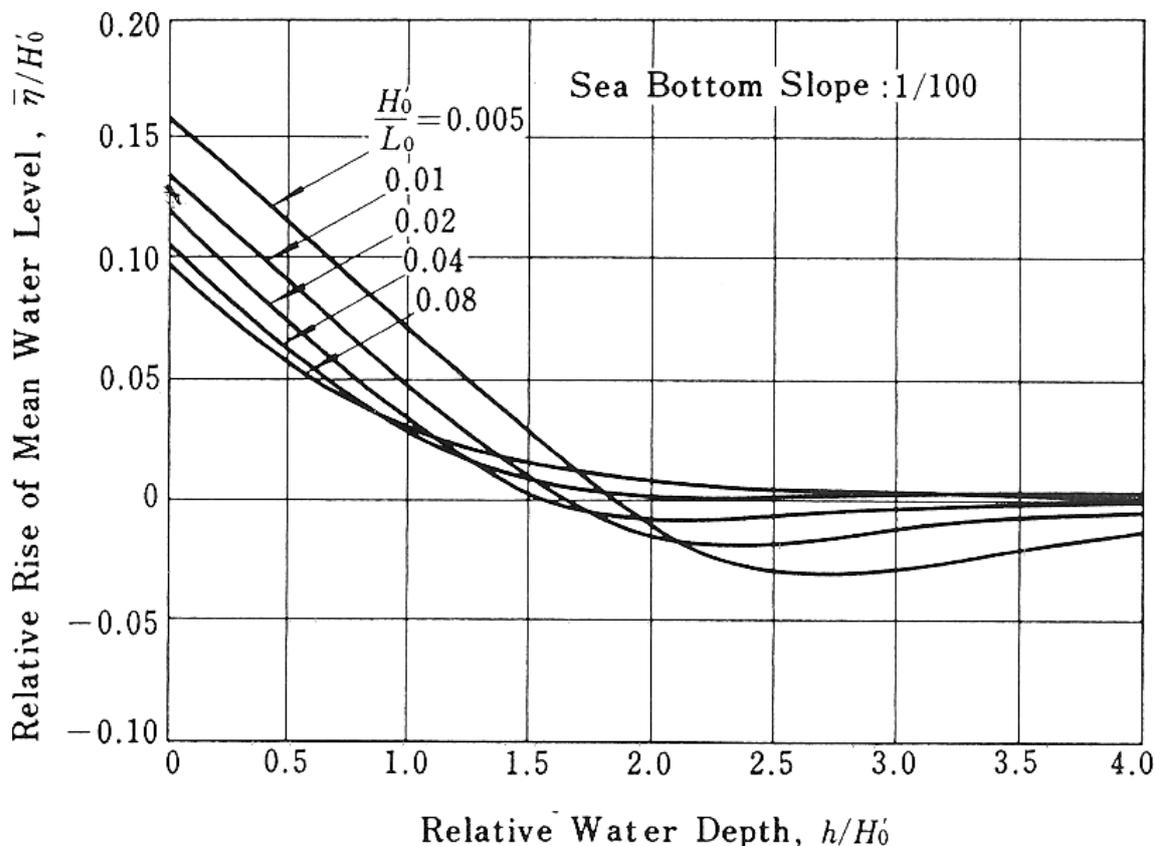


Fig. 56: Variazione del livello medio del mare dovuto a rifrazione e shoaling e al frangimento delle onde irregolari del mare (Goda, 2000)

Pertanto, in riferimento al diagramma precedentemente esposto, per poter definire $\bar{\eta}$ si deve entrare nel grafico con due valori: il rapporto H'_0/L_0 che rappresenta la ripidità dell'onda equivalente e indica quale curva si deve considerare e il rapporto h/H'_0 che costituisce la profondità relativa e indica il valore dell'ascissa da cui si parte. Intersecando quindi i due valori si trova il punto sull'ordinata cui corrisponde un certo valore del rapporto η/H'_0 ; pertanto moltiplicando questo rapporto per il valore per H'_0 si trova il valore di $\bar{\eta}$ per le diverse onde (vedi tab-12).

Tab-12: Valori del wave set-up

	Onda 1	Onda 2	Onda 3	Onda 4	Onda 5	Onda 6	Onda 7
<i>h (m)</i>	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6
<i>h/H'0</i>	0,66	0,61	0,56	0,54	0,55	0,66	1,26
<i>H'0/L</i>	0,03	0,04	0,04	0,04	0,04	0,03	0,02
<i>η/H'0</i>	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06
<i>w.s.u (m)</i>	0,35	0,38	0,39	0,40	0,39	0,32	0,16

Un altro contributo alla variazione del livello del mare medio è fornito dal fenomeno del surf-beat. Questo avviene quando arrivano delle onde più basse della media, per cui la spinta idrodinamica non bilancia il gradiente delle pressioni e le masse tornano verso largo; nascono dunque delle oscillazioni di lungo periodo (pari a circa 5-6 volte il periodo d'onda) legate ai gruppi d'onda (Zanuttigh, 2008).

Per calcolare l'entità del surf-beat si utilizza la seguente formula empirica:

$$\zeta_{rms} = \frac{0.01 \cdot H'_0}{\sqrt{\frac{H'_0}{L_0} \left(1 + \frac{h}{H'_0}\right)}} \quad (41)$$

mediante cui si ricavano i valori presenti in tab-13.

Tab-13: Valori del surf-beat

	Onda 1	Onda 2	Onda 3	Onda 4	Onda 5	Onda 6	Onda 7
<i>h (m)</i>	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6
<i>H'0 (m)</i>	5,81	6,30	6,91	7,10	6,99	5,81	3,06
<i>L0</i>	168	168	168	168	168	168	168
<i>ζrms (m)</i>	0,25	0,26	0,28	0,28	0,28	0,25	0,15

La variazione del livello del medio mare dovuta al set-up ed al surf-beat agisce per incrementare il limite superiore della distribuzione dell'altezza d'onda verso i suoi valori maggiori.

6.3.6 Previsione dell'elevazione massima della cresta dell'onda

L'elevazione della cresta dell'onda può essere ottenuta conoscendo H_{max} attraverso varie teorie non lineari (per approfondimenti vedi *Allsop and Cuomo, 2004*). Stansberg (1991) fornisce un'approssimazione abbastanza semplice per l'elevazione delle creste d'onda (η_{max}) in acque profonde:

$$\eta_{max} = \frac{H_{max}}{2} \exp\left(\frac{2\pi}{L} \cdot \frac{H_{max}}{2}\right) \quad (42)$$

dove L è la lunghezza d'onda in corrispondenza della testata del pontile mentre H_{max} è la massima altezza d'onda di progetto, che noi dobbiamo considerare pari ad H_b , pertanto la (42) si traduce in:

$$\eta_{max} = \frac{H_b}{2} \exp\left(\frac{2\pi}{L} \cdot \frac{H_b}{2}\right) \quad (43)$$

Ora ci si deve portare nelle condizioni di progetto in modo da valutare l'elevazione della massima cresta dell'onda e per riferire questa quota al medio mare la si deve incrementare del livello di alta marea, dell'elevazione dovuta al wave set-up e al surf-beat; inoltre, dato che quest'ultimo termine è una funzione oscillatoria, lo si deve moltiplicare per un coefficiente cautelativo (posto pari a 3 da letteratura) che tiene conto della contemporaneità di tutti gli elementi caratterizzanti l'elevazione del livello del medio mare.

Pertanto si avrà:

$$\eta_{TOT.} = \eta_{max} + \bar{\eta} + 3\zeta_{rms} + high\ tide \quad (44)$$

Tab-14: Valori dell'elevazione massima della cresta dell'onda

	Onda 1	Onda 2	Onda 3	Onda 4	Onda 5	Onda 6	Onda 7
$\eta_{max} (m)$	1,64	1,64	1,64	1,64	1,64	1,64	1,64
$w.s.u (m)$	0,25	0,26	0,28	0,28	0,28	0,25	0,15
$\zeta_{rms} (m)$	0,35	0,38	0,39	0,40	0,39	0,32	0,16
$high\ tide (m)$	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
$\eta_{TOT.} (m)$	3,82	3,90	3,96	3,98	3,96	3,79	3,36

Analizzando i valori trovati in tab-14, si può constatare che le condizioni più gravose mi sono date dalle onde 3, 4 e 5, anche se la differenza con le altre non è troppo elevata. Pertanto, ai fini di un'analisi delle sollecitazioni ondose sulla struttura (specialmente per la sollecitazione sugli elementi caratterizzanti l'impalcato) si considererà il valore maggiore dell'elevazione della cresta dell'onda.

7 ANALISI DELLA SOLLECITAZIONE ONDOSA SULLA STRUTTURA

7.1 PARAMETRI PROGETTUALI

Si riportano di seguito immagini relative il progetto preliminare dell'opera, aggiornato all'aprile 2010: il progetto architettonico della parte a terra è stato proposto dall'Ing. Ivo Castellani e dall'Arch. Giovanni Morri; il progetto architettonico della parte a mare invece, dallo Studio Stefano Rossi architetto mentre il progetto delle strutture invece è a cura dell'Ing. Roberto Tassinari dello studio Tassinari e Associati di Ravenna.

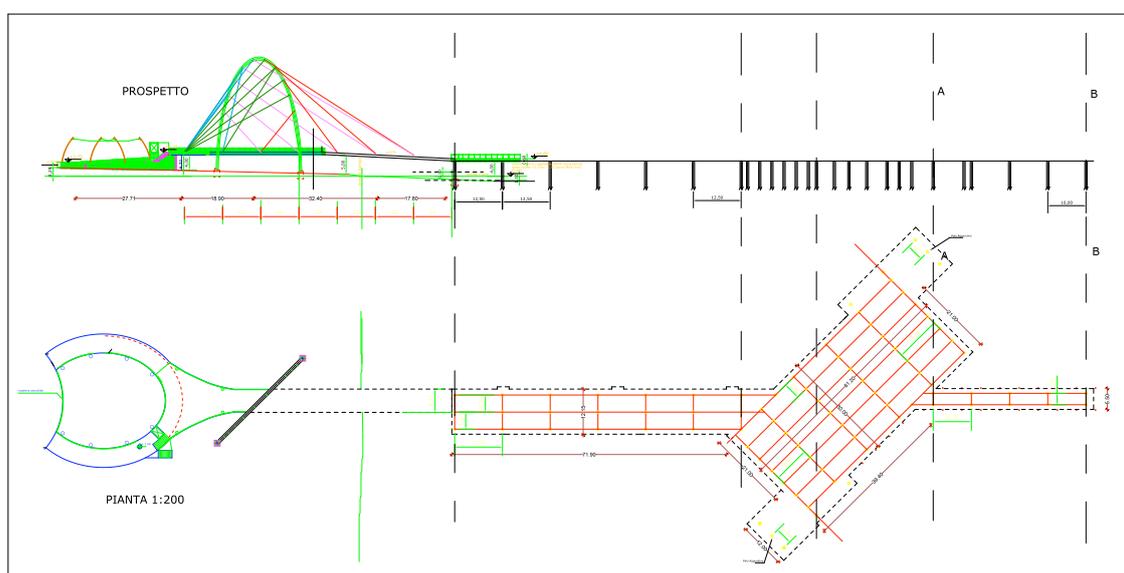


Fig. 57: Prospetto e pianta pontile

Nel presente lavoro si focalizzerà l'attenzione sulla parte a mare, e soprattutto su quella finale, (vedi allegato 2), valutando alcune caratteristiche costruttive e le scelte progettuali che hanno portato i progettisti a definire il progetto preliminare esposto nella foto precedente.

In seguito si studieranno le sollecitazioni orizzontali sugli elementi verticali (pali) che sorreggono l'impalcato e l'erosione locale attorno a questi, le sollecitazioni sull'impalcato e sulla struttura sovrastante. Infine verrà proposta una modalità relativa all'accosto delle piccole imbarcazioni previa analisi della sollecitazione ondosa.

Le caratteristiche del progetto preliminare dell'opera sono schematizzate nelle tabelle seguenti.

Tab-15: Caratteristiche del pontile (dati forniti dal comune di Riccione)

D (m)	L_{tot} (m)	Δx (m)	Δy (m)
0.61	190	10	3

Tab-16: Caratteristiche strutturali dell'estremità del pontile

h (m)	Fr_s (m)	Fr_p (m)	S solaio (m)
2.5	4.0	4.6	0.6

La lunghezza complessiva del pontile dalla linea di riva è pari a circa 190 m e si estende fino ad un fondale con profondità h pari a 2.5 m.

Si riportano di seguito i disegni rappresentativi della parte oggetto di studio di questa tesi. La fig.58 raffigura la pianta della parte a mare evidenziando specialmente i contorni della sezione strutturale, i pali, e le direttrici tra pali, mentre la fig.59, il prospetto evidenziando la disposizione dei pali e l'andamento del fondale.

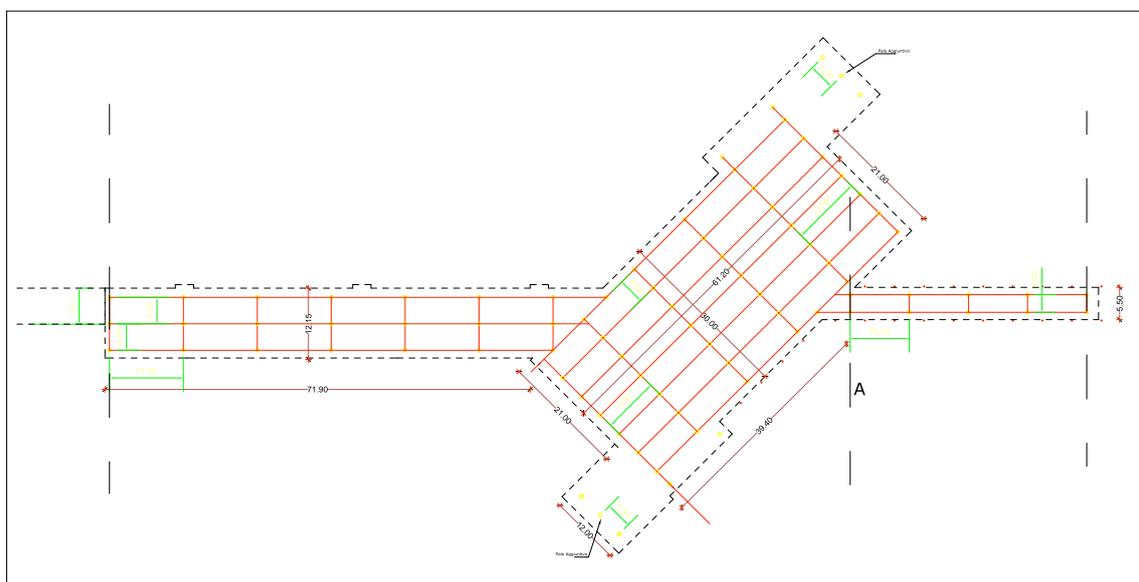


Fig. 58: Pianta semplificata parte a mare

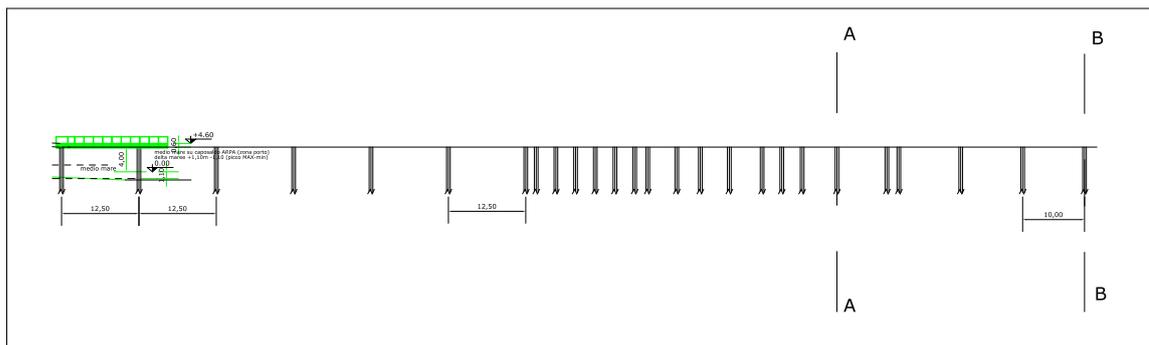


Fig. 59: Prospetto semplificato parte a mare

Com'è ben visibile dai disegni sono state evidenziate 3 sezioni:

- A-A: rappresenta la sezione in cui inizia la parte del molo esposto all'azione diretta delle onde, oggetto di dimensionamento di questa tesi;
- B-B: rappresenta la sezione in corrispondenza dell'ultima fila di pali presente nella parte terminale del pontile;

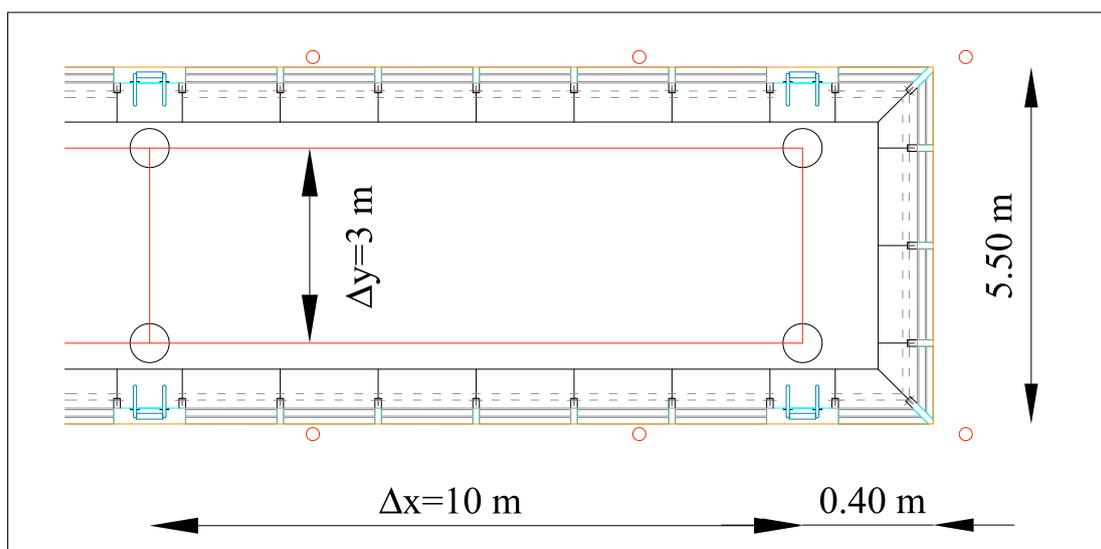


Fig. 60: Pianta del tratto finale del pontile (1:200)

La struttura si poggia su pali di diametro (D) pari a 0.61 m. L'estremità finale della struttura sulla quale si calcolano le forze indotte dall'onda estrema di progetto è caratterizzata da una larghezza pari a 5.5 m (fig.60) e da una quota inferiore dell'impalcato pari a 4.0 m e 4.6 m quella superiore (fig.61).

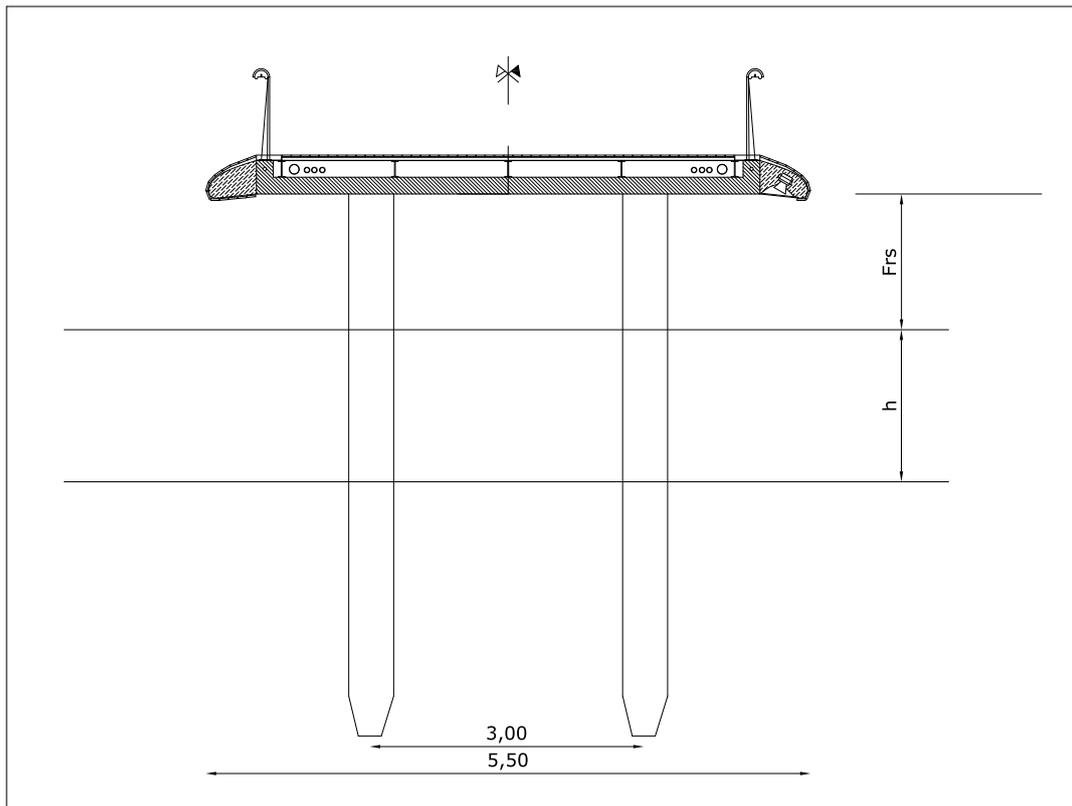


Fig. 61: Sezione trasversale dell'estremità del pontile

La fig.61 mostra solamente le quote relative la distanza della coppia di pali e la larghezza massima della sezione finale del pontile. Per indicazioni strutturali si rimanda al capitolo 10.

7.2 TEORIA DELLE SOLLECITAZIONI SUI PONTILI

I pontili fissi vengono solitamente utilizzati nelle aree costiere dove vi sono piccole variazioni di livello, fondali bassi e buone condizioni del terreno. Solitamente sono strutture relativamente rigide con piccola possibilità di assorbimento dell'energia d'urto da parte delle navi, e quindi, le spinte della nave ormeggiata possono incidere in modo significativo sul loro dimensionamento. Dato che nel nostro caso il pontile non prevede l'accosto di grandi imbarcazioni per il carico/scarico di merci ma l'accosto di piccole/medie imbarcazioni di privati bisogna valutare attentamente quali parti strutturali saranno soggette a carichi orizzontali diversi dall'azione delle onde (*Noli et al., 1995, Tomasicchio U.,2001*).

Bisogna inoltre evidenziare che il pontile, essendo costruito da un impalcato la cui parte inferiore è posta a 4m s.l.m., ed essendo sorretto da pile di pali distanti tra loro 10÷12 m e con interasse tra ciascun palo di 3 m, presenta varchi sufficienti a minimizzare l'interruzione delle onde e delle correnti lungo riva, riducendo di conseguenza la forza dell'onda sulla struttura.

Mostriamo di seguito una tabella che lega le varie tipologie di pontili alle diverse sollecitazioni che su essi possono gravare (a noi interessa la colonna c).

Tab-17: Tipi di strutture e importanti questioni progettuali

	(a) Solid, vertical wall	(b) Rubble mound	(c) Open piled	(d) Marginal quay
Wave/current drag or inertia wave loads (quasi-static)	Usually design case, resisted by weight	Act on armour units, armour sizing	Frequent but moderate significance	Rare and moderate
Wave overtopping loads	Possibly important but often ignored	Important and usually predicted	Usually ignored but can be very dangerous	Usually ignored but can be very dangerous
Uplift forces	Methods available, but often ignored	Methods available and easily predicted	Seldom predicted, no reliable methods	Seldom predicted, no reliable methods
Wave slam or impact forces	New methods now available	Methods available	Not well predicted	Not well predicted
Vessel mooring loads	Moderate	Not important	Significant	Frequent and significant
Vessel impact loads	Not significant design case for the jetty	Not significant design case for the jetty	May be critical	May be important
Local bed scour	May be severe	Less than for (a), but may be significant	Only local and for limited cases	Can be an issue in estuaries due to high currents
Shoreline morphology changes	Potentially significant	Potentially significant	Usually very small	Seldom significant
Future sea level rise	Important	Important	Important	Important

Note: this list is for general guidance only. The designer should identify the issues of concern for any particular scenario, where the relative importance of various issues may differ from that identified here.

I carichi che il pontile oggetto di studio deve quindi sopportare si possono così riassumere:

- sovraccarico per folla compatta ($400 \div 500 \text{ kg/m}^2$);
- sollecitazione dovuta al moto ondoso;
- eventuale peso dovuto a veicoli autorizzati (piccole vetture che servono e riforniscono le attività commerciali, ambulanze, etc.);
- eventuale azione dell'onda e azione d'urto da parte di piccole imbarcazioni in corrispondenza del dispositivo di accosto (vedi cap.9).

In questo capitolo si forniranno quindi informazioni sulle sollecitazioni ondose che agiranno nel seguente modo:

1. sollecitazioni orizzontali sui pali;
2. sollecitazioni sull'impalcato e sulla struttura sovrastante;
3. stima dell'erosione locale attorno ai pali.

7.3 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI ORIZZONTALI SUI PALI

In questo paragrafo si analizzano le forze delle onde sugli elementi verticali, quali i pali che sostengono la struttura. Per prima cosa bisogna classificare i pali in due categorie, in funzione del rapporto tra il diametro del palo (D) e la lunghezza d'onda (L):

- Strutture circolari di piccolo diametro $\rightarrow \frac{D}{L} < 0.2$
- Strutture circolari di grande diametro $\rightarrow \frac{D}{L} \geq 0.2$

Nel caso in esame si verifica la seguente situazione:

$$\frac{D}{L} = \frac{0.61}{60} = 0.01 < 0.2 \quad (45)$$

da cui è possibile constatare che si rientra nella tipologia di pali di piccolo diametro rispetto alla lunghezza d'onda.

Queste strutture sono definite come elementi la cui presenza non disturba fortemente il campo d'azione delle onde incidenti; se invece il rapporto precedentemente mostrato dovesse superare il valore indicato come limite che distingue i pali di piccole dimensioni da quelli grandi, allora, gli effetti di diffrazione e interferenza del palo sul campo d'azione dell'onda incidente diventerebbe notevole (*McConnel et al., 2004*).

Per pali di piccole dimensioni o strutture circolari di piccolo diametro, completamente o semi-immersi, esistono diversi manuali di progettazione, come ad esempio BS 6349 Pt 1 (2000), EAU (1996) e il Coastal Engineering Manual (*U.S.A.C.E., U.S. Army Corps of Engeneer, 2002*) che fanno riferimento alla formula di Morison (1950) per il calcolo delle forze dovute alla sollecitazione ondosa. EAU (1996) suggerisce un metodo per il carico d'onda dovuto alle onde che frangono, mentre il Coastal Engineering Manual suggerisce un metodo simile a quello che verrà descritto ora, ma con differenti valori dei coefficienti (vedi anche *Burchart and Hughes, 2001*).

Questo metodo prevede che la forza totale agente sull'intera lunghezza del palo venga calcolata integrando le forze agenti sull'intera lunghezza bagnata del palo e deriva dall'assunzione delle onde come regolari e non frangenti.

Per poter analizzare quali siano le sollecitazioni ondose agenti sul palo si fa riferimento alla fig.62 che schematizza il campo di forze indotto dall'onda su un cilindro verticale esposto al moto ondoso, sia esso completamente o parzialmente sommerso.

Si fissa un sistema d'assi cartesiani con origine nel punto d'intersezione tra la mezzeria del palo (*asse z*) e il livello del medio mare (*asse x*); d rappresenta il fondale (che noi chiameremo h), D il diametro del palo, η l'elevazione della cresta dell'onda in corrispondenza del palo e η_c l'elevazione massima della cresta dell'onda.

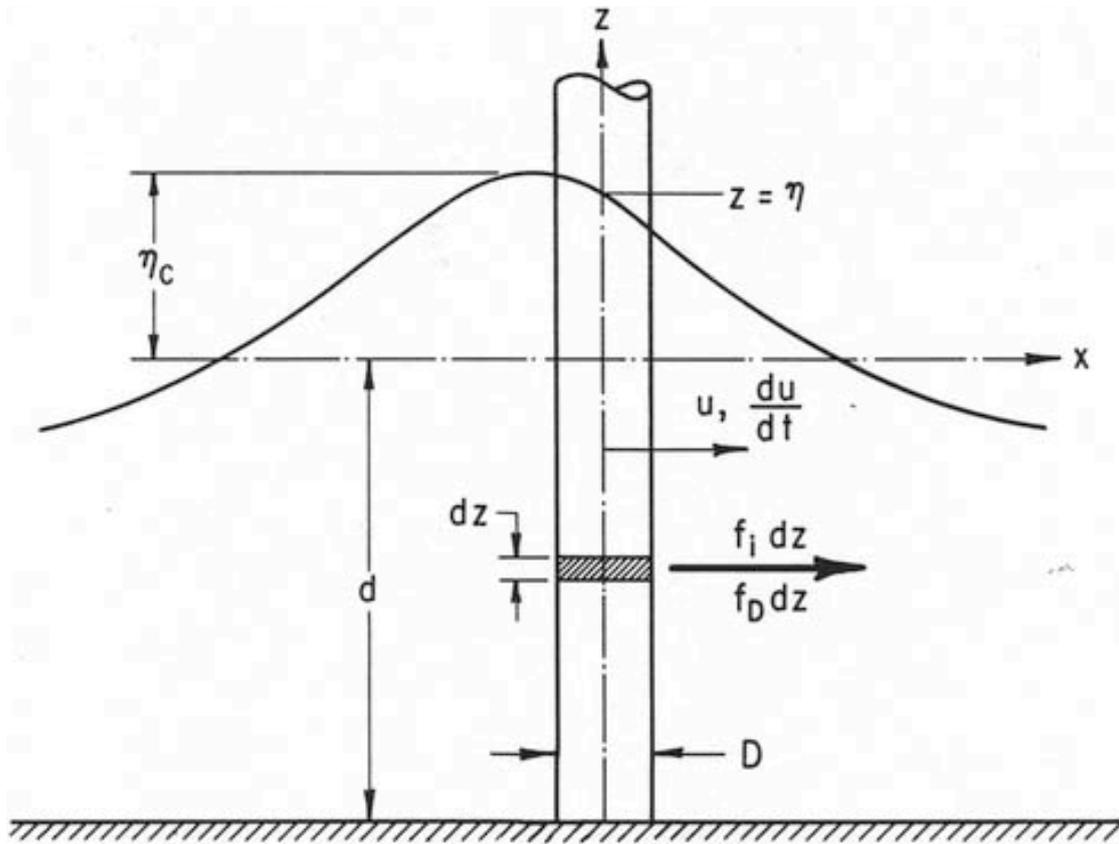


Fig. 62: Definizione dello sketch delle forze delle onde su un cilindro verticale (USACE, 2002)

Consideriamo ora un elemento infinitesimo del palo, di spessore dz : come si può notare nella figura sopra-esposta esso è soggetto ad una forza orizzontale caratterizzata da due componenti. La prima, $f_I \cdot dz$ costituisce la componente d'inerzia mentre la seconda, $f_D \cdot dz$ la componente di drag.

Si ottiene dunque:

$$f_{tot} = f_I \cdot dz + f_D \cdot dz \quad (46)$$

che rappresenta la forza totale agente su un elementino infinitesimo di spessore dz .

Ora, per ottenere la forza totale sul palo per unità di lunghezza, integriamo la (46) per tutta la lunghezza bagnata del palo e otteniamo:

$$F = \int_{-d}^{\eta} f_I \cdot dz + \int_{-d}^{\eta} f_D \cdot dz \quad (47)$$

Per elementi verticali, snelli e soggetti ad un'azione generata da un'onda con lunghezza d'onda regolare, la forza orizzontale, per unità di lunghezza del palo è data appunto dalla formula di Morison, che traduce l'equazione (47) nella seguente relazione:

$$F = C_d \left(\frac{\rho}{2} \right) A u |u| + C_m \rho V \frac{du}{dt} \quad (48)$$

dove F è appunto la forza sul palo per metro di lunghezza nella direzione dell'onda di progetto alla profondità designata, ρ è la densità dell'acqua, u la componente orizzontale della velocità delle particelle d'acqua, A è l'area di progetto (m) [per un cilindro o un palo di diametro D , $A = D$, infatti $D = A/1\text{m}$ (m^2/m)], V il volume spostato per unità di lunghezza [$V = \pi D^2/4$, (m^3/m)], C_d è il coefficiente di trascinamento (*drag*), proporzionale a u^2 e C_m è il coefficiente di inerzia, o di massa (*mass*), funzione dell'accelerazione orizzontale du/dt .

7.3.1 Valutazione u e du/dt

Per valutare l'entità della forza di drag e della forza d'inerzia si deve preventivamente definire il valore della componente orizzontale della velocità locale del fluido (u) ed il valore della componente orizzontale dell'accelerazione del fluido (du/dt); per fare questo si richiama la teoria lineare delle onde, in quanto esse sono supposte regolari e non frangenti.

Le relazioni necessarie per definire questi valori sono:

$$u = \frac{H}{2} \frac{gT}{L} \frac{\cosh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh[2\pi d/L]} \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \quad (49)$$

$$\frac{du}{dt} = \frac{g\pi H}{L} \frac{\cosh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh[2\pi d/L]} \sin\left(-\frac{2\pi t}{T}\right) \quad (50)$$

Le forze sull'elemento infinitesimo si modificano nel seguente modo:

$$f_I = C_M \rho g \frac{\pi D^2}{4} H \left[\frac{\pi \cosh[2\pi(z+d)/L]}{L \cosh[2\pi d/L]} \right] \sin\left(-\frac{2\pi t}{T}\right) \quad (51)$$

$$f_D = C_D \frac{1}{2} \rho g D H^2 \left[\frac{gT^2}{4L^2} \left(\frac{\cosh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh[2\pi d/L]} \right)^2 \right] \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \quad (52)$$

in cui si nota che le due forze variano con t e z .

7.3.2 Stima dei coefficienti C_D e C_M

Per valutare C_D e C_M si utilizzano tabelle fornite da Burchart and Hughes (2001) o da BS 6349 Pt 1 (2000) i cui valori tipici vengono evidenziati in tab-18.

Tab-18: Coefficienti di drag e d'inerzia per pali di diverse geometrie (McConnel et al., 2004)

Cross-section	Drag coefficient, C_d		Inertia coefficient, C_m
	Smooth pile	Rough pile	
Circular:			
Det Norske Veritas (1991) for waves	0.7 minimum	1.1 minimum	
American Petroleum Institute (1993) for waves	0.65	1.05	
Nath (1984) for steady flow (high Re)	0.7	1.05	
Offshore test structure data (Sarpkaya and Cakal, 1983) For waves, smooth and rough pile results combined	0.6 to 2.5 median approx. 1.3		2.0**
Sarpkaya and Storm (1985) combined waves and current (KC = 60)	0.9	1.5	
Sarpkaya (1986) (KC = 40) review of a wide range of data	0.7	1.2 to 1.4	
Square**	→ 	2.0	2.5
	→ 	1.6	2.2
Square with rounded corners**	→ 	0.6	2.5
	→ 	0.5	2.5

* Information for circular cross-sections extracted from Pos (1991) with relevant updates

** Source: BS 6349 Pt 1 (2000)

KC = Keulegan-Carpenter number = UT/D

Nella nostra situazione, i coefficienti C_D e C_M si assumono rispettivamente pari a 1.0 e 2.0.

7.3.3 Calcolo forza orizzontale sui pali

A questo punto, la (51) e la (52) vengono introdotte nella (47) ed eseguendo gli integrali si giunge alle formule fornite dal Coastal Engineering Manual (*U.S.A.C.E., U.S. Army Corps of Engineer, 2002*) che definiscono in via semplificativa le componenti della formula di Morison (48):

$$F_I = C_M \rho g \frac{\pi D^2}{4} H K_I \quad (53)$$

$$F_D = C_D \frac{1}{2} \rho g D H^2 K_D \quad (54)$$

dove

$$K_I = \frac{1}{2} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \sin\left(-\frac{2\pi t}{T}\right) \quad (55)$$

$$K_D = \frac{1}{8} \left(1 + \frac{(4\pi d / L)}{\sinh(4\pi d / L)} \right) \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \left| \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \right| \quad (56)$$

Attraverso un foglio di calcolo Excel, troviamo i vari valori della forza di drag (in rosso), della forza d'inerzia (in blu) e della forza totale (in verde), per metro lineare del palo. Questi valori, trovati sostituendo le opportune grandezze all'interno della (53) e della (54), conducono al seguente grafico:

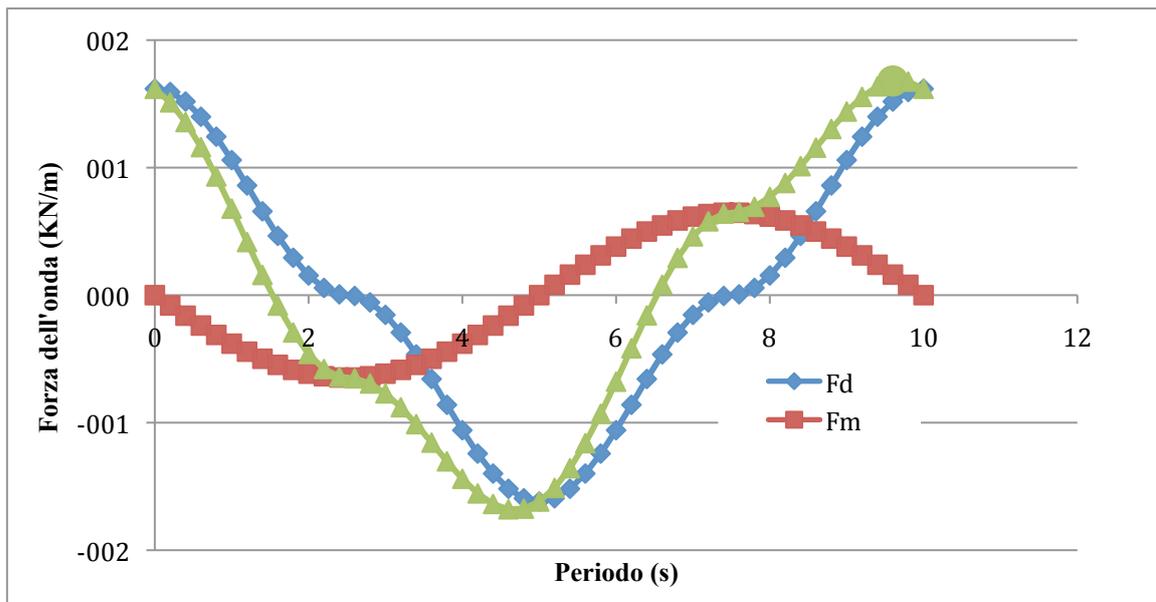


Fig. 63: Andamento forze orizzontali sui pali

Da esso si nota che la somma delle due forze è massima per il punto corrispondente a $T = 9,8$ s, e che corrisponde al momento del contatto tra onda e palo. In questo istante si deve anche tenere conto della forza dovuta all'impatto.

È molto importante, ai fini del calcolo della forza totale, tenere conto della differenza di fase tra le componenti di drag e d'inerzia. In genere, quando si ha il massimo valore della forza di drag, che avviene quando ho la massima velocità della cresta dell'onda, il termine d'inerzia sarà zero o molto vicino allo zero, in quanto nullo sarà il valore dell'accelerazione della cresta; allo stesso tempo, quando il termine di accelerazione sarà prossimo al valore massimo si avrà il massimo della componente di massa, mentre, il termine di velocità, e di conseguenza la componente di drag, sarà minima.

Si può quindi definire che la F_d e la F_i siano in quadratura.

Pertanto, per un'analisi precisa, dobbiamo considerare la combinazione più gravosa, e per identificare questa, le forze devono essere calcolate attraverso diversi istanti temporali valutati durante il passaggio del treno d'onda.

Dato che le teorie in questione sono varie e non forniscono una soluzione standard per giungere ai valori della forza dell'onda su strutture verticali, per fornire una stima dell'azione dell'onda sui pali, procediamo con l'analisi della pressione dell'onda lungo il suo profilo, valutando il picco massimo che si sviluppa nel momento dell'impatto con il palo.

7.3.4 Analisi della pressione lungo il profilo dell'onda

La letteratura (*USACE, 2002*) fornisce equazioni della distribuzione delle pressioni specialmente per onde regolari, con richiami alla teoria lineare delle onde. Nel nostro caso, al momento dell'impatto delle onde sui pali, non siamo in condizioni regolari, in quanto, la parte finale del pontile si trova all'interno della surf-zone, e le onde sono modificate dal fenomeno del frangimento. Pertanto, ci saranno onde che frangono direttamente sui pali e altre onde che invece impattano i pali già frante, ovvero, dissipando meno energia.

Analizziamo dunque la distribuzione delle pressioni lungo il profilo dell'onda: dato che siamo nella surf-zone, l'altezza massima che l'onda può raggiungere è l'altezza di frangimento, già calcolata in precedenza (H_b), e pari a 2.83 m. A questo punto non resta che definire l'equazione che governa la distribuzione delle pressioni. Utilizzeremo la formula relativa alle onde che impattano su superfici verticali: è un metodo cautelativo in quanto fornisce un valore maggiore della pressione dell'onda, dato che nel nostro caso non abbiamo riflessione. Poiché la teoria prende in considerazione relazioni della pressione riferita all'onda regolare, con questo approssimazione siamo a favore di sicurezza dato che si è in presenza di frangimento.

Prima di introdurre l'equazione che governa la distribuzione delle pressioni si evidenzia il profilo longitudinale che l'onda assume nella zona considerata:

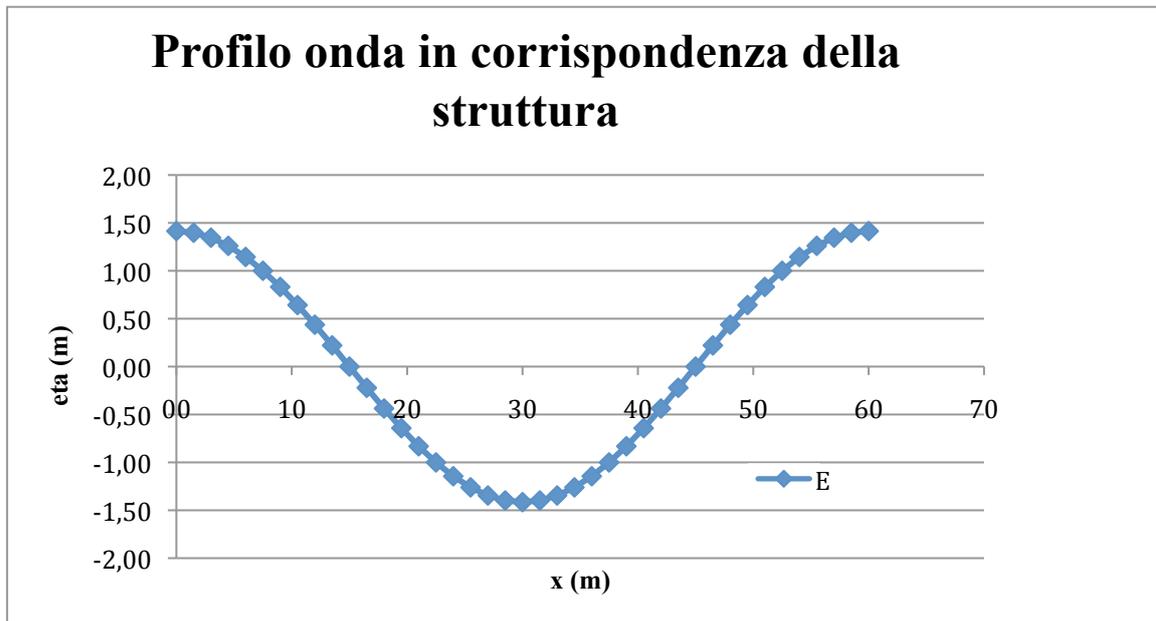


Fig. 64: Profilo longitudinale dell'onda (valutata nella surf-zone)

Per valutare a che punto del palo l'onda impatta si dovrebbe analizzare l'elevazione della massima cresta dell'onda in rapporto alla verticale.

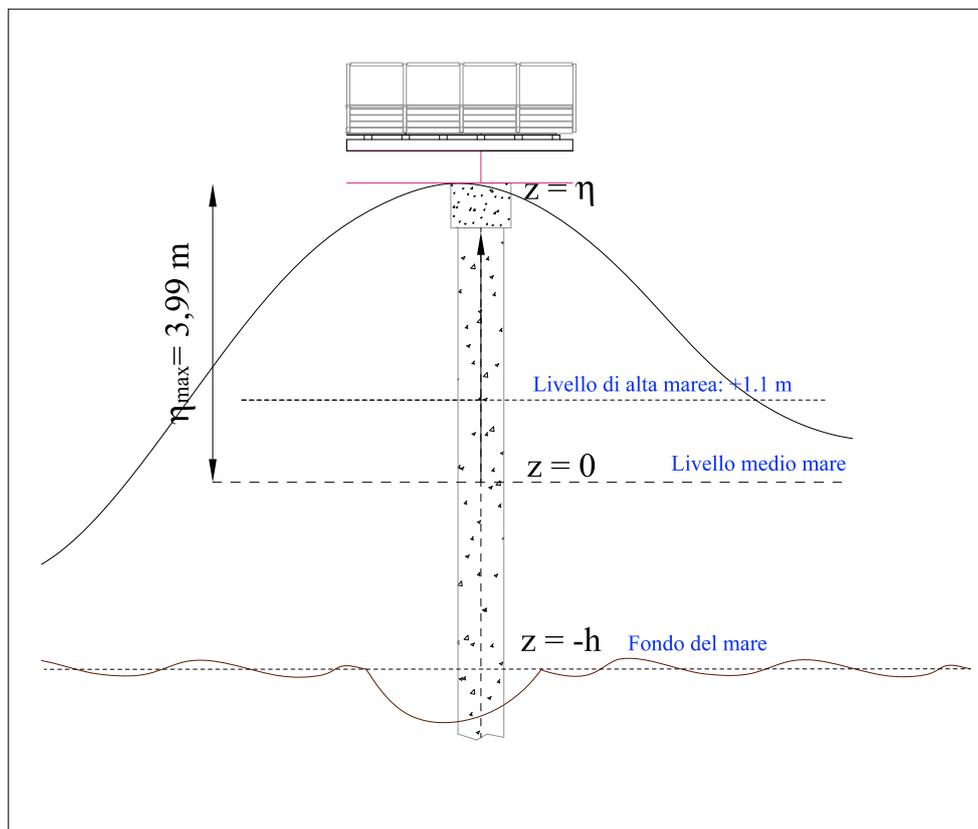


Fig. 65: Profilo dell'onda in corrispondenza del palo

Nel caso più gravoso, la cresta massima colpisce il traverso che collega le coppie di pali, pertanto il palo è tutto sommerso. Per valutare dunque quale sia la forza dell'onda agente sul palo s'introduce la seguente relazione caratterizzante la distribuzione delle pressioni:

$$p(z) = \gamma H \left\{ \frac{\cosh\left[\frac{2\pi}{L}(h+z)\right]}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \right\} \cos \frac{2\pi t}{T} \quad (57)$$

dove z rappresenta l'asse verticale lungo la verticale del palo, H l'altezza d'onda (la massima ammissibile, nel nostro caso è pari a H_b), e le altre grandezze sono già state definite nei capitoli precedenti.

Tab-19: Valori del profilo dell'onda in un periodo di 10 s

t (s)	t/T	T(rad)	x (m)	η (m)
0	0	0,00	0,0	1,42
0,25	0,025	0,16	1,5	1,40
0,5	0,05	0,31	3,0	1,35
0,75	0,075	0,47	4,5	1,26
1	0,1	0,63	6,0	1,14
1,25	0,125	0,79	7,5	1,00
1,5	0,15	0,94	9,0	0,83
1,75	0,175	1,10	10,5	0,64
2	0,2	1,26	12,0	0,44
2,25	0,225	1,41	13,5	0,22
2,5	0,25	1,57	15,0	0,00
2,75	0,275	1,73	16,5	-0,22
3	0,3	1,88	18,0	-0,44
3,25	0,325	2,04	19,5	-0,64
3,5	0,35	2,20	21,0	-0,83
3,75	0,375	2,36	22,5	-1,00
4	0,4	2,51	24,0	-1,14
4,25	0,425	2,67	25,5	-1,26
4,5	0,45	2,83	27,0	-1,35
4,75	0,475	2,98	28,5	-1,40
5	0,5	3,14	30,0	-1,42
5,25	0,525	3,30	31,5	-1,40
5,5	0,55	3,46	33,0	-1,35
5,75	0,575	3,61	34,5	-1,26
6	0,6	3,77	36,0	-1,14
6,25	0,625	3,93	37,5	-1,00
6,5	0,65	4,08	39,0	-0,83
6,75	0,675	4,24	40,5	-0,64
7	0,7	4,40	42,0	-0,44
7,25	0,725	4,56	43,5	-0,22
7,5	0,75	4,71	45,0	0,00
7,75	0,775	4,87	46,5	0,22
8	0,8	5,03	48,0	0,44
8,25	0,825	5,18	49,5	0,64
8,5	0,85	5,34	51,0	0,83
8,75	0,875	5,50	52,5	1,00
9	0,9	5,65	54,0	1,14
9,25	0,925	5,81	55,5	1,26
9,5	0,95	5,97	57,0	1,35
9,75	0,975	6,13	58,5	1,40
10	1	6,28	60,0	1,42

Poiché il periodo dell'onda è pari a 10 s, per valutare l'andamento del profilo dividiamo il periodo in sotto-intervalli mediante i quali è possibile individuare il valore di η corrispondente a ciascun intervallo, e definire di conseguenza il profilo dell'onda (vedi fig.64).

Noto quindi il profilo dell'onda, il fattore di risposta k_p (membro all'interno della parentesi graffa della (57) e z , è possibile valutare quali siano le pressioni corrispondenti a ciascun punto del profilo dell'onda (vedi tab-20).

Tab-20: Valori della pressione nei vari punti del profilo dell'onda

t (s)	t/T	cosΦ	z (m)	k _p	p (N/m ²)	p (KN/m ²)
0	0	1,00	1,42	1,06	30293	30,3
0,25	0,025	0,99	1,40	1,06	29894	29,9
0,5	0,05	0,95	1,35	1,06	28711	28,7
0,75	0,075	0,89	1,26	1,06	26785	26,8
1	0,1	0,81	1,14	1,05	24183	24,2
1,25	0,125	0,71	1,00	1,04	20993	21,0
1,5	0,15	0,59	0,83	1,04	17315	17,3
1,75	0,175	0,45	0,64	1,03	13261	13,3
2	0,2	0,31	0,44	1,02	8948	8,9
2,25	0,225	0,16	0,22	1,01	4490	4,5
2,5	0,25	0,00	0,00	1,00	0	0,0
2,75	0,275	-0,16	-0,22	0,99	-4416	-4,4
3	0,3	-0,31	-0,44	0,98	-8658	-8,7
3,25	0,325	-0,45	-0,64	0,98	-12635	-12,6
3,5	0,35	-0,59	-0,83	0,97	-16264	-16,3
3,75	0,375	-0,71	-1,00	0,97	-19472	-19,5
4	0,4	-0,81	-1,14	0,96	-22191	-22,2
4,25	0,425	-0,89	-1,26	0,96	-24367	-24,4
4,5	0,45	-0,95	-1,35	0,96	-25955	-26,0
4,75	0,475	-0,99	-1,40	0,96	-26921	-26,9
5	0,5	-1,00	-1,42	0,96	-27245	-27,2
5,25	0,525	-0,99	-1,40	0,96	-26921	-26,9
5,5	0,55	-0,95	-1,35	0,96	-25955	-26,0
5,75	0,575	-0,89	-1,26	0,96	-24367	-24,4
6	0,6	-0,81	-1,14	0,96	-22191	-22,2
6,25	0,625	-0,71	-1,00	0,97	-19472	-19,5
6,5	0,65	-0,59	-0,83	0,97	-16264	-16,3
6,75	0,675	-0,45	-0,64	0,98	-12635	-12,6
7	0,7	-0,31	-0,44	0,98	-8658	-8,7
7,25	0,725	-0,16	-0,22	0,99	-4416	-4,4
7,5	0,75	0,00	0,00	1,00	0	0,0
7,75	0,775	0,16	0,22	1,01	4490	4,5
8	0,8	0,31	0,44	1,02	8948	8,9
8,25	0,825	0,45	0,64	1,03	13261	13,3
8,5	0,85	0,59	0,83	1,04	17315	17,3
8,75	0,875	0,71	1,00	1,04	20993	21,0
9	0,9	0,81	1,14	1,05	24183	24,2
9,25	0,925	0,89	1,26	1,06	26785	26,8
9,5	0,95	0,95	1,35	1,06	28711	28,7
9,75	0,975	0,99	1,40	1,06	29894	29,9
10	1	1,00	1,42	1,06	30293	30,3

La pressione massima agente sul palo è pari a 30 KN/m² cui corrisponde una forza uniformemente distribuita pari a 18 KN/m.

7.4 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI ONDOSE SULL'IMPALCATO E SULLA STRUTTURA SOVRASTANTE

Esistono due tipi fondamentali di approcci per la progettazione delle sovrastrutture dei pontili in zone esposte in riferimento alle forze delle onde sull'impalcato:

- il primo è definito “Air-gap” approach: è un metodo che considera l'impalcato sollevato sulla superficie del mare e per questo lo si progetta con il solo carico minimo d'onda agente sul palo;
- il secondo invece si basa sulla progettazione dell'impalcato in modo tale che resista all'azione dell'onda agente;

Chiaramente c'è un considerevole incremento del carico derivante come risultato dell'estinzione del varco d'aria tra la superficie del mare e l'intradosso dell'impalcato. Perciò, quando si progettano i pontili con l'approccio “air-gap”, è importante, per garantire un varco d'aria perfino in condizioni estreme, preventivare un improvviso incremento di carico sulla struttura che può risultare gravemente dannoso e portare la struttura al collasso (*McConnel et al, 2004*).

7.4.1 Air-gap approach

Come esposto in precedenza, le onde agenti sull'impalcato di una struttura off-shore sviluppano sicuramente carichi significativi. È pratica comune tentare di posizionare l'impalcato ragionevolmente sopra le prevedibili condizioni d'onda, sebbene questo non sia sempre possibile a causa dei vincoli di gestione.

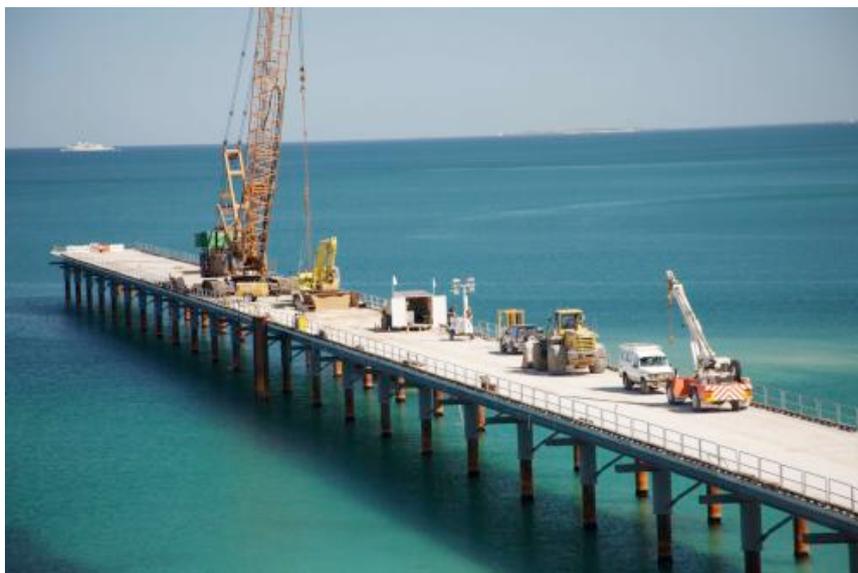


Fig. 66: Esempio di pontile con evidente air-gap (NewGen Kwinana's pier, Australia)

Il metodo che mantiene l'impalcato ad una certa quota, in modo da lasciare sufficiente spazio tra l'intradosso dell'impalcato e la superficie libera del mare è appunto noto come air-gap approach, o metodo del varco d'aria.

I fattori di cui si deve tener conto quando si progetta il livello dell'impalcato con tale metodo sono:

- il verificarsi di onde estreme maggiori rispetto a quelle stimate per la proposta di progetto;
- la stima degli incrementi improvvisi delle maree e delle mareggiate;
- la stima della subsidenza di fondo;
- l'interazione delle onde con le componenti strutturali.

Questo metodo è usato per valutare l'impatto delle onde sull'impalcato, poiché l'impatto delle onde può effettivamente determinare l'affidabilità della sotto-struttura (*Bea et al, 1999*). Se il gap è insufficiente, l'elevazione della cresta dell'onda oltrepassa l'altezza di posizione della piattaforma dell'impalcato, inducendo un contatto diretto tra la cresta dell'onda e il lato inferiore dell'impalcato. Questa situazione potrebbe imporre carichi sulla struttura che non vengono considerati nei calcoli preliminari e provocare rischio di collasso strutturale.

Ovviamente, per poter progettare un pontile con un sufficiente air gap, bisogna tenere in considerazione anche l'aspetto economico, cercando di bilanciare i costi di costruzione di un pontile molto alto con i costi di progettazione degli elementi della sovrastruttura in grado di resistere alla sollecitazione ondosa. Solitamente nei progetti di pontili si è fatto riferimento a valori guida (*API, 2000*) utilizzando per l'air-gap un valore storico pari a 1.5 m; tuttavia, si nota chiaramente che questo valore non rappresenta un vero e proprio margine di sicurezza e in molti casi tale valore è superato (*McConnel et al, 2004*).

Per quanto riguarda il **Pontile di Riccione**, il progetto preliminare del 2009 prevedeva una quota inferiore dell'impalcato posta a 2.8 m s.l.m ed una quota superiore posta a 3.4 m; il valore storico del air-gap in questo caso era rispettato ampiamente, solo che l'impalcato, così pensato, era soggetto all'azione diretta dell'onde e ad eventuale tracimazione e inondazione.

I progettisti, pertanto, hanno redatto un nuovo progetto preliminare in cui era modificato lo schema iniziale delle quote dell'impalcato, in modo da ridurre al minimo l'azione dell'onda e di eventuale tracimazione; la quota inferiore nel nuovo progetto si trova a 4 m s.l.m e quella superiore a 4.6 m s.l.m. Pertanto, il valore dell'air-gap è pari a 4 m.

Si deve tuttavia valutare quale sia l'elevazione massima della cresta dell'onda per capire se l'onda impatta direttamente la sovrastruttura dell'impalcato (piano di calpestio, bordi, balaustra..) oppure gli elementi strutturali che lo caratterizzano (traversi, travi...).

7.4.2 Teorie di analisi delle forze sull'impalcato

Per analizzare le forze agenti sugli elementi dell'impalcato si possono utilizzare le linee guida fornite da HR Walligford, finanziata dal governo Inglese (McConnell et al., 2004, Tirindelli et al., 2002).

La maggior parte delle linee guida contenenti formule per l'analisi dell'impatto delle onde sull'impalcato derivano dall'industria delle infrastrutture al largo, dove differenti metodi sono usati per descrivere i carichi d'onda, siano essi caratterizzati da un approccio globale o maggiormente dettagliato per il progetto delle strutture. Molte di queste metodologie possono essere estese al calcolo dei pontili esposti. L'approccio globale si adatta meglio per valutazioni complessive di questioni come il rischio dovuto al carico delle onde (particolarmente quando non sono disponibili sufficienti informazioni sull'impalcato) mentre l'approccio dettagliato è preferibile per la stima del danno sulle singole componenti o per la valutazione degli elementi strutturali.

Le questioni da considerare in fase di progettazione risultano dunque essere:

- carichi d'urto (slam loads);
- effetti locali interazione onde/struttura;
- risposta dinamica della struttura ai carichi potenziali di breve durata.

Uno schema rappresentativo dei carichi agenti su un pontile è mostrato nella figura seguente.

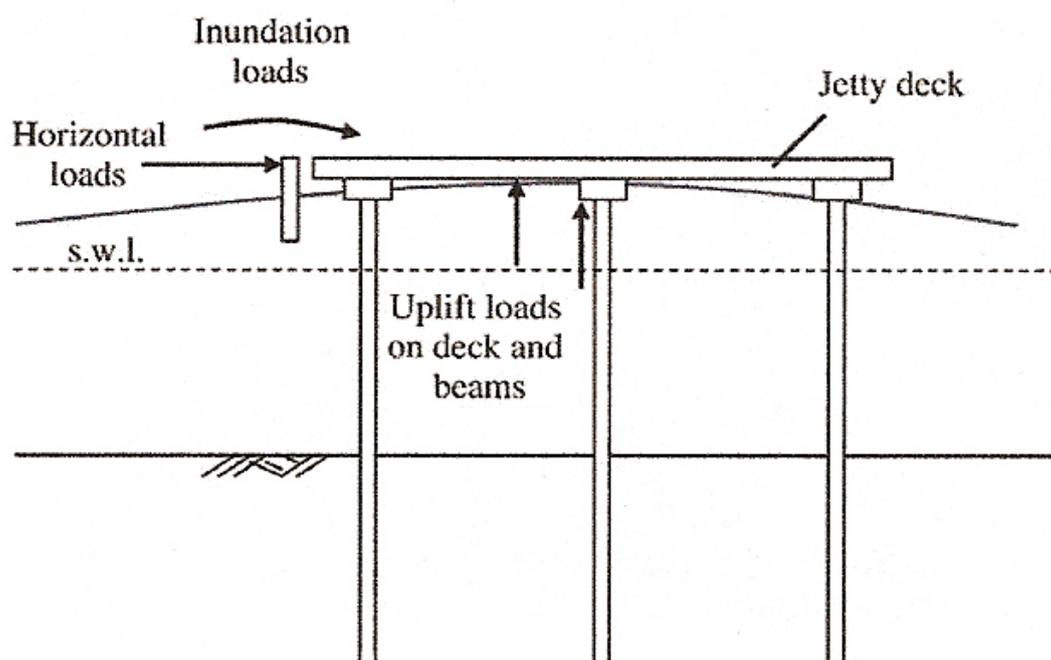


Fig. 67: Schematizzazione carichi delle onde sull'impalcato di un pontile

I carichi idraulici generati dalle onde e trasmessi all'impalcato o agli altri elementi costruttivi si possono così suddividere:

- spinta di sollevamento sull'impalcato;
- spinta di sollevamento sulle travi che reggono l'impalcato;
- carichi verticali sull'impalcato derivanti da tracimazione;
- carichi orizzontali sulle travi costituenti l'impalcato o altri elementi costruttivi;

La natura, il manifestarsi e l'intensità di carichi d'onda varia significativamente a seconda del tipo di struttura e delle condizioni d'onda: elementi orizzontali come le travi o traversi costituenti l'impalcato possono essere soggette a larghe forze orizzontali dal basso o dall'alto (specialmente sotto le condizioni di tracimazione e inondazione dell'impalcato) mentre elementi verticali quali bordi o corredo possono sperimentare forze significative sia orizzontali che verticali (*Tirindelli et al., 2007*).

7.4.3 Formule per il calcolo dei carichi indotti dalle onde

Negli ultimi 50 anni diverse teorie sono state sviluppate per stimare i carichi delle onde sui pontili e molte di esse derivavano da modelli sperimentali e test di laboratorio.

Kaplan e Silbert, 1976, Kaplan (1979, 1992), Kaplan et al., (1995) esaminarono attentamente le forze dell'onda su impalcato ed elementi orizzontali di piattaforme offshore. Partendo dagli studi condotti da *Morison (1950)* essi svilupparono un modello semi-analitico per la stima dei carichi sull'impalcato e constatarono che l'onda, che impattava contro l'impalcato della piattaforma, trasferiva energia alla sovrastruttura e la variazione del tempo di azione del carico dipendeva dalla combinazione della forza di drag con la forza d'inerzia.

Da questi esperimenti estrapolarono due formule che stimavano il valore della forza verticale (F_v) e di quella orizzontale (F_h).

$$F_v = \rho_w \frac{\pi}{8} \frac{b_w \cdot l}{\left[1 + \left(\frac{l}{b_w}\right)^2\right]^{1/2}} \ddot{\eta} + \rho_w \frac{\pi}{4} b_w l \dot{\eta} \frac{\left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{l}{b_w}\right)^2\right]}{\left[1 + \left(\frac{l}{b_w}\right)^2\right]^{1/2}} \dot{\eta} + \frac{\rho_w}{2} b_w l C_D \dot{\eta} |\dot{\eta}| + \rho_w g b_w b_l (\eta - c_1) \quad (58)$$

$$F_H = \left(\frac{2}{\pi} \rho_w h^2 \dot{u}_x + \frac{\rho_w}{2} b_l C_D u_x |u_x| + \frac{4}{\pi} \rho_w h h \dot{u}_x \right) \cdot b_w \quad (59)$$

dove l , l' , h , h' sono determinate in funzione di quanto sono bagnate rispettivamente gli elementi orizzontali e verticali costituenti l'impalcato sulle quali agisce il carico d'onda, b_l è la lunghezza dell'impalcato e C_D il coefficiente di drag.

Bea et al., 1999 proposero una teoria relativa alle piattaforme off-shore, sviluppata sulla base di lavori precedenti sviluppati da *Kaplan (1992)*, *Isaacson e Prasad (1992)*, in cui si fornisce una stima della forza totale dell'onda (F_{tw}) agente sull'impalcato di una piattaforma, e che rappresenta una modifica alla formula di Morison:

$$F_{tw} = F_b + F_s + F_d + F_l + F_i \quad (60)$$

dove F_b è la spinta di galleggiamento, F_s è la forza d'urto o impatto (slamming force), F_d la forza di drag, F_l è la forza di lift (o di sollevamento) F_i è la forza d'inerzia.

Bea et al., 1999 fornirono anche le seguenti equazioni:

$$F_s = 0.5C_s\rho Au^2 \quad (61)$$

$$F_D = 0.5C_D\rho A_u^2 \quad (62)$$

$$F_l = 0.5C_l\rho Au^2 \quad (63)$$

$$F_i = C_m\rho Va \quad (64)$$

Quando le creste d'onda incontrano l'impalcato nasce un trasferimento di momento dall'onda alla struttura che si riflette nella slamming force; quando le onde continuano ad inondare l'impalcato si sviluppano le forze di galleggiamento, drag e inerzia. L'intensità della slamming force relativa al picco della forza d'inondazione, dipenderà dalle caratteristiche dell'impalcato; se questo è costituito da grate che consentono il defluire dell'onda che tracima o inonda l'estradosso, le forze agenti su esso sono molto minori, in quanto minore è la quantità di acqua che impatta la superficie dell'impalcato (*McConnel et al., 2004*).

7.4.4 Indagini di laboratorio e linee guida di progettazione

Recenti modelli di studio basati su indagini sperimentali e test di laboratorio furono effettuati da HR Wallingford per misurare le forze delle onde sui pontili e sugli elementi costituenti l'impalcato dei pontili (vedi *Allsop e Cuomo, 2004*, *Tirindelli et al., 2002*).

Essi effettuarono indagini sperimentali su un canale artificiale lungo 40 m, largo 1.5 m e profondo 1.2 m e con una pendenza 1:5; il fondo di questo canale fu rivestito con mattoni e rocce per minimizzare la riflessione delle onde, generate da un pistone a pale. Le forze furono misurate su una struttura posta ad una certa profondità in modo da simulare l'azione delle forze su un pontile esposto al moto ondoso.

L'obiettivo di questi test era fornire indicazioni e stime dei seguenti parametri:

- F_{max} = forza massima agente (relativa al momento d'impatto);
- F_{qs+} = Massimo positivo della forza quasi statica;
- F_{qs-} = Massimo negativo della forza quasi statica;

i cui risultati sono mostrati in fig.68.

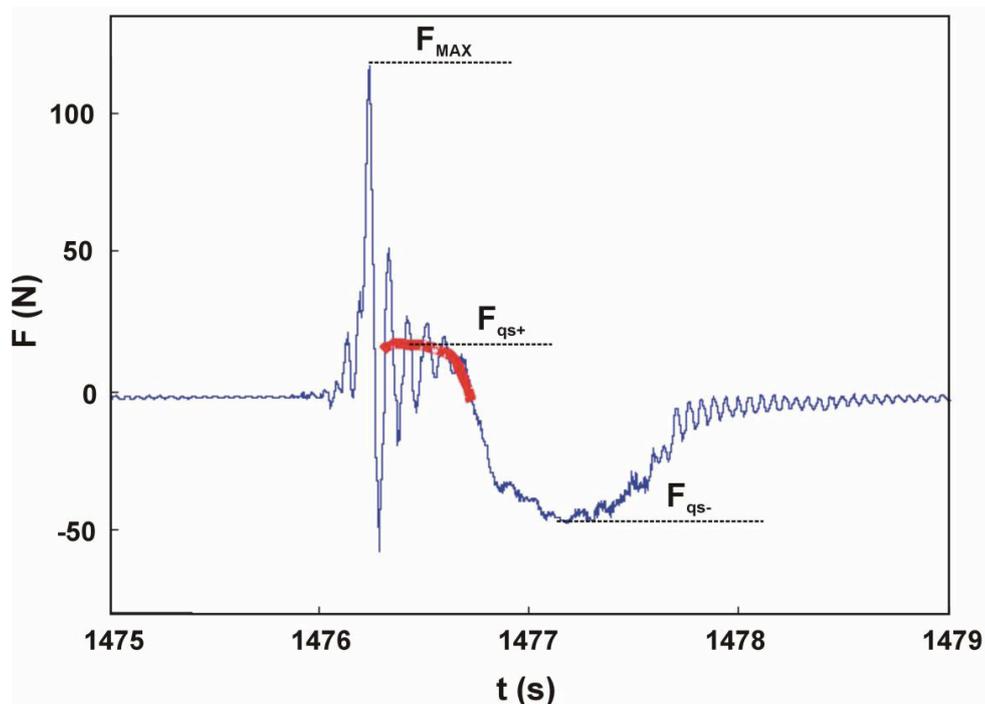


Fig. 68: Definizione parametri delle forze

Consultando il grafico sopra-riportato si può constatare che l'intensità della forza max agente su una struttura, in caso di impatto dell'onda sulla stessa, è pari a circa 3 volte l'intensità della forza quasi statica agente.

Le forze misurate in questi test sono presentate in un formato non dimensionale in modo da poter essere utilizzate come formule di progettazione per differenti condizioni ondose e differenti dimensioni degli elementi.

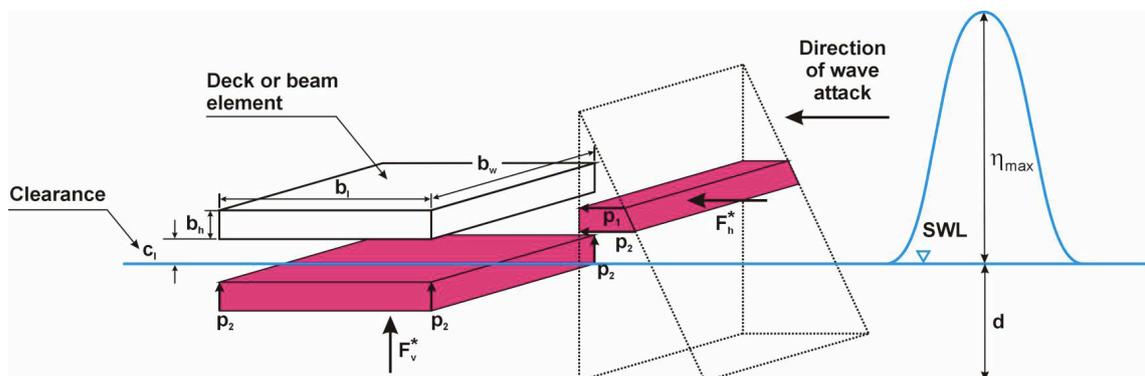


Fig. 69: Diagramma che definisce le forze orizzontali e verticali sull'impalcato

I risultati che ottennero si possono riassumere nelle seguenti formule:

$$F_v^* = \int_{b_w} \int_{b_l} p_2 \cdot dA \cong b_w b_l p_2 \quad (65)$$

$$F_h^* = \int_{b_w} \int_{c_1}^{\eta_{\max}} p_{hyd} \cdot dA \cong b_w (\eta_{\max} - c_1) \frac{p_2}{2} \rightarrow \text{per } \eta_{\max} \leq c_1 + b_h \quad (66)$$

$$F_h^* = \int_{b_w} \int_{c_1}^{c_1 + b_h} p_{hyd} \cdot dA \cong b_w b_h \frac{(p_1 + p_2)}{2} \rightarrow \text{per } \eta_{\max} > c_1 + b_h \quad (67)$$

in cui

$$p_1 = [\eta_{\max} - (b_h + c_1)] \cdot \rho g \quad (68)$$

$$p_2 = (\eta_{\max} - c_1) \cdot \rho g \quad (69)$$

In riferimento alla fig.69 p_1 e p_2 rappresentano le pressioni rispettivamente alla sommità e alla base degli elementi, b_w , b_h , b_l l'ampiezza, l'altezza e la lunghezza degli elementi, c_1 lo spazio d'aria tra il livello del medio mare e l'intradosso dell'impalcato (detta clearance) e η_{\max} la massima elevazione delle creste dell'onda (corrispondente al valore di η_{TOT} trovato in tabella 14).

7.4.5 Analisi forze orizzontali e verticali sull'impalcato del pontile di Riccione

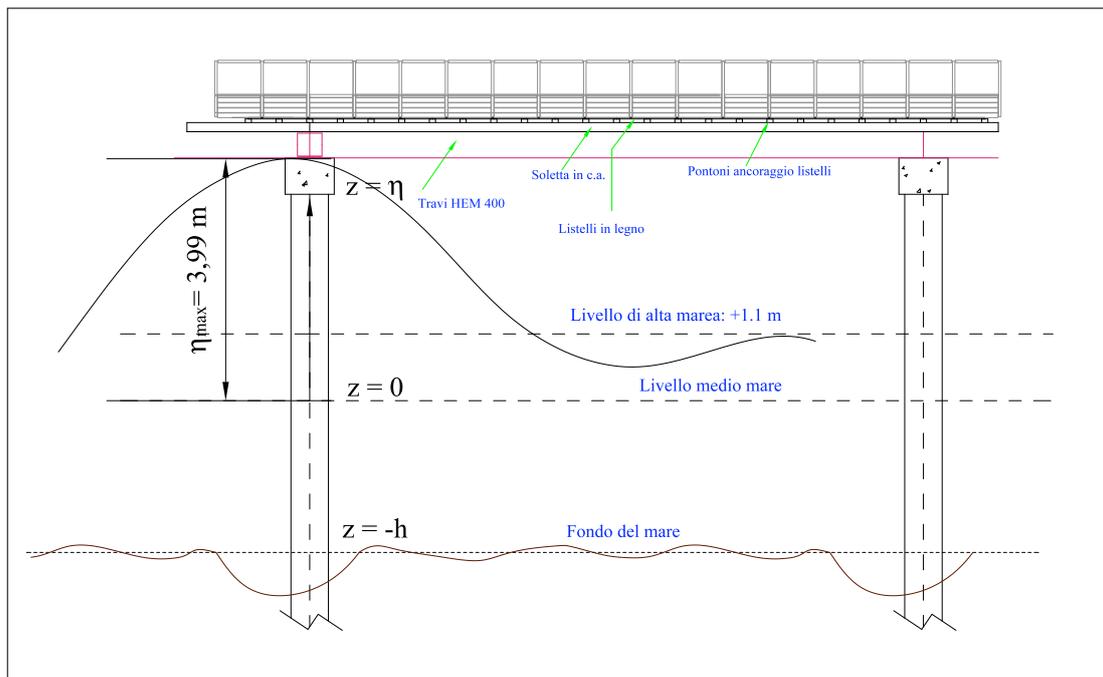


Fig. 70: Profilo onda sul pontile e impalcato

Considerando la situazione corrispondente al pontile turistico di Riccione, in riferimento ai dati trovati in tab-14 e alla fig.70, è possibile constatare che l'impalcato, essendo posto ad una quota di 4 m s.l.m., non è esposto direttamente all'azione ondosa.

Tab-21: Caratteristiche interazione impalcato-onda

	<i>Onda 1</i>	<i>Onda 2</i>	<i>Onda 3</i>	<i>Onda 4</i>	<i>Onda 5</i>	<i>Onda 6</i>	<i>Onda 7</i>
$c_l(m)$	4	4	4	4	4	4	4
$b_l(m)$	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5
$b_w(m)$	1	1	1	1	1	1	1
$b_h(m)$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
η_{TOT}	3,82	3,90	3,96	3,98	3,96	3,79	3,36
$c_l \cdot \eta_{TOT}(m)$	0,18	0,10	0,04	0,02	0,04	0,21	0,64

Possiamo pertanto concludere che, dato che l'elevazione massima dell'altezza dell'onda è inferiore, anche se di pochissimo, rispetto alla quota inferiore dell'impalcato fissata a 4 m s.l.m, l'onda non impatta direttamente contro gli elementi verticali e orizzontali costituenti l'impalcato; in base alle modalità costruttive dell'impalcato sarà necessario valutare se l'onda impatta contro qualche elemento orizzontale oppure no.

Nel nostro progetto, dato che i traversi che collegano le coppie di pali sono posti ad una quota di 3.4 m s.l.m, sono soggetti all'impatto delle onde. Sarà necessario pertanto, ai fini di una verifica strutturale, valutare la forza dell'onda che agisce sui traversi.

7.4.6 *Analisi forze agenti sul traverso*

Per valutare la forza dell'onda agente sul traverso ci si riferisce alla condizione più gravosa, che corrisponde all'onda di classe 4, proveniente in direzione perpendicolare alla riva; le caratteristiche della sezione del traverso e del profilo dell'onda sono indicate in tab-22 e in fig.71.

Tab-22: Caratteristiche interazione traverso-onda

$c_l(m)$	2,3
$b_l(m)$	0,8
$b_w(m)$	3,8
$b_h(m)$	0,6
η_{Max}	4

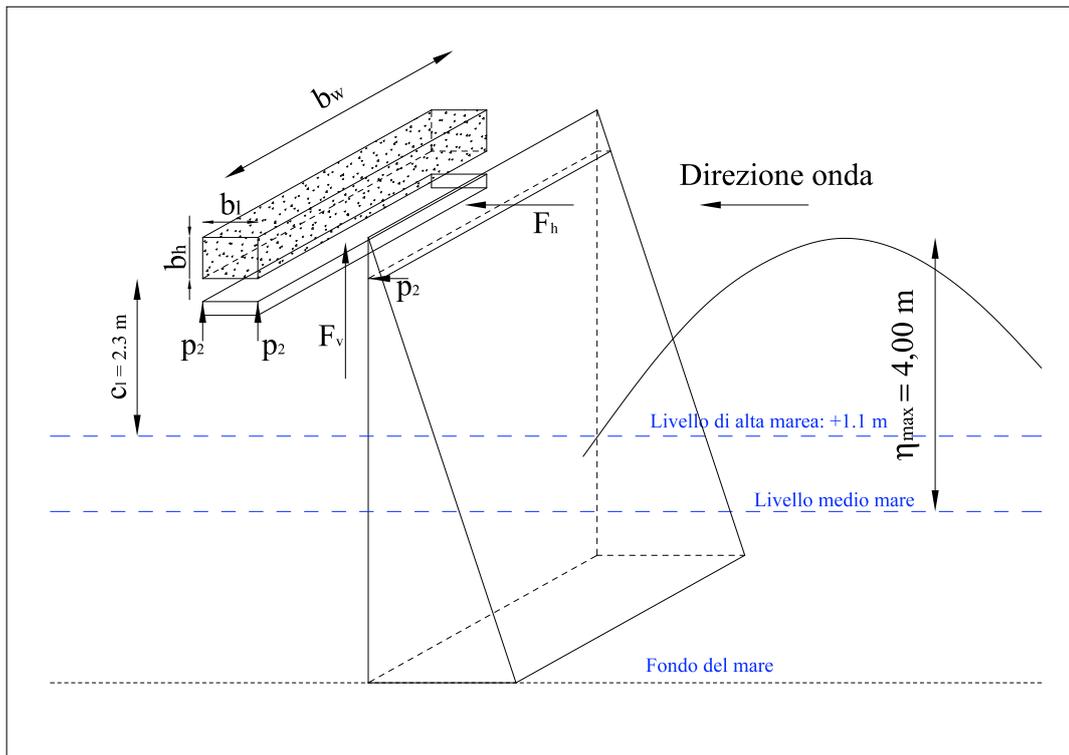


Fig. 71: Azione dell'onda sul traverso

Per stimare le forze delle onde si utilizzano le eq. (65), (66) e (67) ma prima si devono definire le (68) e (69): in riferimento alla fig.71 si nota che la distribuzione delle pressioni è triangolare, pertanto si ricade nel caso di utilizzo della (65) e della (67) che vanno ricavate previa valutazione di p_2 .

Pertanto, per calcolare p_2 si sostituisce nella (69) le grandezze presenti in tab-16 con il seguente risultato:

Tab-23: Calcolo di p_2

ρ (kg/m ³)	1025
g (m/s ²)	9,81
c_l (m)	2,3
η_{Max}	4
p_2 (N/m²)	17094

A questo punto è dunque possibile ricavare l'entità di F^*v e F^*h inserendo i valori ricavati in tab-22 e in tab-23 all'interno della (65) e della (66).

I valori trovati vengono mostrati nella tabella seguente.

Tab-24: Valori di F^*_v e F^*_h

p_2 (N/m ²)	η_{Max}	c_l (m)	b_w (m)	b_l (m)
17094	4	2,3	3,8	0,8
Calcolo forze				
	(N)	(KN)		
F^*_v	51966	52		
F^*_h	55213	55		

Dato che queste forze rappresentano le componenti della forza verticale e orizzontale di base, ci si deve riferire alle forze quasi statiche (già evidenziate in fig.68) mediante l'utilizzo delle seguenti espressioni:

$$\frac{F_{vqs}}{F^*_v} = \frac{a}{\left[\frac{(\eta_{max} - c_l)}{H} \right]^b} \quad (70)$$

$$\frac{F_{hqs}}{F^*_h} = \frac{a}{\left[\frac{(\eta_{max} - c_l)}{H} \right]^b} \quad (71)$$

dove H rappresenta l'altezza massima dell'onda in corrispondenza della nostra struttura (nel nostro caso è pari ad H_b) e a e b dei coefficienti forniti da *Allsop e Cuomo, 2004*, e mostrati nelle seguenti tabelle:

Tab-25: Coefficienti per la previsione delle forze usando la (70)

Wave load and configuration	a	b
Upward vertical forces (seaward beam and deck)	0.82	0.61
Upward vertical forces (internal beam only)	0.84	0.66
Upward vertical forces (internal deck, 2-D e 3-D effects)	0.71	0.71
Downward vertical forces (seaward beam and deck)	-0.54	0.91
Downward vertical forces (internal beam only)	-0.35	1.12
Downward vertical forces (internal deck, 2-D effects)	-0.12	0.85
Downward vertical forces (internal deck, 3-D effects)	-0.80	0.34

Tab-26: Coefficienti per la previsione delle forze usando la (71)

<i>Wave load and configuration</i>	<i>a</i>	<i>b</i>
Shoreward horizontal forces (seaward beam)	0.45	1.56
Shoreward horizontal forces (internal beam)	0.72	2.30
Seaward horizontal forces (seaward beam)	-0.20	1.09
Seaward horizontal forces (internal beam)	-0.14	2.82

Pertanto sostituendo nella (70) e nella (71) i valori evidenziati rispettivamente in tab-25 e in tab-26, otteniamo i valori di F_{vqs} e F_{hqs} ; di seguito vengono mostrati i risultati:

Tab-27: Valori delle forze quasi statiche

	F^* (KN)	η_{Max} (m)	c_1 (m)	a	b	Hb (m)	
F_{vqs} (KN)	52	4	2,3	0,82	0,61	2,83	58,2
F_{hqs} (KN)	55	4	2,3	0,45	1,56	2,83	54,8

I valori forniti dalla tab-27 sono relativi alle forze quasi statiche, pertanto, per considerare anche l'azione dell'impatto (F_{max}), analizzando la fig.68, si può trovare che

$$F_{max} \cong 3 \cdot F_{qs} \quad (72)$$

pertanto si giunge ai seguenti valori:

Tab-28: Valori delle massime forze verticali e orizzontali agenti sul traverso

	F_{qs} (KN)	
Fv_{max} (KN)	58,2	174,6
Fh_{max} (KN)	54,8	164,4

7.5 STIMA DELL'EROSIONE LOCALE AI PALI

L'obiettivo di questo paragrafo è di fornire una stima dell'effetto dell'erosione locale intorno ai pali del pontile valutando per quali condizioni e sollecitazioni essa è dovuta. Ovviamente, in questo caso, l'erosione è causata da un'azione combinata di onde e correnti.

7.5.1 Modello d'erosione

Dove il diametro del palo è minore del 20 % del valore massimo locale della lunghezza d'onda della superficie del mare ($D/L < 0.2$) gli effetti della diffrazione dell'onda sono minimi (come nel nostro caso). Il modello d'erosione si svolge innanzitutto con lo sviluppo di una buca d'erosione in entrambi i lati del palo, a 90° dalla mezzeria del cilindro (*Sumer et al, 1992; Abou-Seida, 1963*).

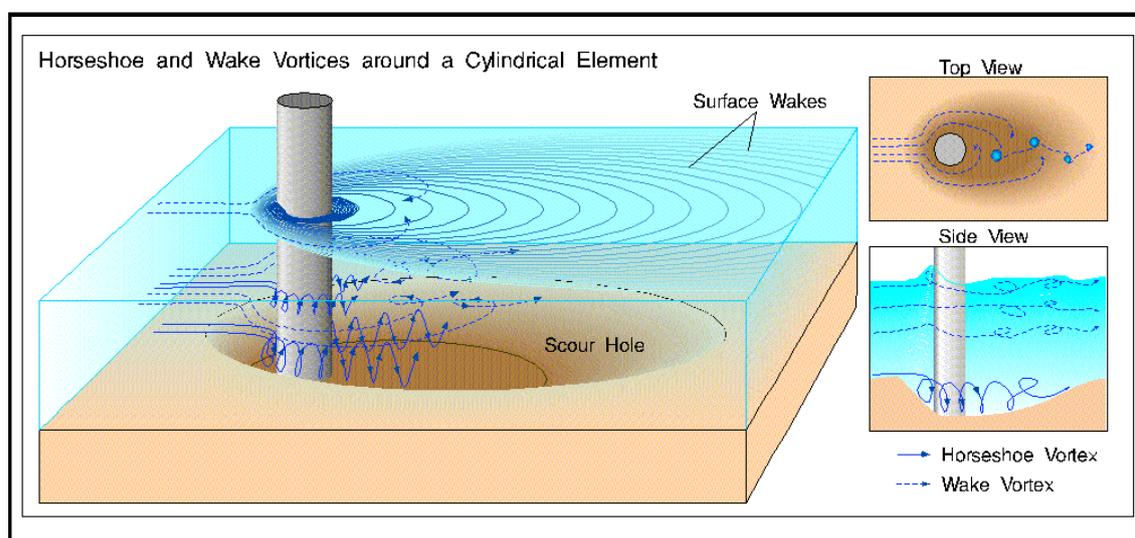


Fig. 72: Esempio di erosione locale attorno ad un palo

7.5.2 Parametri caratterizzanti la profondità d'erosione

La profondità d'erosione nel caso di moto ondoso oscillatorio fu esaminata da diversi autori ma gli studi più semplici e comprensibili furono effettuati da *Sumer et al.*, (1992) che hanno correlato l'equilibrio della profondità d'erosione con il parametro di Shield e il numero di Keulegan-Carpenter (KC).

Il primo è usato per identificare il manifestarsi del movimento dei sedimenti e si esprime nel seguente modo:

$$\theta = \frac{\tau_0}{g(\rho_s - \rho)d} \quad (73)$$

dove τ_0 rappresenta lo sforzo di taglio dimensionale, g l'accelerazione di gravità, ρ_s la densità dei sedimenti, ρ la densità dell'acqua e d il diametro dei grani di sedimenti. Il secondo invece relaziona l'intensità del moto orbitale delle onde con le dimensioni della struttura considerata ed è espresso dalla seguente formula:

$$KC = \frac{U_w T_w}{D} \quad (74)$$

dove U_w è l'ampiezza della velocità orbitale dell'onda rilevata sul fondo del mare (m/s), T_w è il periodo dell'onda (s) e D il diametro del palo.

Detto questo bisogna valutare qual è il rapporto tra la profondità d'erosione e KC , che indica quanto l'onda influisce sulla profondità di erosione:

- a. se $KC < 6$ l'effetto dell'onda sull'erosione al palo è trascurabile;
- b. se $6 < KC < 100 \Rightarrow S_e / D = 1.3\{1 - \exp[-0.03(KC - 6)]\}$ (75)
- c. se $KC > 100$ l'entità dell'erosione è pari al valore nel caso di moto unidirezionale uniforme, ed è pari a $1.3D$

La figura sotto riportata mostra appunto l'andamento della relazione tra la profondità relativa dello scavo e il numero di Keulegan-Carpenter, come sperimentalmente provato (McConnel et al., 2004).

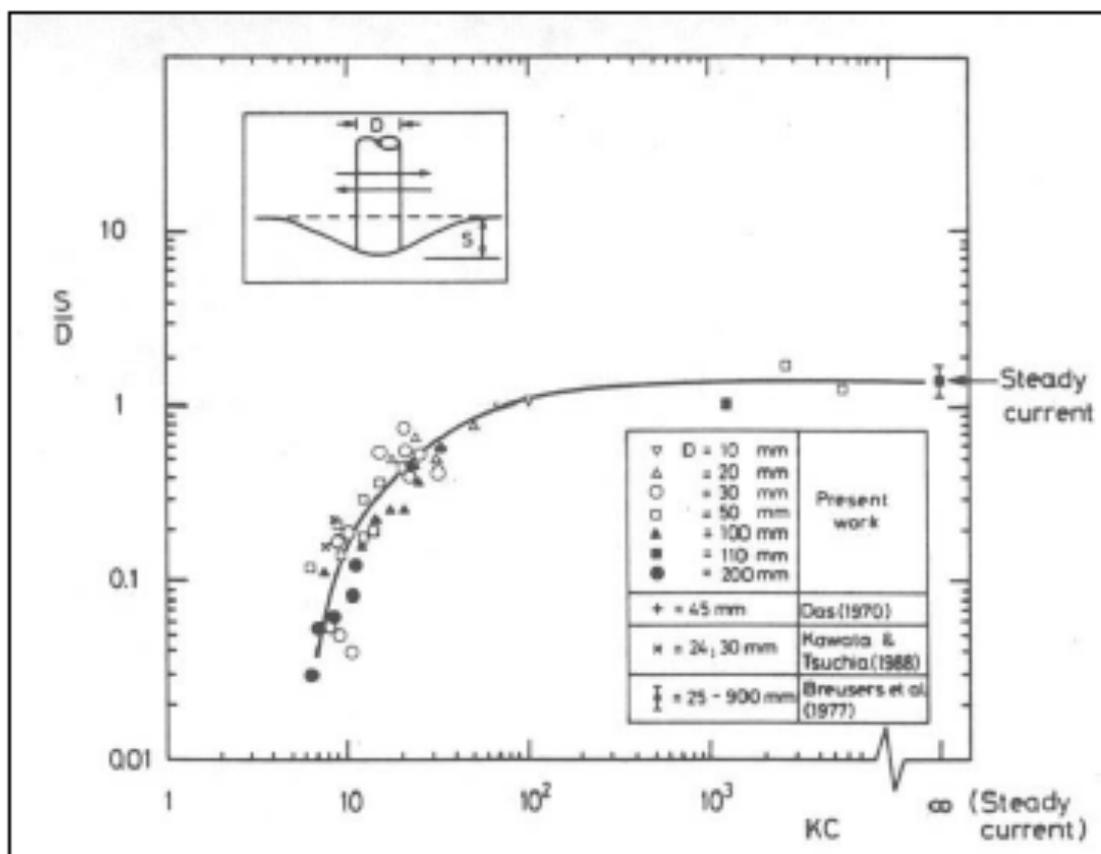


Fig. 73: Relazione tra profondità d'erosione e numero di Keulegan-Carpenter (Sumer et al., 1992)

7.5.3 Calcolo profondità d'erosione di pali del pontile di Riccione

La prima operazione che si deve fare per il calcolo della profondità di erosione consiste nel determinare il valore del parametro di Keulegan-Carpenter (KC) e per far questo si calcola preventivamente il valore della velocità orbitale dell'onda rilevata in corrispondenza del fondale.

Si utilizza una formula fornita dalla guida HR Wallingford (McConnel et al., 2004)

$$U_w = \frac{\pi H_s}{\left[T_p \sinh\left(2\pi h / L_p\right) \right]} \quad (76)$$

dove

$$T_p = T_s \cdot 1.1 \quad (77)$$

Si ottiene pertanto:

Tab-29: Valori della velocità orbitale al fondo

	<i>Onda 1</i>	<i>Onda 2</i>	<i>Onda 3</i>	<i>Onda 4</i>	<i>Onda 5</i>	<i>Onda 6</i>	<i>Onda 7</i>
<i>H_s (m)</i>	7,1	7,1	7,1	7,1	7,1	7,1	7,1
<i>T_s (s)</i>	10	10	10	10	10	10	10
<i>T_p (s)</i>	11	11	11	11	11	11	11
<i>L_p (m)</i>	60	60	60	60	60	60	60
<i>h (m)</i>	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6
<i>U_w (m/s)</i>	5,25						

A questo punto, sostituendo i valori ottenuti nella tab-29 all'interno della (74) si trova:

Tab-30: Valori del numero di KC

	<i>Onda 1</i>	<i>Onda 2</i>	<i>Onda 3</i>	<i>Onda 4</i>	<i>Onda 5</i>	<i>Onda 6</i>	<i>Onda 7</i>
<i>U_w (m/s)</i>	5,25	5,25	5,25	5,25	5,25	5,25	5,25
<i>T_w (s)</i>	10	10	10	10	10	10	10
<i>D (m)</i>	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61
<i>KC</i>	86						

Si nota dunque che i valori di KC non dipendono dalla direzione dell'onda ma esclusivamente dai parametri caratterizzanti l'onda, quali periodo e velocità orbitale delle sue particelle al fondo.

Confrontando pertanto i valori trovati con i valori guida definiti nell'eq. (75) si vede che si ricade nel caso b., ovvero nel caso in cui $6 < KC < 100$.

Entrando nel diagramma con opportuni valori si ottiene un valore di profondità massima compreso tra 0.6 e 1 m, per un'estensione massima pari a 2 volte il diametro del palo. Se volessimo valutare nel dettaglio il valore della profondità d'erosione possiamo sostituire i valori ricavati in tab-30 all'interno della (75):

$$S_e = 1.3 \{1 - \exp[-0.03(86 - 6)]\} \cdot 0.61 = 0.72 \text{ m} \quad (78)$$

7.5.4 *Discussione risultati*

In caso di file di pali distribuiti lungo il pontile (come nel caso in esame) gli effetti dell'erosione possono diventare importanti, in quanto la distanza relativa tra essi può incrementare lo scavo. In questo caso, essendo la distanza relativa molto grande rispetto al diametro del palo, l'entità dell'erosione massima è stimata essere invariata per i diversi pali.

La valutazione sopra indicata è dovuta ai vortici a staffa che caratterizzano il moto a forti valori di KC (moto quasi permanente) ed ha carattere locale (limitata entro la distanza di 1.2 m dal palo). A questa deve essere aggiunta l'eventuale erosione generalizzata indotta dalla sospensione delle sabbie nella zona di turbolenza dei pali i cui effetti sono valutati unitamente a quelli sulla morfologia della spiaggia.

Segni convenzionali	Descrizione segni convenzionali
	Capisaldi sezioni batimetriche
	Battigia 24-03-2010
	Battigia 08-01.2010
	Variazione battigia (Marzo 2010 - Gennaio 2010)
	EROSIONI
	DEPOSITI
	INVARIATO
0.08 m	DEPOSITO SPESSORE IN CM.
-0.08 m	EROSIONE SPESSORE IN CM.
0.3 mq	SUPERFICIE DI DEPOSITO
-1.6 mq	SUPERFICIE DI EROSIONE

Fig. 74: Legenda relativa alla fig. 75

L'indagine di campo condotta da Soiltesting Mare (Dott. Geologo Faina) conferma queste indicazioni. Essa riporta: "Non ci sono effetti erosivi provocati dai pali in prova e l'unico piccolo inconveniente è che a ridosso per qualche metro e a Nord-Ovest dei pali stessi si formano delle piccole buche di circa 50 cm di profondità che con la fine delle mareggiate e con il mare calmo si riempiono di fango". Tenuto conto che questi rilievi colgono l'erosione residua in periodi di tempo buono, l'accordo è sorprendentemente buono (vedi fig.75).

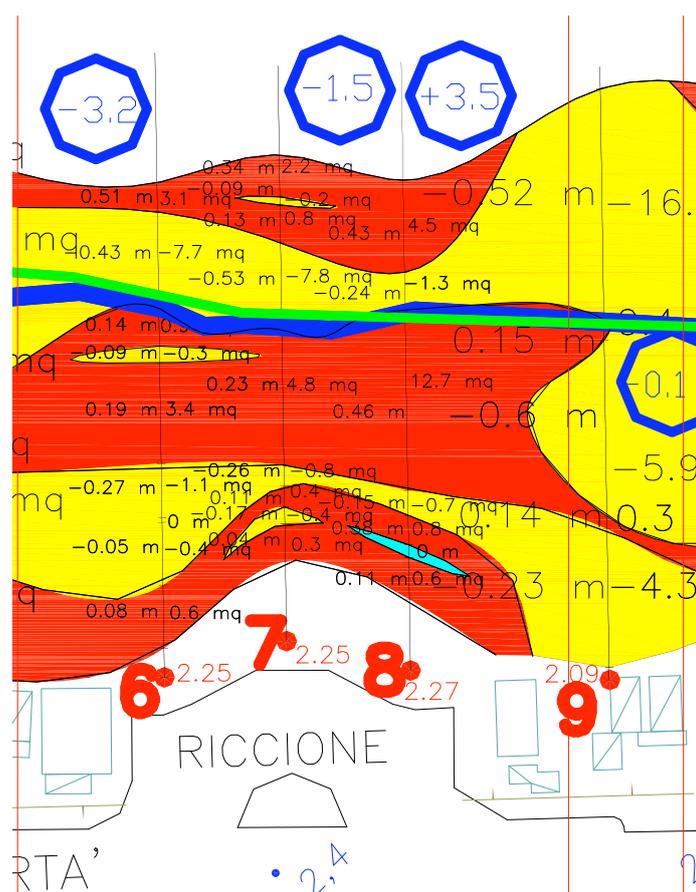


Fig. 75: Andamento erosioni e rilievi batimetrici dopo aver installato 5 pali

Nonostante quest'indagine mirata non sono mancate le polemiche da parte dei bagnini e dei proprietari degli stabilimenti balneare in quanto, a loro avviso, la realizzazione del pontile provocherebbe un danneggiamento della spiaggia con ripercussioni economiche sulla fruizione degli stabilimenti stessi. Inoltre, sono contrari all'impatto visivo che il pontile creerebbe, in quanto limiterebbe la visione complessiva del lungomare.

8 SCELTE PROGETTUALI

8.1 GENERALITÀ

L'esame della casistica e la modellazione numerica effettuata dal prof. Lamberti dell'Università di Bologna, rassicurano sul fatto che la realizzazione dell'opera non svilupperà effetti negativi sulle spiagge adiacenti.

L'analisi condotta dal prof. Lamberti esclude, in sintesi, l'eventualità di fenomeni erosivi connessi alla realizzazione dell'opera: "Osservando le simulazioni delle onde, delle correnti e del trasporto solido, si evidenzia come la presenza dei pali non influenza in modo chiaramente visibile né l'intensità né la direzione delle onde e delle correnti nel litorale". (...) "L'esame della casistica e la modellazione numerica rassicura sul fatto che l'opera non avrà effetti negativi sulle spiagge adiacenti". I soli fenomeni erosivi di cui, secondo lo studio, occorrerà tenere conto, sono quelli alla base dei pali, dove potrebbe verificarsi un approfondimento di circa 50 centimetri. Una maggiore profondità, dai tre ai cinque metri, potrà verificarsi sotto la piattaforma, dove la concentrazione di pali sarà più elevata. Il tecnico incaricato suggerisce quindi "la protezione del fondale per un'estensione radiale di circa 6 metri per i pali periferici e di circa 3 metri per gli altri pali". (...) "In assenza di protezione del fondale l'erosione massima è stimata a circa 5 metri per i pali periferici e in 2-3 metri per gli altri pali." (<http://www.romagnanoi.it/News/Romagna/Riccione/>).

In questo studio ovviamente, essendo un'analisi preliminare delle modalità costruttive dell'opera e della valutazione dell'azione ondosa, non si puntualizzerà il discorso dell'erosione e delle modalità di verifica della stessa, ma in relazione con quanto espresso dalla modellazione numerica effettuata da parte dell', si procede con le verifiche di resistenza e stabilità dell'opera.



Fig. 76: Vista aerea della futura configurazione del pontile di Riccione (fotomontaggio)

A questo punto si può passare dunque a descrivere la parte relativa le scelte progettuali e i motivi che hanno condotto ad esse, evidenziando le caratteristiche costruttive dell'impalcato descrivendone i particolari costruttivi e gli elementi che lo caratterizzano, il tipo di pali scelti per sostenere l'impalcato, la disposizione e la peculiarità della piattaforma adibita ad uso commerciale e infine analizzando diverse proposte per l'accosto di piccole imbarcazioni.

Il pontile marino di Riccione rappresenta un'opera pubblica in Project Financing ai sensi dell'art. 153 D.Lgs. 163/06; per finanzia di progetto (il cosiddetto Project Financing) si intende una forma di finanziamento tramite la quale le pubbliche amministrazioni possono ricorrere a capitali privati per la realizzazione di progetti e infrastrutture ad uso della collettività. In altre parole le spese per la realizzazione di un'opera pubblica possono essere sostenute totalmente – nel caso di project financing puro – o parzialmente da privati.

Il project financing, mutuato nel nostro ordinamento giuridico dal sistema anglosassone, avviene con regolare gara d'appalto (legge n. 415 del 18/11/1998, emanata a parziale riforma della legge quadro in materia di lavori pubblici: n.109/1994, più nota come legge Merloni).

I vantaggi di questa collaborazione tra pubblico e privato sono reciproci. Le pubbliche amministrazioni possono portare a compimento interventi importanti e spesso necessari, altrimenti non consentiti dalle disponibilità di bilancio. L'investitore privato ottiene, invece, la concessione per lo sfruttamento economico dell'opera realizzata.

La realizzazione di un'opera può avvenire solo dopo una stima compiuta da istituti di credito che prenda in esame la reale capacità del progetto di essere remunerativo. Sono oggetto di valutazione principalmente i costi di realizzazione e il futuro bacino di utenza dell'opera. Oltre alla sua utilità l'opera, una volta portata a termine, deve garantire un'effettiva redditività.

In riferimento a quanto espresso sopra, si riportano alcune immagini, rese disponibili dal comune di Riccione, che raffigurano il modello del pontile in via preliminare e grafica (vedi figure seguenti).

8.2 *PARTICOLARI COSTRUTTIVI E DATI TECNICI*

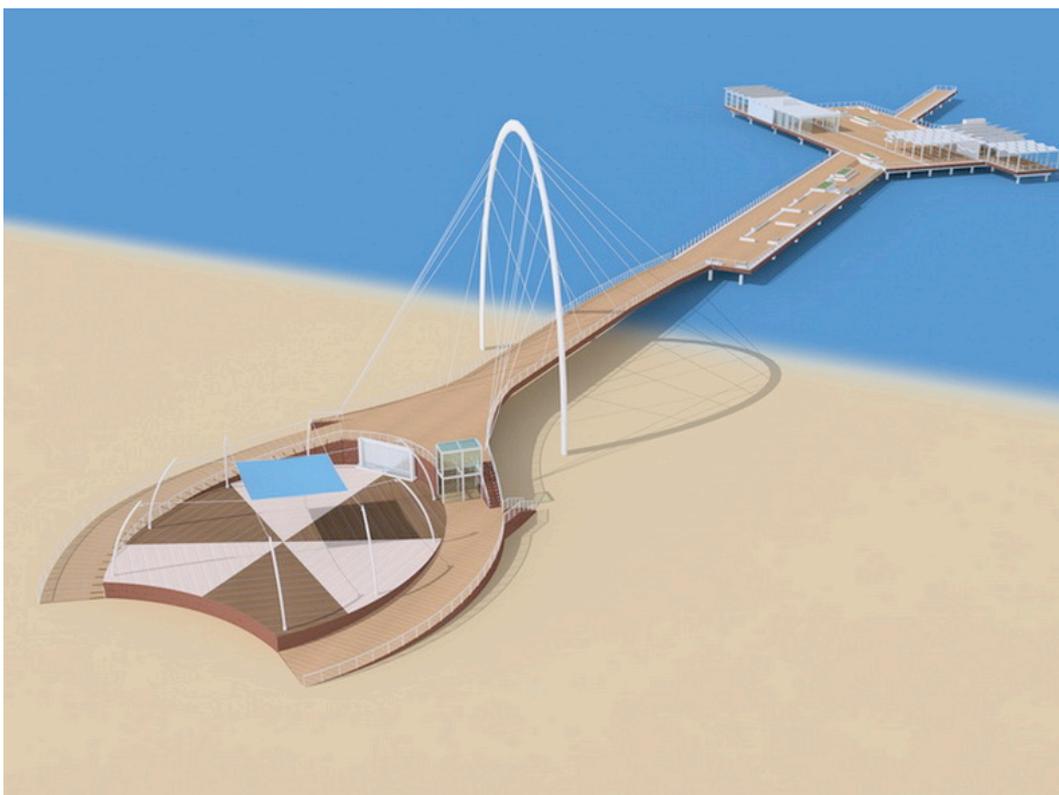


Fig. 77: Modello del progetto preliminare del pontile



Fig. 78: Modello del progetto preliminare del pontile

8.2.1 *Dati tecnici*

Si riportano di seguito alcuni dati (già evidenziati in precedenza) riguardanti le caratteristiche progettuali e i particolari costruttivi del pontile di Riccione; questi sono stati forniti dal consorzio Ravennate che rappresenta l'impresa promotrice alla realizzazione del pontile e sono stati resi disponibili sul web nel sito del comune di Riccione.

Il pontile è caratterizzato dalle seguenti grandezze:

- lunghezza struttura dalla pavimentazione di piazzale Roma alla battigia pari ad 83 m (di cui 47 costituiscono l'impalcato del pontile);
- lunghezza struttura dalla battigia alla parte finale pari a 191.5 m;
- dimensioni palco piazza: 27 m * 25 m * 1.50 m;
- dimensioni piazza pontile: 61.20 m * 30 m, (circa 2000 m², di cui 400 adibiti a commerciale);
- arco strallato di forma parabolica:
 - a. h (altezza) = 30 m;
 - b. b (base) = 31 m;
 - c. diametro sezione tubolare = 80 cm; sp = 30 mm;
 - d. inclinazione arco rispetto alla passerella = 45°;
- stralli d'acciaio:
 - a. numero di stralli = 20;
 - b. diametro = 30 mm;
 - c. lunghezze = 14 ÷ 47 m;
- passerella pedonale sorretta dall'arco:
 - a. lunghezza = 70.50 m;
 - b. larghezza = 6.00 m;
 - c. altezza variabile tra 4.00 e 5.00 m;
 - d. sovraccarico di folla compatta = 500 kg/m²;

Proponiamo di seguito alcune immagini, rese disponibili dal sito del comune di Riccione, che raffigurano in via approssimativa e semplificativa l'opera ultimata secondo le caratteristiche progettuali del progetto preliminare redatto.



Fig. 79: Impalcato e arco in corrispondenza della battigia (fotomontaggio)



Fig. 80: Palco piazza in corrispondenza di piazzale Roma



Fig. 81: Palco piazza, arco e impalcato in corrispondenza della battigia

8.3 MODALITÀ COSTRUTTIVE

Prima di analizzare gli elementi principali che costituiscono l'opera è necessario spiegare brevemente come avviene la costruzione di pontile fisso.

Forniamo di seguito un esempio di linea guida con le operazioni per la costruzione:

1. analisi morfologia territorio (tipo di spiaggia su cui sorge l'opera, battigia, fondale e tipo di sedimenti costituenti il fondale);
2. analisi clima meteo-marino (vento, maree, onde, correnti, erosione fondale e trasporto solido);
3. analisi sollecitazioni sugli elementi costituenti la struttura (forze verticali sui pali e orizzontali e verticali sull'impalcato);
4. scelta dei pali ed infissione dei pali sul fondale (dopo avere opportunamente valutato che il palo, infisso nel fondale, non danneggi il fondale stesso e l'arenile circostante);
5. costruzione impalcato in funzione della modalità costruttiva;
6. realizzazione elementi caratteristici impalcato (servizi, balaustre, impianto illuminazione, eventuale commerciale);
7. realizzazione eventuale modalità accosto piccole imbarcazioni
8. collaudo opera terminata

8.4 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

In riferimento al testo unico sulle costruzioni “**Norme tecniche per le costruzioni**“, DM del 14 Gennaio 2008, le opere strutturali devono essere verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

8.4.1 **Vita nominale**

La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tab-20 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tab-31: Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONI		V_N (anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Il nostro pontile ricade nella categoria **2**, con un tempo di vita nominale $V_N = 50$ anni.

8.4.2 **Classi d’uso (da D.M. 14/01/08)**

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

- *Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- *Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso *III* o in Classe d’uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

- *Classe III*: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- *Classe IV*: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

8.4.3 *Periodo di riferimento per l'azione sismica*

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (79)$$

dove il coefficiente C_U è definito tramite la seguente tabella:

Tab-32: Valori del coefficiente d'uso C_U

Classe d'uso	I	II	III	IV
C_U	0.7	1	1.5	2

Pertanto, facendo le opportune valutazioni e sostituendo i valori delle grandezze all'interno della (79) otteniamo:

Tab-33: Grandezze e caratteristiche di riferimento del pontile

T_V (anni)	50
Classe d'uso	II
C_U	1
V_R (anni)	50

9 PROGETTAZIONE IMPALCATO

Le modalità di costruzione dell'impalcato così come le tipologie costruttive sono molteplici: l'impalcato può essere costruito in legno o in c.a., oppure attraverso una combinazione di c.a. con acciaio. Le scelte costruttive, fin dal passato, sono sempre state legate al concetto d'impatto ambientale ed estetismo dell'opera, strettamente legato alla capacità strutturale dell'opera (resistenza alle sollecitazioni) e seguito da un'approfondita analisi costi-benefici.

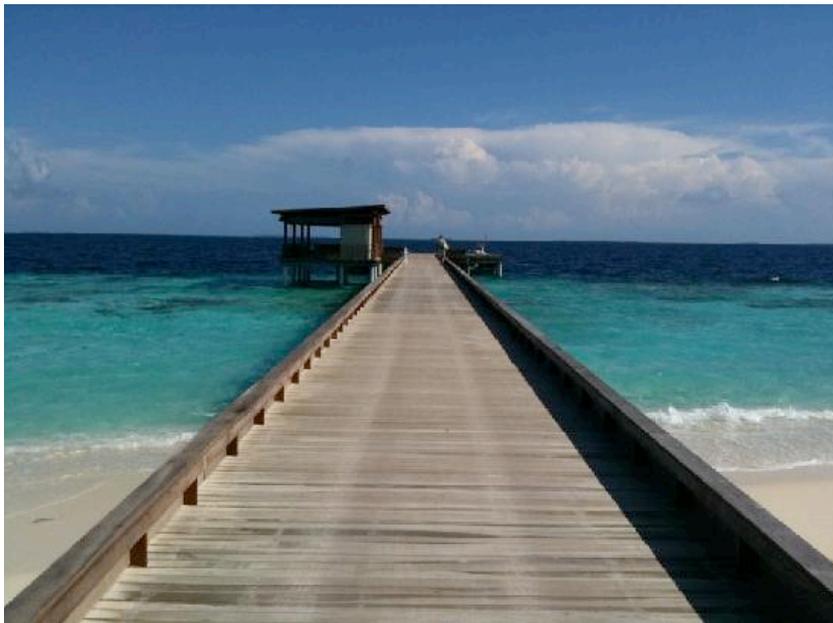


Fig. 82: Esempio di impalcato in legno di un pontile fisso (Malè, Maldive)



Fig. 83: Esempio di impalcato in c.a. (Pontile Marina di Massa, MS)



Fig. 84: Esempio di impalcato in c.a. (Scheveningen Pier, Olanda)

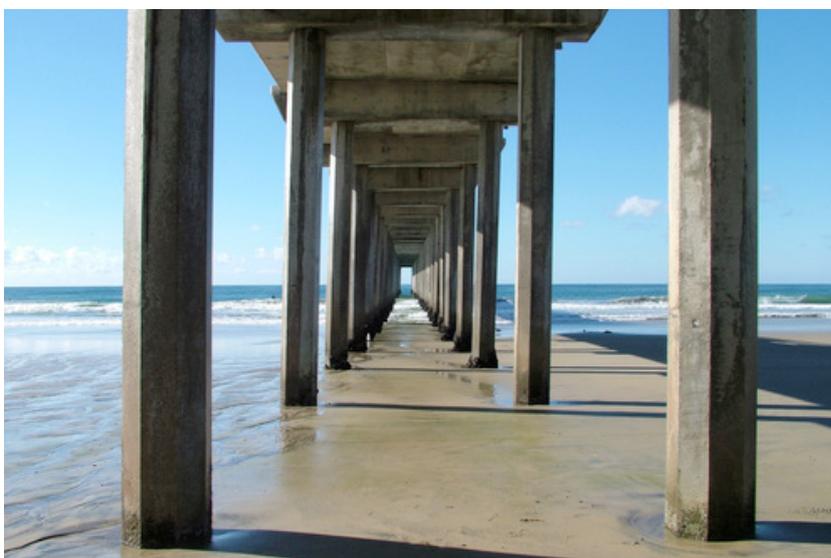


Fig. 85: Esempio di impalcato e pali in c.a (Scripp's Institute Pier, La Jolla, San Diego, CA, U.S.A.)

Con riferimento alle figure precedentemente illustrate si può evidenziare che i pontili che hanno l'impalcato con telaio in legno spesso sono utilizzati per sopportare piccoli carichi e piccole sollecitazioni, quali ad esempio il carico per folla compatta e sollecitazioni dovute agli ormeggi delle imbarcazioni. Ne sono esempi i piccoli pontili utilizzati specialmente in acque tranquille, quali bacini lacustri (molti di essi si trovano negli U.S.A) o lagune degli atolli tropicali (fig.82), costruiti con finalità prevalentemente ricreative in quanto fungono da ormeggio per imbarcazioni turistiche e consentono passeggiate fino alla barriera corallina.

Pontili in c.a invece, solitamente sono più rigidi e più pesanti e vengono preferiti quando le sollecitazioni sono elevate; vengono specialmente utilizzati per pontili costruiti in zone caratterizzate da forti mareggiate e quando le funzionalità dello stesso sono prettamente commerciali, ovvero esso è progettato per il carico/scarico merci da grandi navi e deve tenere conto anche delle sollecitazioni trasmesse alla struttura dall'accosto delle navi commerciali.

Dopo aver introdotto le tipologie principali d'impalcato e valutato le sollecitazioni agenti su esso (l'onda non impatta, pertanto si trascura l'azione), si mostrano le caratteristiche costruttive dell'impalcato ipotizzato per il pontile di Riccione, analizzando diverse sezioni e descrivendo i carichi ad esso applicati ed i particolari costruttivi.

9.1 AZIONI SULL'IMPALCATO

9.1.1 Schematizzazione pontile

Per valutare quali siano i carichi che gravano sulla sovrastruttura è necessario evidenziare le caratteristiche costruttive della sovrastruttura e in che modo l'impalcato da noi pensato potrebbe essere costruito. Dato che la parte d'interesse di questa tesi verte sull'analisi della struttura esposta all'azione delle onde e dato che per questa parte i progettisti non hanno ancora fornito una proposta strutturale, ci limitiamo a fornire una soluzione costruttiva dell'impalcato verificandone la stabilità strutturale e la resistenza alle sollecitazioni.

In fig.86 mostriamo la sezione trasversale dell'impalcato ipotizzato nel nostro lavoro (per i dettagli vedere allegato 4).

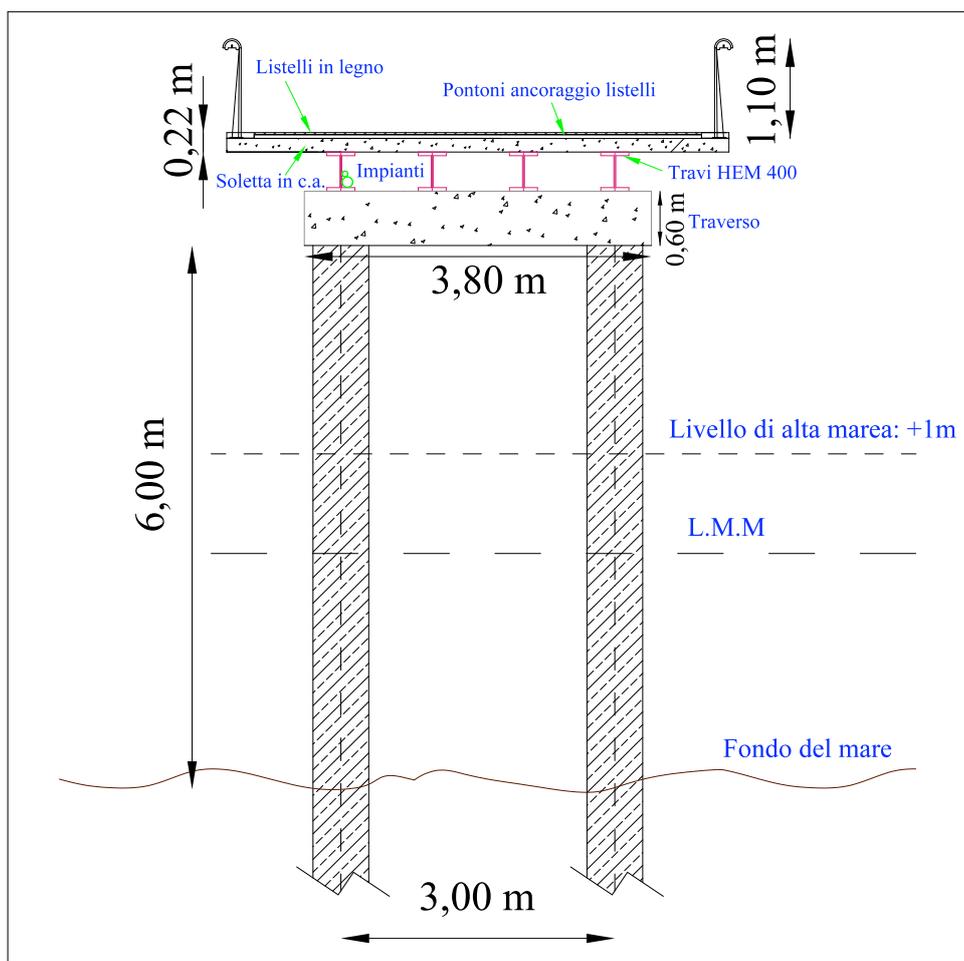


Fig. 86: Schema strutturale impalcato (sezione trasversale)-cambiarla

9.1.2 Schema statico di calcolo del pontile

Per poter effettuare un'analisi dettagliata dei carichi agenti sul pontile è necessario stabilire quale tipo di struttura si va ad analizzare e per far questo bisogna sapere in che modo gli elementi strutturali siano connessi tra loro. In riferimento alla fig.86 si distinguono i 4 elementi strutturali principali:

- soletta in c.a. su cui poggiano i pontoni per l'allestimento dei listelli di legno, i listelli stessi, e gli elementi caratterizzanti il corredo (lampioni, balaustra e panchine);
- 4 travi d'acciaio HEM 400, di luce pari a 10 m, poste ad interasse di 1 m l'una dall'altra "appoggiate" sui traversi in c.a.;
- traverso in c.a. in corrispondenza di ogni coppia di pali, di luce pari a 3.8 m e sezione trasversale di 0.8 m * 0.6 m (b * h) e situato ad un'altezza di 4 m s.l.m del mare, in modo da limitare al massimo l'impatto dell'onda su esso;
- pali di fondazione di tipo trivellati con $d = 0.61$ m, infissi 22 m nel fondale.

Pertanto, ai fini dei calcoli statici e dell'analisi delle sollecitazioni agenti, verificheremo prima la soletta, e poi le travi metalliche; utilizzeremo poi le sollecitazioni derivanti dai primi due elementi strutturali per studiare la struttura traverso-pali di fondazione in modo da fornire alcune considerazioni riguardo gli spostamenti ammissibili della stessa e le sollecitazioni a cui essa deve resistere.

9.2 ANALISI DEI CARICHI

Nel presente paragrafo vengono definiti i carichi, nominali e/o caratteristici, agenti sul pontile di Riccione ed utili per una caratterizzazione delle azioni gravanti sullo stesso, in riferimento al *D.M. 14/01/08*. Le azioni permanenti da inserire nelle combinazioni sono determinate a partire dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali di cui è composta la costruzione sia nelle parti strutturali sia in quelle non strutturali.

I carichi sono in genere da considerare come applicati staticamente, salvo casi particolari in cui gli effetti dinamici devono essere debitamente valutati. Oltre che nella situazione definitiva d'uso, si devono considerare le azioni agenti in tutte le fasi esecutive della costruzione.

In fase di progetto, la robustezza dell'opera deve essere verificata imponendo azioni nominali convenzionali, in aggiunta alle altre azioni esplicite (non sismiche e da vento), applicate secondo due direzioni orizzontali ortogonali e consistenti in una frazione dei carichi pari all'1%, al fine di verificare il comportamento complessivo.

I carichi si possono così suddividere:

- **pesi propri dei materiali strutturali (G1);**
- **carichi permanenti non strutturali (G2):** sono i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.
- **carichi variabili (Q):** comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera e si suddividono in carichi verticali uniformemente distribuiti q_k (kN/m^2), carichi verticali concentrati Q_k (kN) e carichi orizzontali lineari H_k (kN/m) i cui valori nominali sono riportati in Tab.3.1.II del D.M. 14/01/08; azioni variabili esterne (neve e vento)
- **carichi eccezionali (A):** azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura (incendi, urti, esplosioni);
- **azione sismica (E):** azione derivante dai terremoti.

9.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU): $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili: $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine: $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E: $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d : $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2} , Q_{k3} , azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante.

Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} , i cui valori sono forniti in tab-28 per edifici civili e industriali correnti.

Tab-34: Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione Variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria C: Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (quota < 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati in tab-29.

Tab-35: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

Carichi	Coefficiente parziale	Valore
Permanenti strutturali	γ_{G1}	1.35
Permanenti non strutturali	γ_{G2}	1.50
Variabili	γ_{Qi}	1.50

Ora si passa all'analisi delle sollecitazioni valutando i carichi agenti sui diversi elementi strutturali costituenti la sovrastruttura.

9.4 DIMENSIONAMENTO SOLETTA

9.4.1 Carichi permanenti strutturali (G1)

Per quanto riguarda i carichi permanenti strutturali (G1) si deve considerare il peso della soletta in c.a. e riferendosi alla tab. 3.1.I della N.T.C (D.M. 14/01/08) si nota che il peso del cls vale 25 KN/m^3 ; ovviamente, per il dimensionamento della soletta calcoliamo una striscia della stessa di lunghezza pari ad 1 m.

La sezione oggetto di studio risulta quindi essere la seguente:

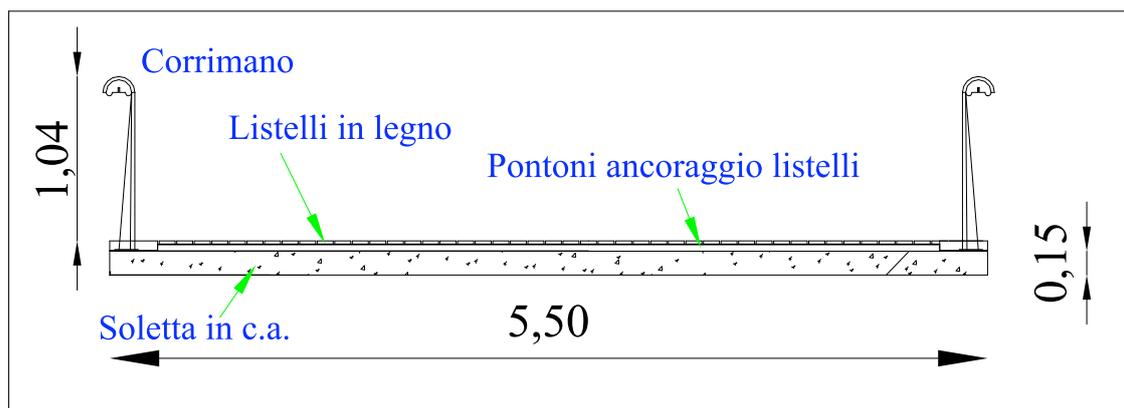


Fig. 87: Sezione trasversale soletta ed elementi non strutturali

Pertanto per il calcolo del peso della striscia di un metro di soletta si valuta la sezione di cls e si calcola il peso; inoltre si aggiunge il peso dei pontoni e dei listelli di legno.

Tab-36: Pesi carichi strutturali

Pesi strutturali (G1)	$\gamma \text{ (KN/m}^3\text{)}$	$h \text{ (m)}$	$L \text{ (m)}$	$A \text{ (m}^2\text{)}$	$G_1 \text{ (KN/m)}$
Soletta	25	0,15	1	0,15	3,75
TOT					3,75

9.4.2 Carichi permanenti non strutturali (G2)

I carichi permanenti non strutturali, indicati nella normativa con G2, sono costituiti nel nostro caso dai listelli di legno che costituiscono il pavimento e dai travetti (pontoni) necessari all'ancoraggio dei listelli stessi.

Dati relativi le dimensioni dei listelli e dei pontoni sono stati presi consultando il catalogo dell'impresa SistemaWalcon specializzata in progetto di porti turistici: i listelli utilizzati nel dimensionamento sono del tipo MP61432100 con dimensioni (b*h*l) pari a 21*100*2100 (mm) mentre i pontoni vengono presi da catalogo.

Dato che si analizza un metro di soletta, in funzione alla tipologia di listelli e di pontoni, i pesi non strutturali risultano i seguenti:

Tab-37: Pesì carichi permanenti non strutturali

Pesi non strutturali (G2)	γ (KN/m ³)	h (m)	L (m)	A (m ²)	G_2 (KN/m)
Pontoni	8,3	0,06	0,1	0,006	0,15
Listelli in legno	10	0,021	1	0,021	0,21
Corredo					1
Tot					1,4

9.4.3 Carichi variabili (Q)

Per quanto riguarda i carichi variabili nel nostro caso consideriamo:

- carico variabile d'esercizio corrispondente alla categoria dell'edificio (q_k);
- il carico dovuto all'azione della neve (q_{sk});
- il carico dovuto all'azione del vento (p_b).

Carico variabile d'esercizio

Per valutare il carico d'esercizio si fa riferimento alla tab. 3.1.II del D.M. 14/01/08 dalla quale estrapoliamo le seguenti informazioni:

Tab-38: Categoria d'uso del nostro pontile (da Normativa)

Cat.	Ambienti	q_k (KN/m ²)	Q_k (KN)	H_k (KN/m)
	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
C	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00

Carico neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_T \quad (80)$$

dove q_s è il carico neve sulla copertura, μ_i è il coefficiente di forma della copertura, q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²] per un periodo di ritorno di 50 anni, C_E è il coefficiente di esposizione e C_T il coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Facendo riferimento al cap. 3.4 del D.M. 14/01/08 notiamo che il pontile viene costruito in Zona I, il cui valore del carico di neve al suolo è pari a 1.50 KN/m²; inoltre la zona dove esso sorgerà sarà esposta all'azione dei venti.

Ricavando i valori di tutte le grandezze che costituiscono la (80) si ottiene il valore del carico dovuto alla neve.

Tab-39: Valori per l'analisi del carico dovuto alla neve

$q_{sk} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	1,5
C_E	0,9
C_T	1
μ	0,8
$q_s \text{ (KN/m}^2\text{)}$	1,08

Carico dovuto all'azione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad (81)$$

dove q_b è la pressione cinetica di riferimento, c_e è il coefficiente di esposizione, c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento il cui valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento; c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

In via semplificativa si riduce la (81) nel seguente modo:

$$p_f = q_b \cdot c_e \cdot c_d \quad (82)$$

Sempre in riferimento al D.M. 14/01/08 (cap.3.3) forniamo una stima dei coefficienti caratterizzanti la (81):

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (83)$$

dove ρ è la densità dell'aria ed è pari a 1.25 kg/m^3 e v_b è la velocità di riferimento del vento che è pari a 25 m/s dato che la mia opera è costruita in Zona 2;

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad (84)$$

dove i k_r , z e z_0 si ricavano dalla tab. 3.3.II della normativa.

Effettuando le opportune considerazioni otteniamo il valore del carico dovuto al vento.

Tab-40: Valori per l'analisi del carico dovuto all'azione del vento

$v_{b,0}$ (m/s)	25
ρ (kg/m ³)	1,25
q_b (N/m ²)	391
q_b (N/m ²)	0,391
z (m)	4,6
z_0 (m)	0,01
c_t	1
k_r	0,17
c_e	2,33
p_f (KN/m²)	0,91

Pertanto si utilizzano i seguenti valori:

Tab-41: Valori dei carichi variabili

(Q)	q	q (KN/m ²)	L (m)	Q (KN/m)
Sovraccarico da folla	q_k	5	1	5
Neve	q_{sk}	1,08	1	1,08
Vento	p_f	0,91	1	0,9

Bisogna però specificare che il vento agisce in direzione orizzontale, perpendicolarmente alla direzione del pontile: la superficie di impalcato esposta è di spessore ridotto pari a 0.6 m , pertanto l'azione del vento è trascurabile; anche sui pali tale azione è trascurabile in quanto non ostruiscono in maniera evidente il passaggio dell'aria. Pertanto, nelle verifiche di stabilità dell'impalcato, l'azione del vento, e quindi il carico variabile da essa derivante, verrà trascurato.

9.4.4 Schematizzazione soletta

Prima di valutare la combinazione più gravosa dei carichi bisogna fornire diversi schemi del carico variabile in quanto diverse saranno le sollecitazioni a seconda di come agisce il carico; preventivamente però si può schematizzare la soletta come una trave appoggiata su 4 appoggi (le 4 HEM 400) e fare su di essa le varie combinazioni di carico.

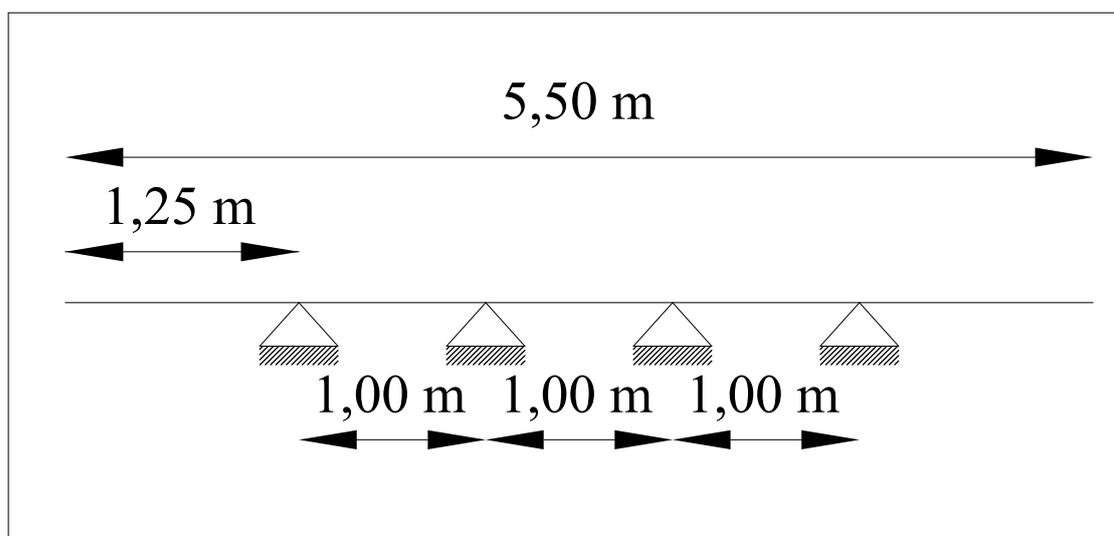


Fig. 88: Schematizzazione soletta

Per poter analizzare le sollecitazioni cui è soggetta la soletta si individua la condizione più gravosa facendo riferimento in prima approssimazione alla combinazione fondamentale generalmente impiegata per gli SLU, che si traduce nella seguente formula:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} \quad (85)$$

La formula sopra-esposta dà un'indicazione del carico totale agente già fattorizzato; pertanto, sostituendo i vari coefficienti all'interno della (85) si ottiene:

Tab-42: Valori dei carichi fattorizzati agenti sulla soletta

	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_{Q1}	γ_{Q2}	ψ_{02}
	1,35	1,5	1,5	1,5	
	G_1 (KN/m)	G_2 (KN/m)	Q_{k1} (KN/m)	Q_{k2} (KN/m)	q (KN/m)
1 COMB.	3,75	1,4	5	1,08	15,5
2 COMB.	3,75	1,4	1,08	5	14,0

Come si nota dalla tab-42, la combinazione più gravosa è quella che considera come carico variabile principale il sovraccarico dovuto ad affollamento e come carico variabile secondario l'azione della neve. Pertanto, per risolvere correttamente le varie combinazioni, dobbiamo definire, all'interno del programma di calcolo strutturale, i coefficienti parziali corrispondenti ai diversi carichi, riferiti alla contemporaneità degli effetti.

9.4.5 Schemi di calcolo per l'analisi delle sollecitazioni

Per analizzare gli sforzi cui la soletta è soggetta si analizza uno schema di calcolo che considera la sovrapposizione degli sforzi dovuti ai soli carichi permanenti con gli sforzi dovuti ai soli carichi accidentali.

Partiamo dallo schema di carico dovuto al solo carico permanente:

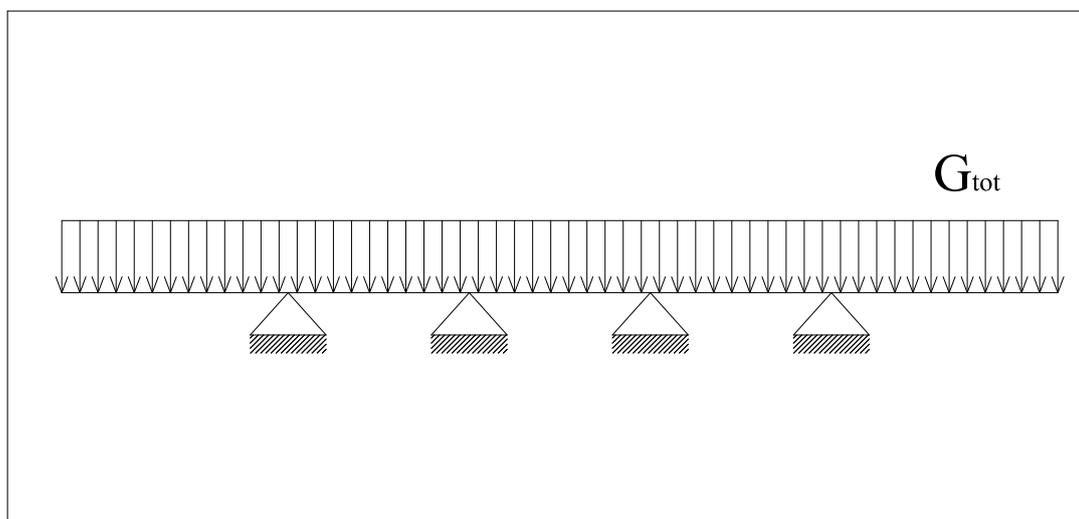


Fig. 89: Schema statico carichi permanenti

Per quanto riguarda i carichi accidentali invece si considerano 4 diverse combinazioni di carico ai fini di fornire una stima delle condizioni più gravose in corrispondenza degli appoggi (gli sforzi di T sulle HEM 400) e in campata (max M flettente agente sulle soletta).

Le 4 combinazioni sono, schematizzate in fig.90, risultano così definite:

1. Q_{tot} distribuito su due tratti per avere il massimo momento negativo sull'appoggio;
2. Q_{tot} distribuito solo sugli sbalzi per avere il max momento sullo sbalzo;
3. Q_{tot} distribuito su due tratti per avere il massimo momento positivo;
4. Q_{tot} distribuito ovunque

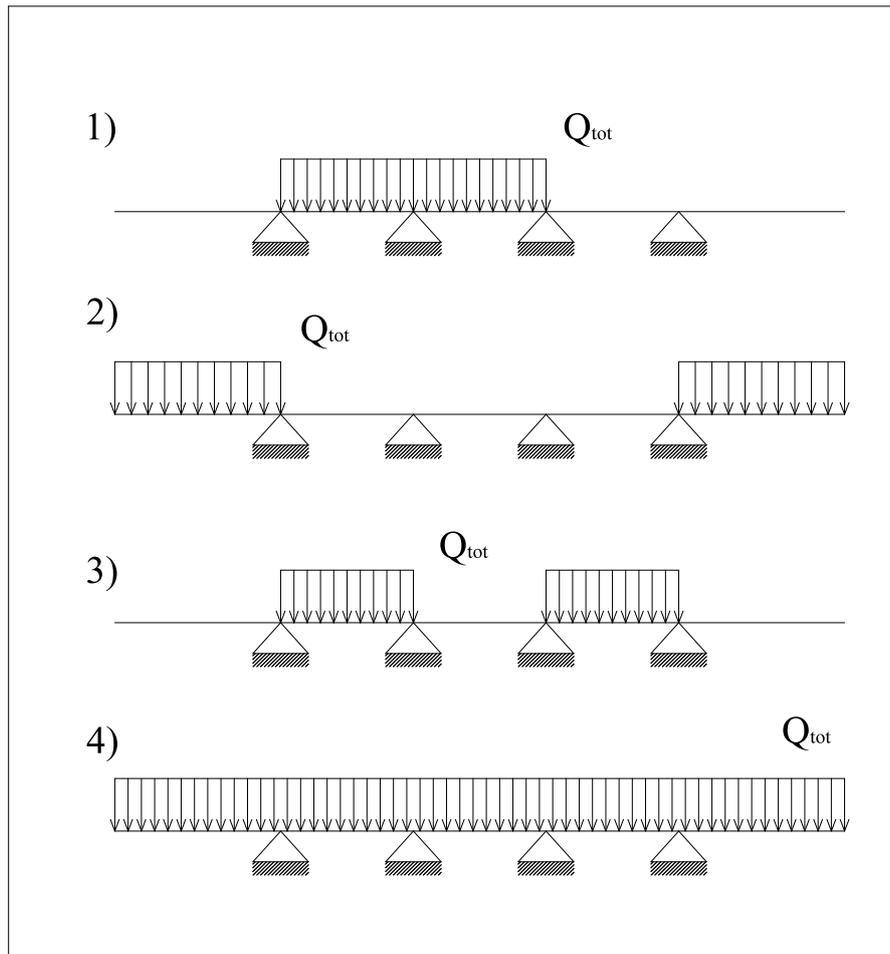


Fig.90: Combinazioni dei carichi accidentali

9.4.6 Diagrammi finali sollecitazioni sulla soletta

A questo punto, noti i valori dei singoli carichi (permanenti e accidentali) ed effettuando le giuste combinazioni, si risolve l'analisi statica della soletta mediante l'ausilio di un programma di calcolo strutturale, Strauss 7.0.

All'interno di questo programma vengono inseriti gli elementi caratterizzanti la soletta, i vincoli di appoggio costituiti dalle travi HEM 400, si attribuiscono ai vari elementi i diversi carichi e si definiscono le diverse combinazioni di carico; di seguito si fa partire l'analisi statica lineare che fornisce l'entità delle sollecitazioni di momento e taglio agenti. Da essa si riscontra che si ha la situazione più gravosa combinando ai carichi permanenti (configurazione costante) la configurazione 4 (fig.90) dei carichi accidentali: folla uniformemente distribuita su tutta la larghezza della soletta.

Riportiamo di seguito i diagrammi relativi le sollecitazioni di M e T agenti sulla soletta.

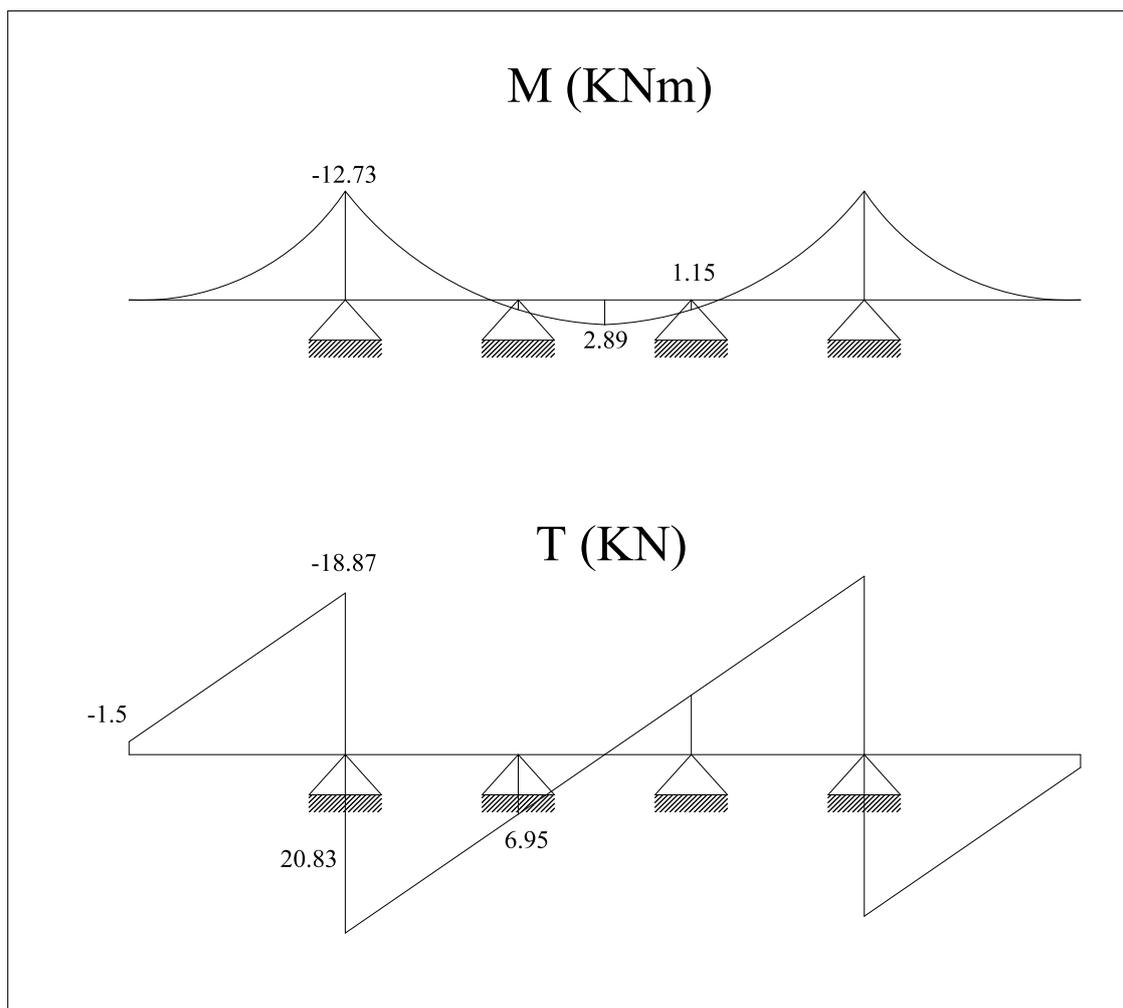


Fig. 91: Diagrammi finali delle sollecitazioni agenti sulla soletta

9.4.7 Calcolo armatura longitudinale soletta

Per calcolare l'armatura della soletta si utilizza un software di verifica della sezione reso disponibile da Gelfi: VASLU.

Per prima cosa si deve valutare il ricoprimento di cls minimo per le armature (copriferro) e per fare questo si devono valutare le condizioni ambientali che fanno da contesto all'esecuzione dell'opera.

Tab-43: Descrizione condizioni ambientali (Tabella 4.1.III delle N.T.C. 2008)

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III del *D.M. 14/01/08* (tab-37), con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

In questo studio si ricade nel caso di corrosione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare: pertanto si classificheranno le diverse classi di aggressività mediante la tabella seguente.

Tab-44: Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali secondo norma UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006

Classe esposizione	Descrizione ambiente	Esempio	a/c	Minima classe CLS
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare .	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40
XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersi in acqua.	0,45	C 35/45
XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle marea.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45

Dopo le opportune valutazioni si vede che si rientra nella classe di esposizione XS3 per la soletta e XS2 per i pali di fondazione; pertanto, per semplicità di messa in opera, si utilizzerà cls di classe C 35/45 sia per la soletta che per i pali di fondazione, considerando, per le armature, un ricoprimento di 4 cm. Per la verifica delle armature si utilizza dunque il software VCASLU: dopo aver definito le sollecitazioni agenti e il copriferro, si valutano le armature, verificando che la soluzione trovata sia accettabile.

Si decide dunque di armare la soletta con 5Φ12 sia in zona tesa che in zona compressa.

9.4.8 Calcolo armatura a taglio della soletta

Le NTC del 2008 dicono che 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:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (86)$$

dove V_{Rd} rappresenta il valore della resistenza al taglio e V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

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

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (87)$$

Nel caso in esame risulta:

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{1/2} = 1 + \left(\frac{200}{120} \right)^{1/2} = 2.29 \quad (88)$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot 2.29^{3/2} \cdot 35^{1/2} = 0.72 \quad (89)$$

$$\rho_1 = \frac{A_a}{b_w d} = \frac{565}{1000 \cdot 100} = 5.65 \cdot 10^{-3} \quad (90)$$

Sostituendo i vari valori all'interno della (87) si ottiene:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot 2.29 \frac{(100 \cdot 5.65 \cdot 10^{-3} \cdot 35)^{1/3}}{1.5} \right\} \cdot 1000 \cdot 120 \geq (0.72) \cdot 1000 \cdot 120 \quad (91)$$

da cui si ricava che $V_{Rd} = 0.74 > V_{Ed} = 0.72$.

Pertanto non si deve armare a taglio, ma ci si limita a disporre il quantitativo minimo di armatura a taglio da normativa.

Si prosegue calcolando l'area di armatura trasversale a metro di soletta nel seguente modo

$$A_{staffe} \geq 1.5 \cdot b_w = 1500 \text{ mm}^2 / m \quad (92)$$

poi si calcola il passo longitudinale limite tra ogni staffa

$$s_{\lim} = 0.8 \cdot d = 0.8 \cdot 100 = 80 \text{ mm} \quad (93)$$

Facendo un'ipotesi di progetto disponendo staffe $\Phi 8$ a due bracci con passo 60 mm si ottiene un'area d'armatura trasversale pari a:

$$A_{st} = A_{2\phi 8} \cdot \frac{1000}{s} = 100.5 \cdot \frac{1000}{60} = 1675 \text{ mm}^2 / m \quad (94)$$

da cui deriva che la (92) è rispettata.

9.4.9 Verifica a fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

Molto importante è sottolineare che la verifica a fessurazione deve essere effettuata allo stato limite di esercizio (SLE), considerando la più gravosa tra le seguenti combinazioni di carico (vedi par. 10.3):

- combinazione quasi permanente;
- combinazione frequente.

Effettuando le giuste sostituzioni e inserendo i coefficienti correttivi opportuni, si calcolano in Strauss 7.0 le sollecitazioni agenti sulla soletta: si nota che la situazione più gravosa è fornita dalla combinazione frequente, cui corrisponde un momento flettente $M = 7.35$ KNm e un $T = 11.95$ KN.

Detto questo si può procedere con la verifica a fessurazione tenendo in considerazione le condizioni ambientali e la sensibilità dell'armatura alla corrosione; poiché siamo in condizioni ambientali molto aggressive e con armatura poco sensibile deve risultare:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m \leq 0.2 \text{ mm} \quad (95)$$

dove w_d è l'apertura delle fessure e w_m è l'apertura media delle fessure, il cui valore si può calcolare mediante la seguente espressione:

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = \frac{\sigma_s}{\varepsilon_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \cdot \left[2 \left(c + \frac{s}{10} \right) + k_2 k_3 \frac{\phi}{\rho_1} \right] \quad (96)$$

come indicato nella circolare del 15 Ottobre 1996, n° 252.

Dato che la risoluzione richiede numerosi passaggi e calcoli, per una valutazione semplificata, si utilizza un foglio di calcolo excel mediante il quale, inserendo le dimensioni della soletta, il valore del momento sollecitante, la classe del cls e dell'acciaio e l'armatura longitudinale di progetto si è giunti al seguente risultato:

$$w_d = 0.12 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm} \quad (97)$$

pertanto la verifica a fessurazione è soddisfatta.

9.5 DIMENSIONAMENTO TRAVI LONGITUDINALI

9.5.1 Schematizzazione trave longitudinale

Le travi longitudinali avranno una luce di 10 m e possono essere approssimate, in via semplificativa, a travi semplicemente appoggiate sui traversi incastrati alle coppie di pali di fondazione, dato che lo sezione longitudinale del pontile è costituita nel seguente modo:

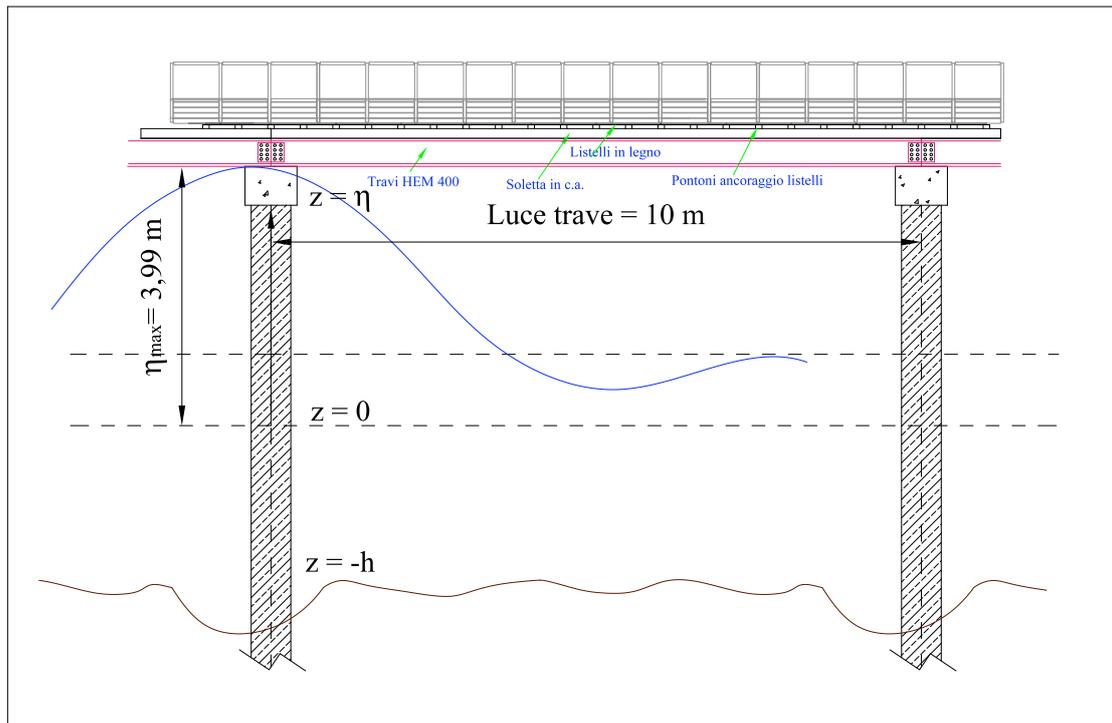


Fig. 92: Sezione longitudinale pontile nel tratto finale

Lo schema dei carichi agenti sulla trave si può pertanto approssimare con lo schema seguente:

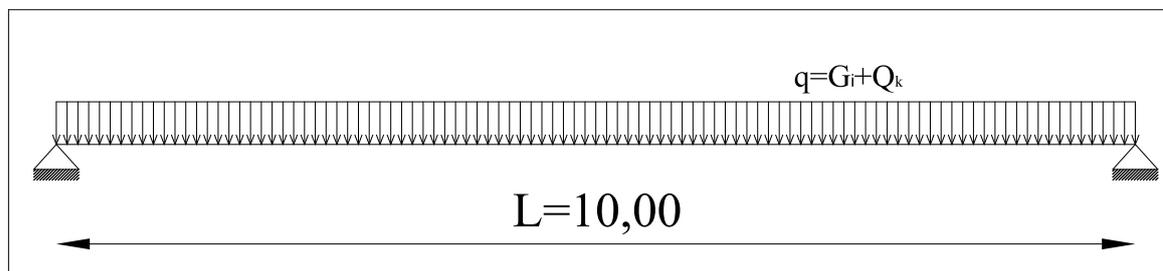


Fig. 93: Schema statico trave longitudinale

9.5.2 Scelta trave longitudinale

Ipotizziamo di utilizzare una trave HEM 400 la cui sezione corrente e le cui caratteristiche sono mostrate di seguito:

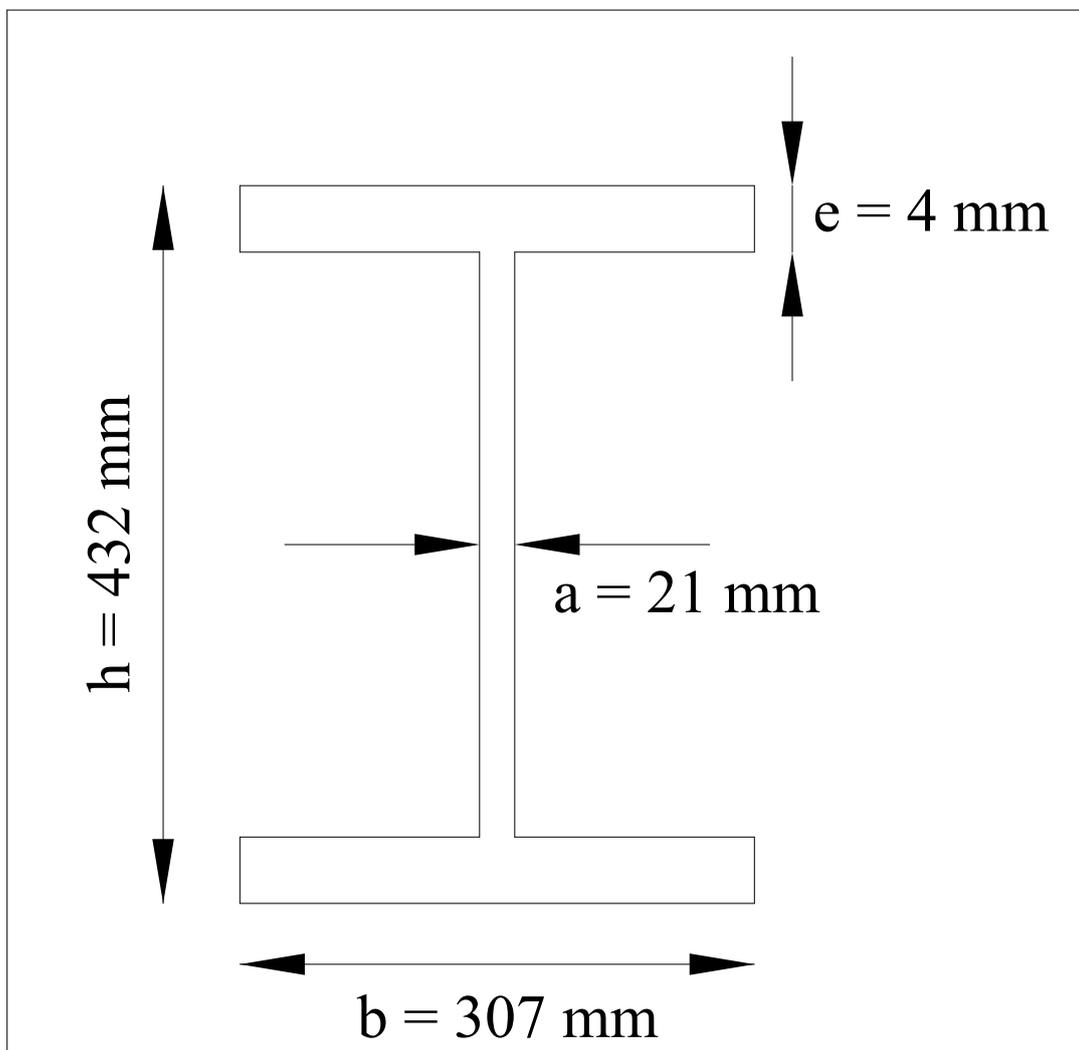


Fig. 94: Sezione corrente trave HEM 400

Tab-45: Caratteristiche sezione corrente trave HEM 400

h (mm)	432
b (mm)	307
a (mm)	21
e (mm)	40,0
A (cm ²)	326
p (kg/m)	256,0
J _x (cm ⁴)	104119,0
W _x (cm ³)	4820,0

9.5.3 Analisi sollecitazioni sulla trave

Per prima cosa si deve calcolare il valore del carico distribuito agente sulla trave e per fare questo si valuta il diagramma del taglio della soletta (vedi fig.88) e si prende il taglio massimo in corrispondenza dell'appoggio:

$$T \max_{\text{appoggio}} = 20.8 + 18.8 = 30.6 \text{ KN} \quad (98)$$

Dato che il taglio trovato nelle (98) è riferito ad un metro di soletta, si ottiene $q = 39.6$ KN/m che sarà il carico con cui effettuerò le verifiche della trave, e più precisamente le verifiche a flessione. Prima di svolgere tale verifica si deve effettuare la verifica a deformabilità, in quanto più restrittiva.

9.5.4 Verifica a deformabilità

Per svolgere tale verifica si devono analizzare diverse combinazioni di carico in quanto essa è una verifica allo stato limite di esercizio.

Da normativa, le combinazioni di carico sono 3:

- $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ (combinazione rara)
- $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$ (combinazione frequente)
- $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$ (combinazione quasi permanente)

da cui si ricava:

Tab-46: Carichi agenti sulla trave precompressa

	ψ_{02}	ψ_{11}	ψ_{21}	ψ_{22}
	0,5	0,7	0,6	0,2
	G_1 (KN/m)	G_2 (KN/m)	Q_{k1} (KN/m)	Q_{k2} (KN/m)
<i>carichi</i>	2,56	5,15	5	1,08
<i>rara</i>			13,25	kN/m
<i>frequente</i>			11,43	kN/m
<i>quasi perm.</i>			10,93	kN/m

Per procedere con la verifica a deformabilità si deve analizzare l'entità della freccia massima e verificare che rientri nei limiti della verifica; nel caso di una trave semplicemente appoggiata la freccia si calcola con la seguente equazione:

$$f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EJ} \leq 20 \text{ mm} \quad (99)$$

dove E è il modulo elastico dell'acciaio (modulo di Young), J_x il momento d'inerzia del profilato metallico, l la luce della trave e q il carico distribuito riferito alla condizione più gravosa.

Pertanto, sostituendo gli opportuni valori all'interno della (99) si ottiene:

$$f = \frac{5}{384} \frac{13.25 \cdot (10^4)^4}{210000 \cdot 104119 \cdot 10^4} = 7.89 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad (100)$$

quindi la verifica a deformabilità è soddisfatta.

9.5.5 Verifica a flessione

La verifica a flessione viene eseguita allo SLU, seguendo lo schema statico di una trave appoggio-appoggio con carico distribuito q .

In questo caso q differisce da quello utilizzato per la verifica a deformabilità; si considera il taglio massimo agente in corrispondenza di un vincolo della soletta e da fig.88 si ottiene:

$$T_{\max} = 20.8 + 18.8 = 39.6 \text{ KN} \quad (101)$$

Da T_{\max} si ricava immediatamente q in quanto T_{\max} è riferito ad 1 m di soletta, per cui $q = 39.6 \text{ KN/m}$. Si deve però aggiungere il peso della trave e si avrà:

$$q = \gamma_{G1} \cdot P_{trave} + q_{(daT_{\max})} = 1.35 \cdot 2.56 + 39.6 = 43.1 \text{ KN / m} \quad (102)$$

I diagrammi delle sollecitazioni agenti sulle travi sono mostrati in fig.95:

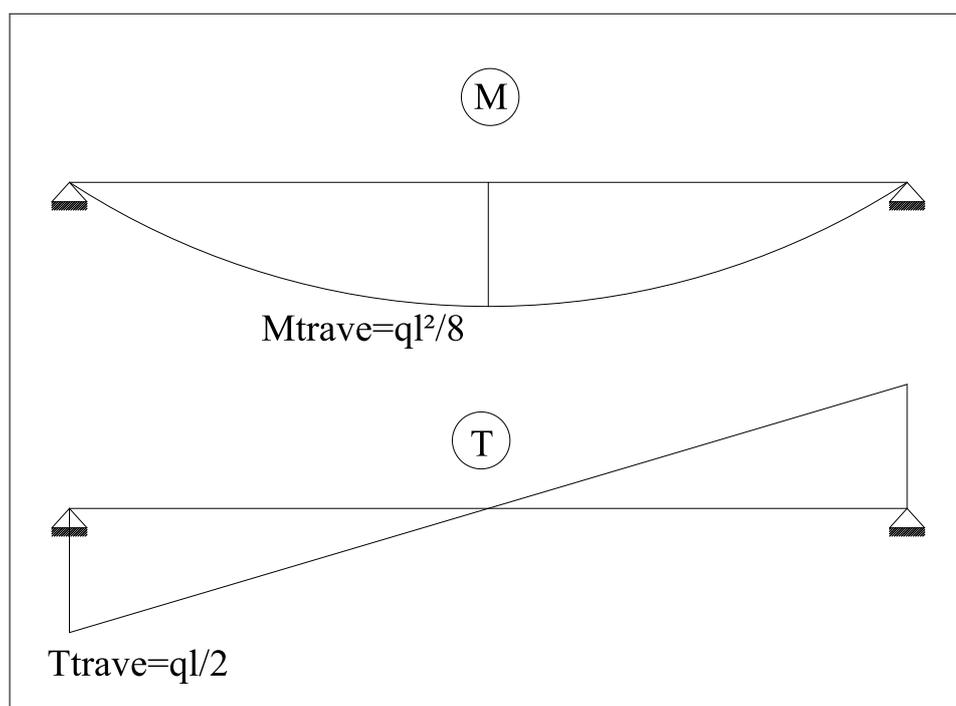


Fig. 95: Diagrammi M e T per la trave longitudinale

Le sollecitazioni assumono i seguenti valori:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{43.1 \cdot 10^2}{8} = 538.8 \text{ KNm} \quad (103)$$

$$T_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{43.1 \cdot 10}{2} = 216 \text{ KN} \quad (104)$$

Procedendo con la verifica a flessione della trave HEM 400 si utilizza da normativa la seguente relazione:

$$\sigma = \frac{M}{W_x} \leq \sigma_{amm} \quad (105)$$

da cui, sostituendo gli opportuni valori si ottiene

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{538.8 \cdot 10^6}{4820 \cdot 10^3} = 111.78 \frac{N}{mm^2} \leq 223.8 \frac{N}{mm^2} \quad (106)$$

pertanto, la verifica a flessione è soddisfatta.

9.6 DIMENSIONAMENTO DEL TRAVERSO

Per poter dimensionare il traverso si devono considerare tutte le sollecitazioni agenti su esso; prima però di definirle si evidenziano le caratteristiche costruttive dello stesso.

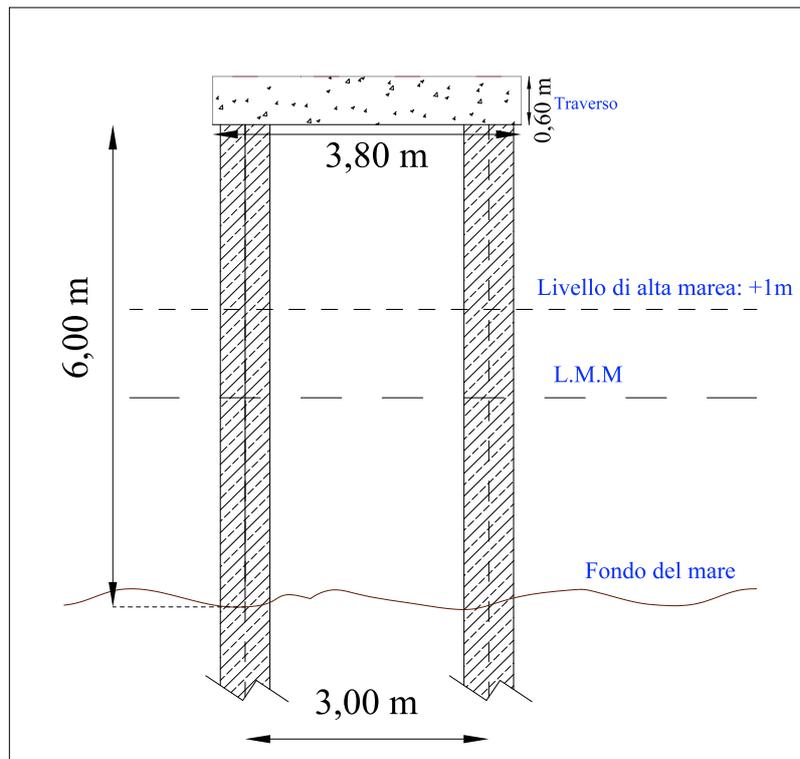


Fig. 96: Sezione trasversale pali-traverso

In via semplificativa, dato che si sta svolgendo un dimensionamento di massima, approssimiamo la sezione trasverso-pali come un portale (vedi fig.97). Le sollecitazioni che agiscono sul trasverso sono dovute alle seguenti azioni:

- azioni derivanti dai carichi permanenti (soletta e permanenti non strutturali e travi HEM 400);
- azioni derivanti dai carichi variabili (sovraccarico dovuto alla folla e azione dell'onda);
- azioni eccezionali (sisma);
- peso proprio del trasverso.

E' importante sottolineare che per poter valutare quali siano i carichi agenti sul trasverso, e dimensionare le armature dello stesso, si devono preventivamente dimensionare pali di fondazione, essendo questi ultimi incastrati con il trasverso. Per il momento si limita la trattazione all'analisi dello schema di carico sul trasverso individuando l'entità dei carichi agenti.

9.6.1 Analisi dei carichi verticali

Per valutare quali siano i carichi verticali agenti sul trasverso, consideriamo il seguente schema statico:

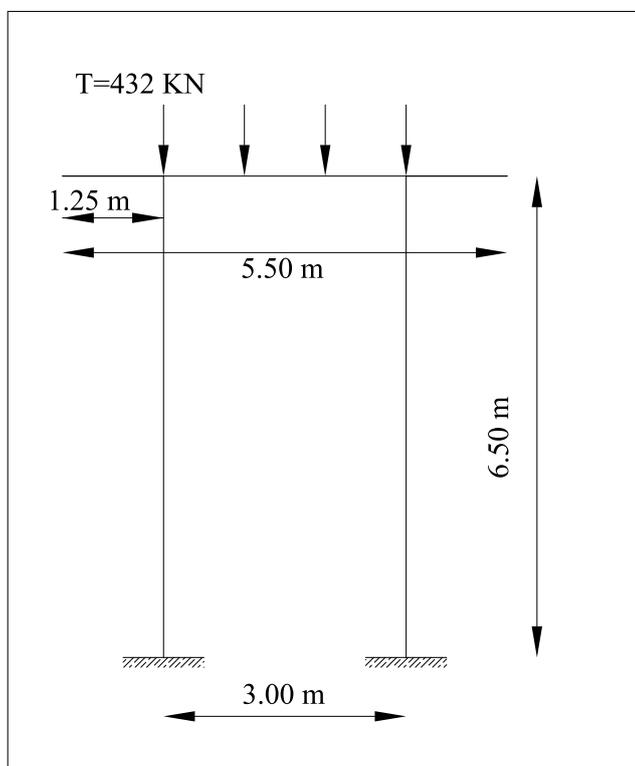


Fig. 97: Schema statico sistema trasverso-pali di fondazione

Le forze concentrate agenti verticalmente sul traverso corrispondono al taglio agente sulle travi longitudinali, pari a 216 KN; ma poiché su ogni traverso (tranne quello all'estremità del pontile) poggiano due travi, il taglio va raddoppiato. Pertanto, le forze concentrate saranno pari a 432 KN. Per valutare il carico verticale uniformemente distribuito sommiamo le forze concentrate e dividiamo il risultato per la luce del traverso.

Si ottiene dunque:

$$q = \frac{T \cdot 4}{3.8} = \frac{432 \cdot 4}{3.8} = 455 \frac{KN}{m} \quad (107)$$

da cui deriva il seguente schema:

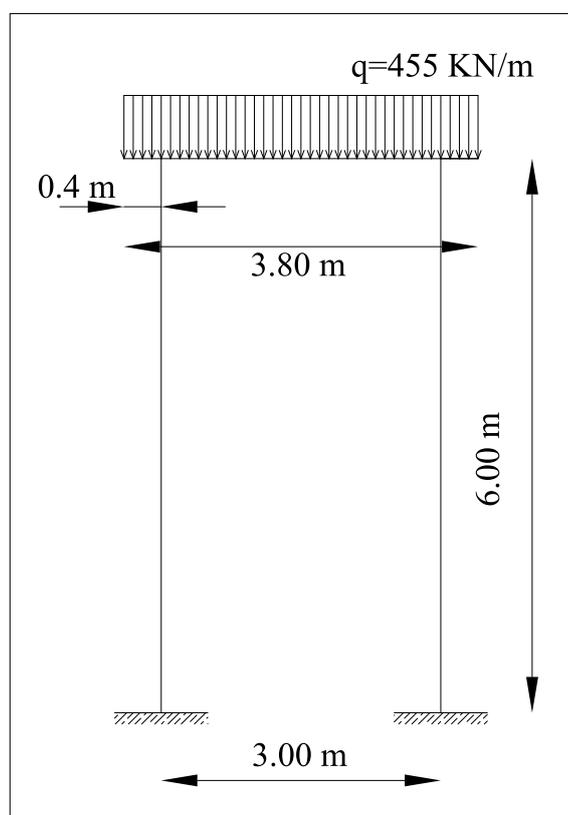


Fig. 98: Schema statico con carico distribuito

A questo punto, si devono valutare quali siano i carichi orizzontali agenti sul portale in questione: pertanto si dovrà considerare l'azione dovuta all'onda e l'azione sismica. La prima si può schematizzare con un carico distribuito agente lungo tutta la lunghezza del palo (dal fondale al lato inferiore del traverso, mentre l'azione sismica può essere schematizzata da una coppia di forze agenti entrambi in direzione orizzontale ma con orientazione diversa, infatti una è longitudinale al pontile e l'altra trasversale. Ovviamente l'intensità di tali forze non è la medesima, quella che agisce nella direzione non prevalente è assunta pari al 30 % di quella agente secondo la direzione principale.

Si possono dunque mostrare i seguenti schemi di carico:

- carico dovuto all'azione dell'onda

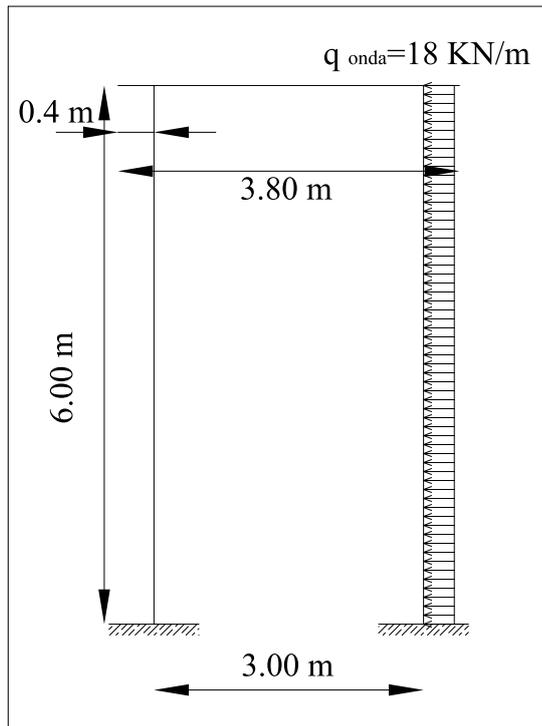


Fig. 99: Schema statico con carico dovuto all'onda

- forza dovuta al sisma

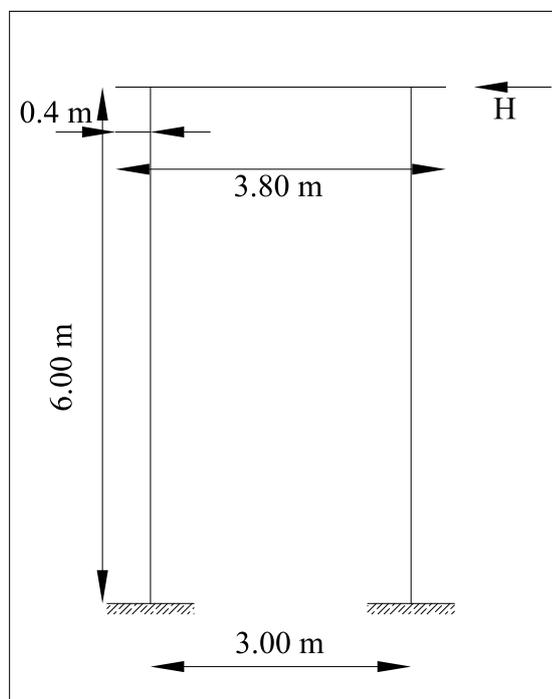


Fig. 100: Schema statico con carico dovuto al sisma

Tuttavia, non è ancora possibile stabilire quali siano le sollecitazioni agenti sul traverso in quanto, la modalità costruttiva con cui è stato pensato il collegamento tra il palo e il traverso vincola in maniera univoca la determinazione delle sollecitazioni; inoltre, per effettuare un corretto dimensionamento si devono considerare diverse combinazioni di carico, in modo da valutare la contemporaneità delle azioni.

Si procederà dunque nel seguente modo:

- studio del palo di fondazione poiché da esso dipendono le altre verifiche;
- analisi sollecitazioni dovute al sisma;
- verifiche con Strauss 7.0 e calcolo dell'armatura dei pali e del traverso

Pertanto, la trattazione del traverso e la verifica dell'armatura dello stesso saranno mostrati nel prossimo capitolo.

10 PALI DI FONDAZIONE

Per poter valutare quale sia la forze esercitata da un sisma e le azioni sollecitanti che ne derivano e l'armatura del traverso si deve prima effettuare un dimensionamento di massima dei pali di fondazione.

10.1 GENERALITA'

Terzaghi, 1943, definisce profonda una fondazione per la quale il rapporto tra la profondità della base d'appoggio, D , e la larghezza, B , è maggiore di 10.

Per le fondazioni profonde non è trascurabile, ed anzi è spesso prevalente, il contributo alla capacità portante delle tensioni tangenziali d'attrito e di aderenza tra il terreno e la superficie laterale della fondazione.

Le più comuni fondazioni profonde sono appunto i *pali di fondazione*.

Le fondazioni profonde sono di norma più costose delle fondazioni superficiali, per cui si ricorre ad esse quando la soluzione con fondazioni superficiali non è in grado di soddisfare le esigenze del problema geotecnico.

Riportiamo di seguito un'immagine che raffigura in che circostanze si preferiscono le fondazioni profonde a quelle superficiali:

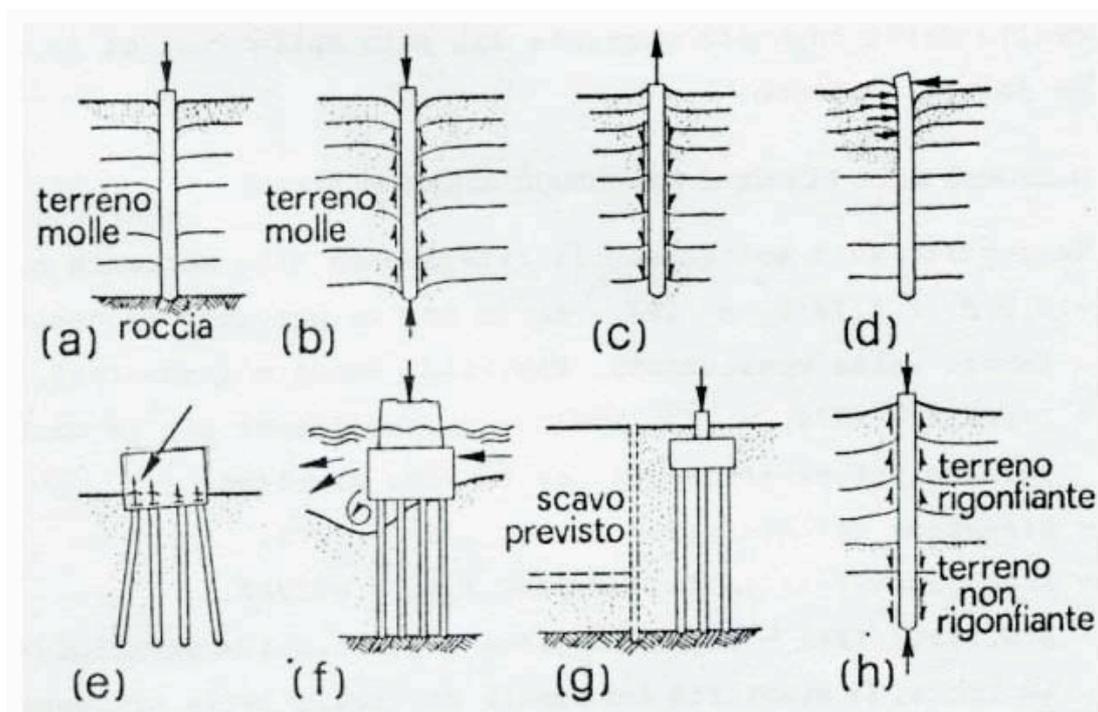


Fig. 101: Situazioni nelle quali può essere opportuno fare ricorso a fondazioni su pali

In particolare le fondazioni profonde sono impiegate per (fig.101):

- a. trasferire il carico a strati di terreno profondi più resistenti;
- b. trasferire il carico anche attraverso tensioni tangenziali d'attrito o d'aderenza lungo il fusto;
- c. resistere ad azioni di trazione,
- d. resistere ad azioni orizzontali,
- e. resistere in gruppo a carichi inclinati;
- f. assicurare la stabilità anche in caso di scalzamento degli strati superficiali;
- g. trasferire il carico al di sotto di un futuro piano di scavo;
- h. attraversare strati di terreno rigonfiante.

I pali di fondazione spesso vengono utilizzati quando terreni superficiali sono dotati di caratteristiche insufficienti per realizzare una sufficiente fondazione diretta: in questo caso infatti i pali agiscono come un prolungamento dei pilastri della struttura per trasmettere i carichi ad un substrato più resistente. I pali resistono per attrito laterale a sforzi normali diretti verso l'alto; le forze orizzontali possono essere assorbite o da pali verticali, che lavorano a flessione e taglio, o da gruppi di pali comprendenti i pali inclinati che agiscono combinando la resistenza assiale e laterale dei pali (*Viggiani, 1999*).

Un palo di fondazione trasmette il carico al terreno attraverso tensioni tangenziali sulla superficie laterale e tensioni normali sulla base o punta. Le prime dipendono, oltre che dalle caratteristiche dell'interfaccia palo-terreno e del terreno immediatamente circostante, dallo stato tensionale all'interfaccia; le seconde dalle proprietà di un ridotto volume di terreno circostante e sottostante la punta del palo.

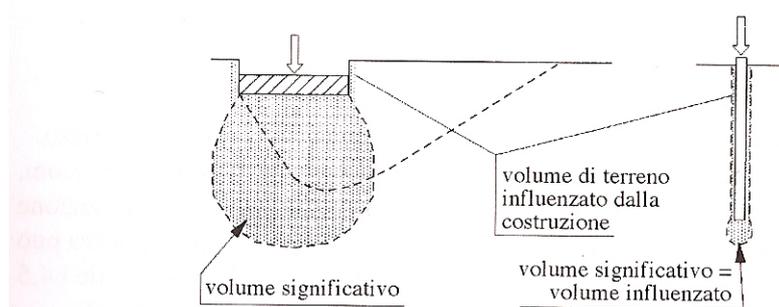


Fig. 102: Volume significativo e volume di terreno influenzato dalla costruzione per una fondazione diretta e per un palo

Ambedue sono profondamente influenzate dal modo con cui il palo è stato costruito. E' allora evidente la grande importanza dei fattori tecnologici nel determinare il comportamento (carico limite di rottura, relazione carico-cedimento) del palo stesso, a differenza di quanto avviene per le fondazioni dirette.

Per questo motivo è necessario esaminare con un certo dettaglio i principali tipi di palo e le relative tecnologie costruttive, pur scontando un'inevitabile incompletezza dovuta a gran numero di tecnologie esistenti ed al continuo sviluppo di nuovi macchinari e procedimenti.

10.2 CLASSIFICAZIONE TIPI DI PALI

I pali di fondazione possono essere classificati in base a differenti criteri:

- rispetto alle dimensioni
 - piccolo diametro o micropali ($d \leq 25$ cm),
 - medio diametro ($30 \leq d \leq 60$ cm),
 - grande diametro ($d \geq 80$ cm).
- Rispetto al materiale costituente:
 - calcestruzzo (prefabbricato o gettato in opera, normale, centrifugato, vibrato, precompresso),
 - acciaio,
 - legno.
- Rispetto al procedimento costruttivo:
 - infissi (senza asportazione di terreno, prefabbricati o gettati in opera),
 - trivellati (con asportazione di terreno),
 - trivellati con elica continua (parziale asportazione di terreno).

Quest'ultimo criterio è il più importante, poiché il comportamento meccanico, resistente e deformativo, del sistema palo-terreno è fortemente dipendente, oltre che dal tipo di terreno, dalle modalità di messa in opera del palo e dalle conseguenti modifiche dello stato tensionale preesistente nel terreno (*Facciorusso, 2007*).

Tab-46: Tipologie e tecniche di realizzazione dei pali infissi

MATERIALE	TECNOLOGIA		INFISSIONE
legno			per battitura
acciaio	profilati di varie forme eventualmente saldati fra loro; elementi tubolari		per battitura o per vibrazione o a pressione
calcestruzzo	prefabbricati (sempre con armatura)	<ul style="list-style-type: none"> - in cantiere, di c.a. normale o di c.a.p. - in stabilimento, di c.a. centrifugato 	per battitura, con eventuale parziale ausilio di getto d'acqua
	costruiti in opera (con o senza armatura)	- con tubo forma metallico recuperabile	per battitura, per vibrazione
		- con tubo forma metallico a perdere	per battitura
		- con elementi tubolari in c.a. a perdere	per battitura, a pressione

A titolo di esempio l'infissione di un palo senza asportazione di terreno in sabbia sciolta produce un addensamento, ovvero una riduzione dell'indice dei vuoti, del terreno circostante che si manifesta con la formazione di un cratere nell'intorno della testa del palo.

Per effetto dell'addensamento la resistenza al taglio aumenta. Al contrario l'infissione di un palo senza asportazione di terreno in argilla satura avviene in condizioni non drenate a volume costante, con la formazione di un rigonfiamento nell'intorno della testa del palo.

La pressione interstiziale nell'intorno del palo ha un forte incremento, con conseguente caduta di resistenza al taglio (la qual cosa facilita l'infissione), solo in parte recuperata nel tempo.

Anche la realizzazione di pali previa asportazione di terreno crea disturbo nel terreno circostante, alterandone lo stato di tensione, ma in misura assai minore rispetto ai pali battuti.

I pali trivellati con elica continua, con parziale asportazione di terreno, producono nel terreno effetti intermedi rispetto ai casi precedenti.

In tab-47 sono riportati per confronto i vantaggi e i limiti dei pali battuti (messi in opera senza asportazione di terreno) e dei pali trivellati (messi in opera previa asportazione del terreno).

Tab-47: Confronto tra pali battuti e pali trivellati

<i>PALI</i>	<i>BATTUTI</i>	<i>TRIVELLATI</i>
Terreni attraversabili	notevoli limitazioni in presenza di terreni compatti, strati lapidei, trovanti	possono attraversare qualsiasi terreno (con opportuno sistema di perforazione)
Modifiche che la messa in opera del palo provoca nel terreno circostante	<ul style="list-style-type: none"> - in terreni incoerenti producono un addensamento con conseguente miglioramento delle proprietà meccaniche - in terreni coesivi producono rimaneggiamento e diminuzione della resistenza al taglio 	decompressione del terreno e peggioramento delle sue caratteristiche meccaniche. In terreni coesivi tale effetto può essere ridotto
Dimensioni	$D_{max} \cong 60 \text{ cm}$ $L_{max} \cong 20 \text{ m}$ per pali prefabbricati è necessario prefissare la lunghezza	nessuna limitazione
Inclinazione massima possibile	fino a 15°-20°	generalmente impossibile salvo che per pali di piccolo diametro
Qualità del calcestruzzo	ottima	da controllare, può essere molto scadente
Attrezzature	ingombranti e costose	per pali di grande diametro ingombranti e costose
Impatto	vibrazioni e scosse durante la messa in opera	molto minore che per i pali battuti

10.3 SCELTA TIPO DI PALI

In questo lavoro si considerano pali di fondazioni trivellati eseguiti con asportazione di terreno mediante getto di calcestruzzo in un foro trivellato preventivamente con attrezzatura a percussione o a rotazione.

Convenzionalmente si suddividono in:

- **Pali di grande diametro:** hanno diametro maggiore di 700 mm (diametri commerciali: 800-1000-1200-1500-2000 mm) e possono raggiungere, salvo casi speciali, lunghezze dell'ordine di 40 m;
- **Pali di medio diametro:** hanno diametro compreso tra 300 mm e 700 mm (diametri commerciali: 400-600 mm); la lunghezza di norma è compresa tra 20 m e 40 m;
- **Pali di piccolo diametro:** hanno diametro compreso tra 80 e 300 mm (diametri commerciali: 80-100-120-150-200-250 mm) e lunghezza compresa fra 10 m e 20 m; sono realizzati con tecnologie ed attrezzature speciali.

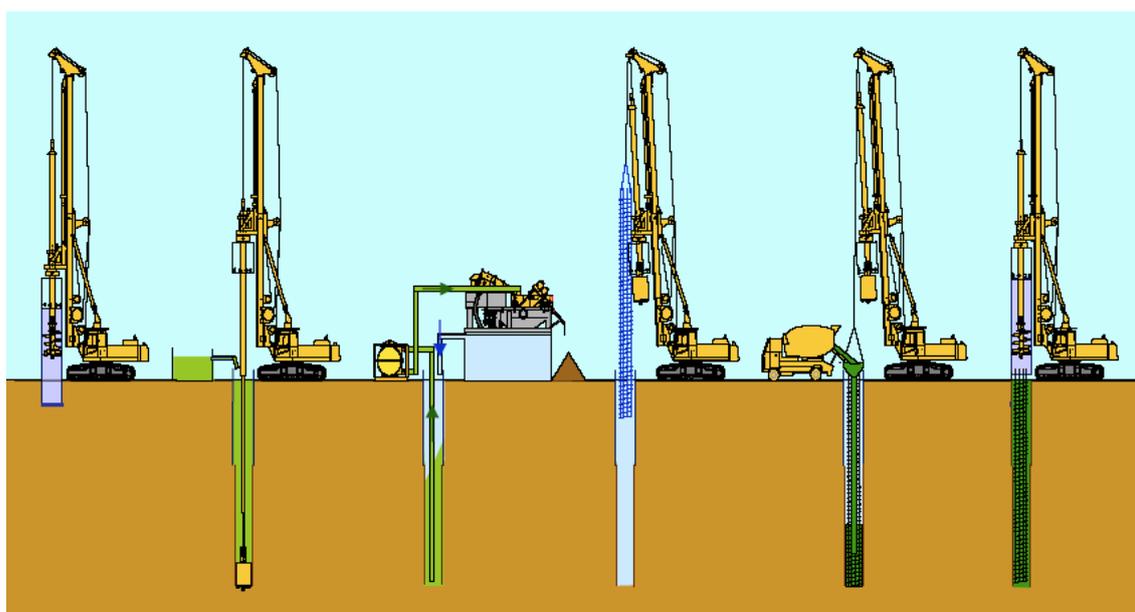


Fig. 103: Procedimento operativo realizzazione pali trivellati

In questo progetto si utilizzano pali di diametro pari a 0.61 m, pertanto si rientra nella categoria dei pali trivellati di medio diametro; questi sono i più diffusi nel nostro paese mentre erano praticamente sconosciuti altrove fino all'avvento dei pali di grande diametro. Lo sviluppo e la diffusione di questo tipo di pali e la loro competitività sono state sempre legate allo sviluppo delle tecniche di perforazione (*Viggiani, 1999*).

La realizzazione di pali trivellati di medio e grande diametro in terreni coesivi consistenti e in assenza di falda può essere eseguita senza sostegno delle pareti del foro, ma nella maggior parte dei terreni le pareti del foro, ovvero della cavità in cui sarà inserito il palo, devono essere sostenute per evitarne il collasso o un eccessivo restringimento. Il sostegno può essere ottenuto con tubo forma metallico, temporaneo o definitivo, da mettere in opera a percussione, con morsa oscillante o con vibratore, e/o con fanghi bentonitici. I fanghi bentonitici sono una miscela di acqua e bentonite. La bentonite è un'argilla molto plastica del gruppo montmorillonitico. Il fango bentonitico ha un peso di volume superiore a quello dell'acqua e crea un sottile velo impermeabile sulla parete della cavità. Inoltre i fanghi bentonitici hanno proprietà tixotropiche, ovvero sono fluidi, se in movimento, e semisolidi, se fermi. Tale proprietà viene talvolta sfruttata per trasportare il materiale di scavo in superficie; infatti se la lavorazione viene interrotta il terreno in risalita rimane in sospensione e non precipita sul fondo scavo. Poiché il rivestimento metallico sostiene le pareti ma non il fondo dello scavo, talvolta si utilizzano in abbinamento sia il rivestimento metallico che i fanghi bentonitici (*Facciorusso, 2007*).

Il rivestimento metallico per il sostegno delle pareti del foro presenta i seguenti vantaggi:

- protegge le pareti dello scavo contro il collasso durante la perforazione;
- se definitivo, protegge il calcestruzzo fresco contro strizioni e dilavamenti;
- è adatto per ghiaie con poca sabbia e terreni coesivi molto teneri o in corso di consolidazione

e i seguenti svantaggi:

- se provvisorio, durante l'estrazione nella fase di getto, può creare discontinuità nel palo;
- l'installazione e l'estrazione rimaneggiano il terreno lungo il fusto (ciò è particolarmente importante nei terreni coesivi compatti);
- è possibile la decompressione del terreno sotto la base del palo (molto importante nel caso di terreni sabbiosi sotto falda);
- non è adatto per terreni argillosi compatti e sabbie sotto falda.

Si mostra di seguito un'immagine che raffigura il processo operativo per la realizzazione di un palo trivellato che prevede, per il sostegno del foro, l'utilizzo di un fango bentonitico.

Ovviamente, essendo questa parte non prettamente necessaria ai fini dello studio principale di questa tesi, non ci si soffermerà sui dettagli, ma la si tratterà in maniera generale (*Viggiani, 1999*).

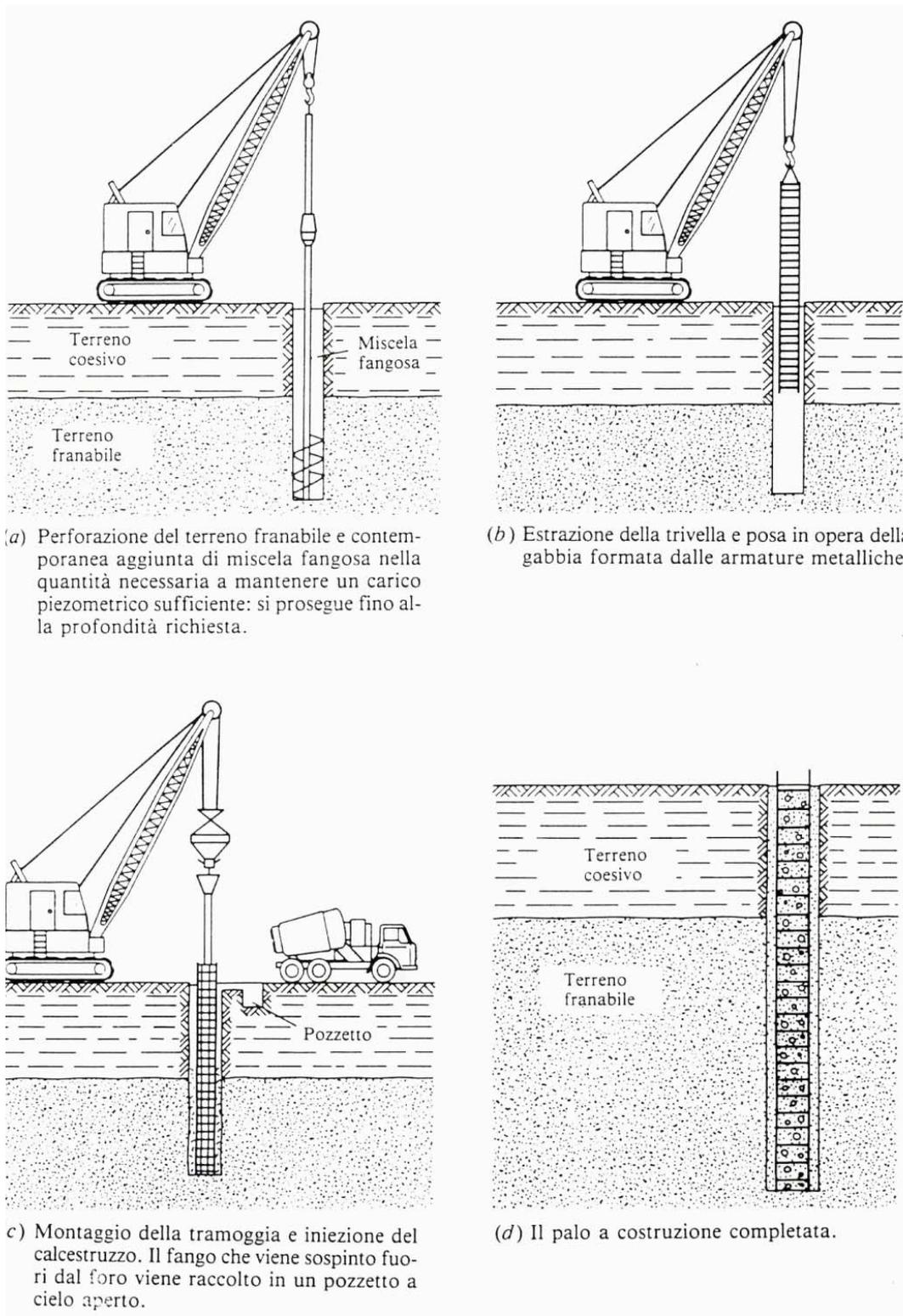


Fig. 104: Fasi di realizzazione di un palo trivellato con uso di fanghi bentonitici per il sostegno del foro

10.4 CARICO LIMITE DEI PALI DI FONDAZIONE

10.4.1 Carichi verticali

Le condizioni di carico di gran lunga più frequenti per un palo di fondazione sono quelle di carico assiale di compressione; la più comune ed importante operazione di progetto è pertanto la determinazione del carico limite di rottura del palo sotto carichi verticali di compressione. Tale operazione risulta tutt'altro che semplice, essenzialmente per la necessità di considerare l'influenza dei fattori tecnologici; per questo motivo, fra l'altro, la determinazione di un carico limite di un palo di fondazione assume caratteri marcatamente empirici.

Poiché nel nostro lavoro ci si limita a fornire un dimensionamento di massima dei pali di fondazione non si fornirà una descrizione dettagliata delle modalità costruttive dei pali né si analizzeranno approfonditamente le formule necessarie per verificarne la stabilità; infatti, per verificare la capacità del palo a carichi verticali si utilizza un foglio di calcolo Excel, reso disponibile sul web dallo studio di ingegneria strutturale Ing. Gino di Ruzza.

Forniamo di seguito lo schema di carico cui è soggetto un singolo palo:

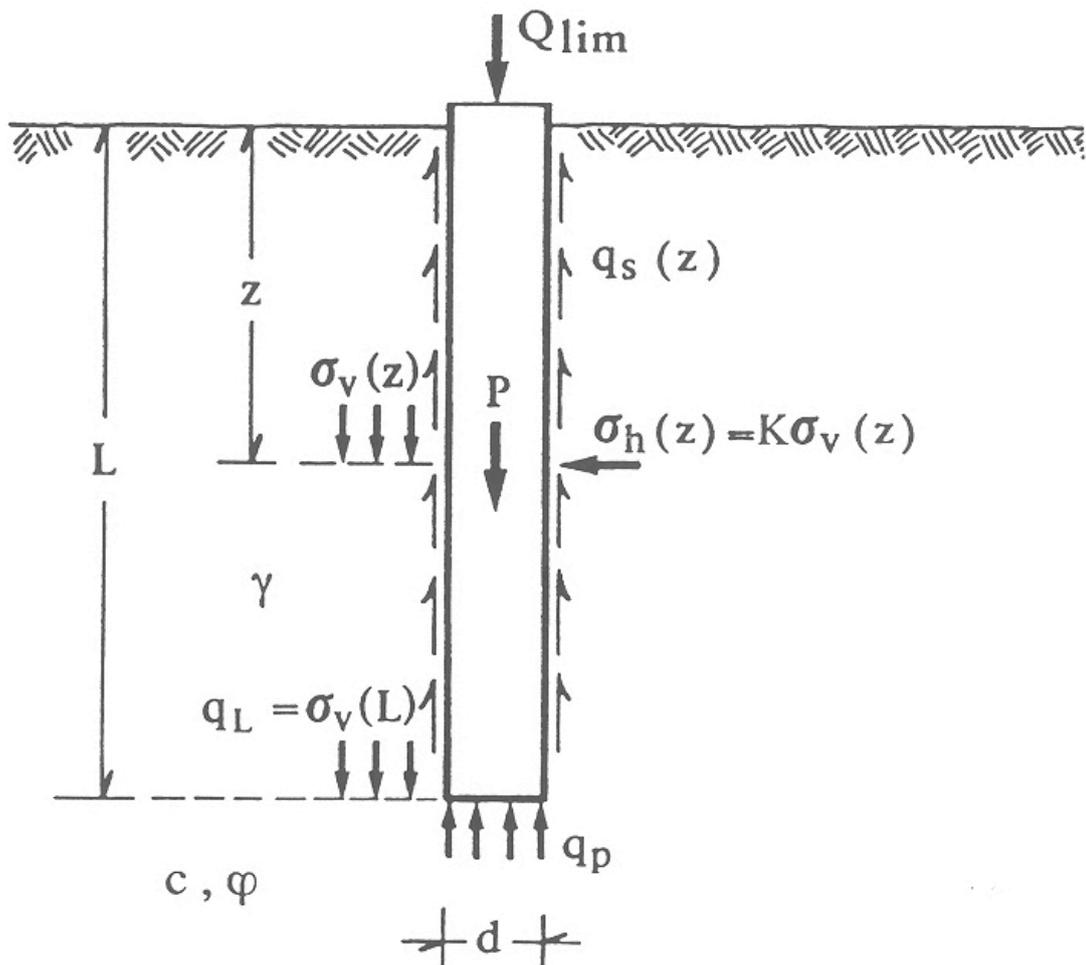


Fig. 105: Schema di carico di un palo singolo

da cui deriva la seguente formula:

$$Q_{lim} = Q_p + Q_s - P \quad (108)$$

dove Q_{lim} è il valore del carico che applicato alla testa del palo produce la rottura del terreno posto al di sotto della punta del palo e lungo la sua superficie laterale la portata ammissibile da parte del palo. Il carico limite di un palo viene suddiviso convenzionalmente in due parti: la resistenza di punta Q_p e la resistenza laterale Q_s , prescindendo dalla interferenza tra i due meccanismi di rottura.

Il carico ammissibile che è possibile affidare ad un singolo palo è determinato applicando al carico limite un coefficiente di sicurezza F e tenendo conto del peso proprio del palo P :

$$Q_{lim} = \frac{Q_p + Q_s}{F_s} - P \quad (109)$$

Il carico ammissibile di un palo singolo è ottenuto dividendo la capacità portante del palo stimata con metodi teorici per un coefficiente di sicurezza F che, secondo la Normativa Italiana vigente, non deve essere minore di 2,5.

Il cedimento del palo corrispondente al carico ammissibile è tale da mobilitare in modo diverso la capacità portante di punta e quella per attrito o aderenza laterale, pertanto al coefficiente di sicurezza globale F corrispondono coefficienti di sicurezza sui due termini della capacità portante, di punta e di attrito laterale, molto diversi fra loro.

Si fintroducono le seguenti ipotesi:

- il carico limite del sistema palo terreno è condizionato dalla resistenza del terreno e non da quella del palo;
- il palo è un corpo cilindrico rigido;
- i termini di capacità portante per attrito e/o aderenza laterale Q_s e di capacità portante di punta Q_p non si influenzano reciprocamente e possono essere determinati separatamente.

Detto questo è possibile definire le grandezze costituenti la (108); si parte dalla resistenza alla punta:

$$Q_p = (c \cdot N_c + q \cdot N_q) \cdot A_p \quad (110)$$

dove A_p rappresenta l'area della punta del palo, c la coesione del terreno in corrispondenza della punta del palo, N_c il coefficiente di capacità portante (empirico), N_q il coefficiente di capacità portante, funzione di ϕ del terreno alla punta del palo e del rapporto L/d , σ_L tensione litostatica verticale alla profondità della punta del palo.

Il valore di N_q dipende, a parità di angolo di resistenza al taglio, dal meccanismo di rottura ipotizzato. Nelle seguenti sono rappresentati diversi meccanismi di rottura proposti e i corrispondenti valori di N_q .

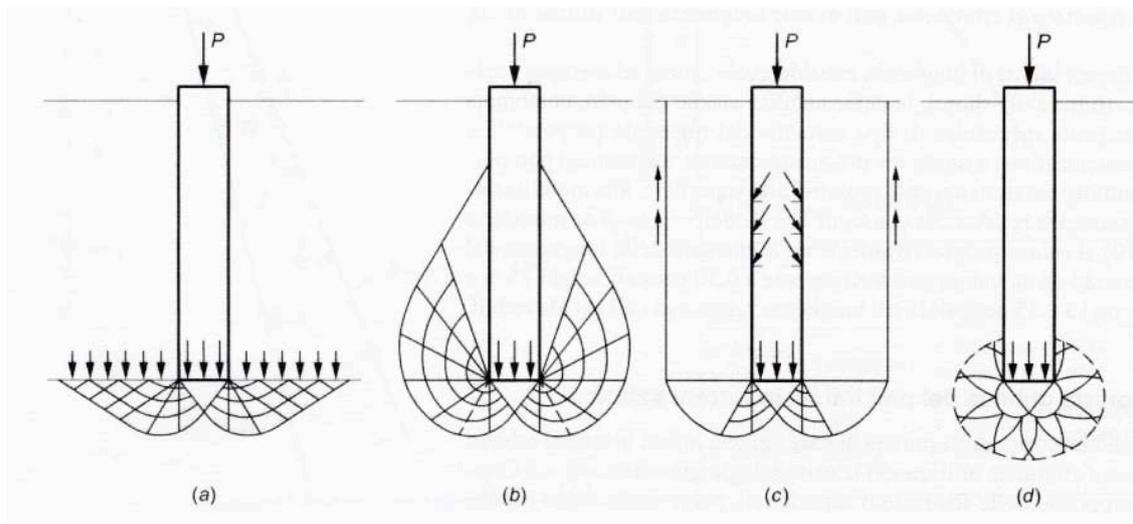


Fig. 106: Meccanismi di rottura ipotizzati per un palo: a) Caquot, Buisman e Terzaghi; b) Meyerhof; c) Berezantzev; d) Skempton, Yassin, Gibson e Vesic

La capacità portante per aderenza e/o per attrito laterale per un palo di diametro d e lunghezza L (definita anche resistenza laterale) è per definizione:

$$Q_s = \pi d \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz \quad (111)$$

Le tensioni tangenziali limite di attrito e/o di aderenza laterale all'interfaccia tra la superficie del palo e il terreno coesivo saturo circostante, τ_s , sono molto difficili da valutare analiticamente, poiché dipendono dal grado di disturbo e dall'alterazione delle pressioni efficaci e interstiziali che le modalità di costruzione del palo producono nel terreno.

Sul piano qualitativo il fenomeno è abbastanza chiaro, ma per una valutazione quantitativa è necessario ricorrere a semplificazioni drastiche e ad una buona dose di empirismo.

I metodi attualmente più utilizzati sono due, il *metodo* α e il *metodo* β . È buona norma assumere come capacità portante per attrito e/o aderenza laterale di progetto il minore dei due valori stimati.

10.4.2 Situazione geotecnica a Riccione

In riferimento alla relazione geologico-geotecnica redatta dai progettisti della società “Lungomare Sud Parking Gest” S.R.L. per il progetto di riqualificazione urbana e ambientale con creazione di parcheggio interrato sotto il Lungomare della Repubblica da P.le Roma a P.le San Martino, si nota che le indagini geognostiche e le relative prove di laboratorio eseguite, hanno permesso di ricostruire la stratigrafia dei terreni e di determinare i parametri geotecnici degli stessi.

In particolare, partendo dal piano campagna, si prevede:

Strato 1: Sabbia medio fine (spessore = 5 m)

- peso di volume $\gamma' = 19.0 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\varphi' = 30^\circ\text{-}32^\circ$
- coesione efficace $c' = 0 \text{ kPa}$
- Permeabilità (assiale) $k = 3.35\text{E-}05 \text{ m/s}$
- Permeabilità (diametrale) $k = 1.78\text{E-}05 \text{ m/s}$

Strato 2: Lenti di sabbia fine a tratti limosa (spessore = 2 m)

- peso di volume $\gamma' = 19.5 \text{ kN/ m}^3$
- angolo di attrito $\varphi' = 28^\circ\text{-}30^\circ$
- coesione efficace $c' = 1\text{-}2 \text{ kPa}$
- Permeabilità (limi sabbiosi) $k = 1.45\text{E-}08 \text{ m/sec}$

Strato 3: Limo argilloso e/o Argilla limosa (spessore = 15-16 m)

- peso di volume $\gamma' = 20 \text{ kN/ m}^3$
- angolo di attrito $\varphi' = 21\text{-}23^\circ$
- coesione efficace $c' = 12\text{-}14 \text{ kPa}$

Strato 4: Ghiaia in matrice limo sabbiosa (spessore = 3-4 m)

- peso di volume $\gamma' = 19.0 \text{ kN/ m}^3$
- angolo di attrito $\varphi' = 30^\circ\text{-}32^\circ$
- coesione efficace $c' = 0 \text{ kPa}$

Detto questo, si inseriscono in maniera opportuna i valori delle caratteristiche dei vari strati all'interno del file di calcolo Ecel; questo, creato dall'Ing. Gino Rizza, fa riferimento alla teoria di Berezantzev (per approfondimenti vedere manuale dell'Ing. ESAC-CREMONESE).

Si ottengono i risultati riportati in tab-41.

Tab-48: Portanza per i carichi verticali dei pali trivellati

PORTANZA PER CARICHI VERTICALI DEI PALI TRIVELLATI						
Riferimento:		<u>Pali Fondaz. L = 22m d = 0,61m</u> <i>DM 14_01_2008 -§ 6.4.3.1.1</i>				
	Lunghezza palo	m	22,00			
	Diametro palo	m	0,61			
	Peso del palo: Pg=	KN	161			
STRATIGRAFIA:	tipologia:	denominazione				
strato 1	incoerente sciolto	Sabbia medio fine				
strato 2	coerente n.cons./misti	sabbia fine limosa				
strato 3	coerente n.cons./misti	argilla limosa				
strato 4	incoerente denso	ghiaia sabbiosa				
strato 5		0				
Pressione qz alla quota di testa del palo		daN/m ²			19.000	
PORTANZA LATERALE: $PL = A_l * (s_o + k * \mu * q_z)$						
		strato 1	strato 2	strato 3	strato 4	strato 5
lunghezza	m	4	2	16	0	0
densità	daN/m ³	19000	19500	20000	19000	0
Angolo Attrito	(°)	32,0	30,0	23,0	32,0	0,0
Coesione	daN/cm ²	0,00	0,20	1,40	0,00	0,00
s _o	daN/cm ²	0,000	0,000	0,000	0,000	
k		0,500	0,500	0,391	0,400	
m		0,624	0,577	0,424	0,624	
q _z	daN/m ²	57000	114500	294000	454000	
Portanza laterale	daN	136.254	126.544	1.493.7 21	0	
PORTANZA LATERALE LIMITE: PL					17565 KN	
PORTANZA LATERALE: PLc = PL / (I*1)					17565 KN	
PORTANZA ALLA PUNTA: $PP = A_p * (N_c * C + N_q * q_z)$						
Strato 3	argilla limosa					
densità	daN/m ³	20000				
Ang. Attrito	(°)	23,0				
Coesione	daN/cm ²	1,4				
N _q		1,0				
N _c		9,0				
q _z	daN/m ²	454000				
PORTANZA ALLA PUNTA LIMITE: PP					1694 KN	
PORTANZA ALLA PUNTA: PPc = PP / (I*1)					1694 KN	

Sostituendo i valori trovati in tab-48 all'interno della (109) si ottiene:

$$Q_{lim} = \frac{1694 + 17565}{3} - 161 = 6260 \text{ KN} = 626 \text{ t} \quad (112)$$

Il valore trovato nell'equazione sopra-riportata va dunque confrontato con il carico assiale agente sul palo, derivante dalla condizione di carico più gravosa; dato che il valore di Q_{lim} è elevato, sicuramente la condizione sarà verificata, e il limite stesso non superato.

10.4.3 Carichi orizzontali

Il carico limite di un palo verticale sotto l'azione di una forza orizzontale ed eventualmente una coppia, applicate all'estremità superiore del palo, è stato studiato da numerosi autori, fra i quali *Reese et al.*, (1974); nel seguito si utilizzerà la teoria di *Broms*, (1964).

Si consideri un palo ad asse verticale, con sezione circolare, immerso in un terreno omogeneo. Inizialmente le tensioni normali agenti sulla superficie laterale del palo presentano una distribuzione assialsimmetrica, la cui risultante è nulla (fig.107 a).

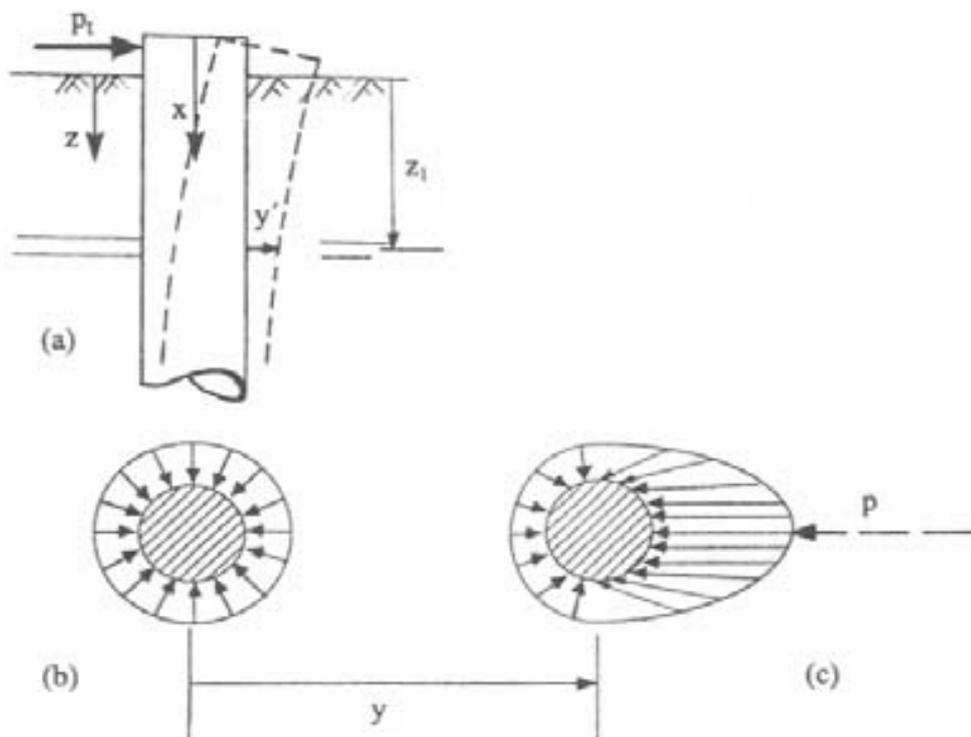


Fig. 107: Interazione palo terreno

Quando il palo è soggetto, in testa, ad una forza orizzontale e/o ad una coppia applicata, si induce una traslazione y all'interno del terreno (fig.107a). Il diagramma delle tensioni del terreno, conseguentemente, si modifica; le tensioni normali poste di fronte al palo aumentano ed il terreno tende ad allontanarsi dal palo in direzione radiale.

Le tensioni normali poste a tergo del palo, viceversa, diminuiscono, mentre il terreno tende a spostarsi verso il palo, ancora lungo una direzione radiale.

Lungo i bordi del palo, le tensioni orizzontali presentano una componente normale ed una tangenziale. La risultante p [F/L] di tali azioni sarà posta nella direzione dello spostamento del palo ed avrà verso opposto ad esso (fig.107c).

Ad un certo livello di carico, in prossimità del piano campagna, il terreno posto a tergo del palo tende a distaccarsi dallo stesso; il terreno posto di fronte al palo, invece, tende a raggiungere la condizione di collasso.

A profondità maggiori, il terreno tende a scorrere defluendo lungo il bordo del palo, senza un distacco relativo a tergo. Alla luce di queste considerazioni risulta evidente come la reazione del terreno p dipenda sia dall'entità dello spostamento y raggiunto dal palo sia dalla quota di riferimento z (Landi, 2005).

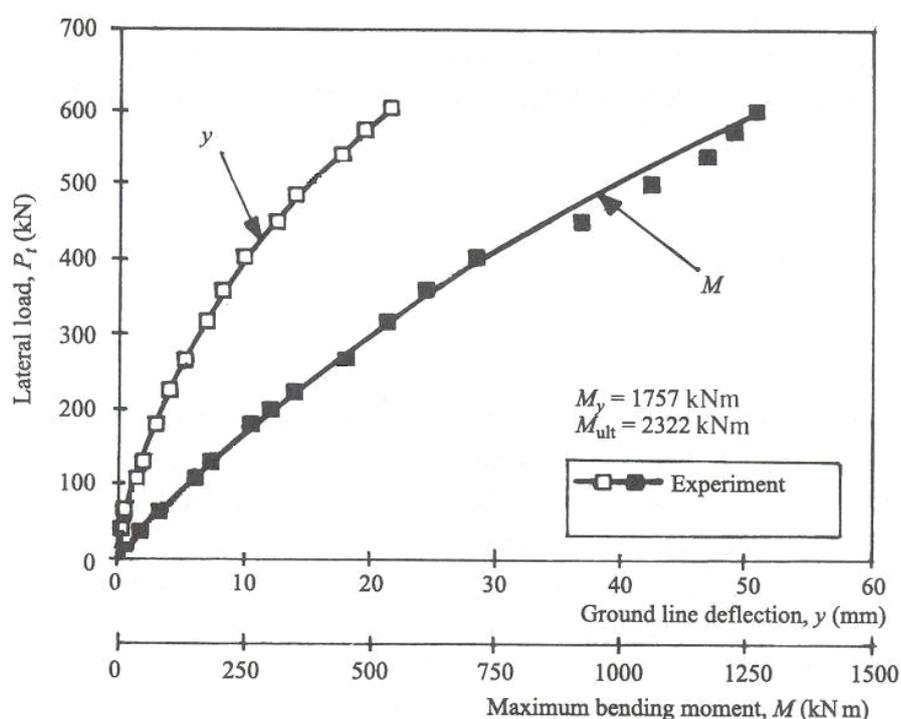


Fig. 108: Curve sperimentali carichi – spostamenti e carichi – momenti flettenti massimi (da Reese et al., 1975)

Di conseguenza, la risposta di un palo verticale ad un carico orizzontale crescente, in termini di curva carichi – spostamenti, oppure in termini di carichi – momenti flettenti massimi, è di tipo non lineare. Un esempio di curva carichi – spostamenti in testa al palo e di curva carichi – momenti flettenti massimi agenti lungo il fusto del palo è riportata in fig.108.

10.4.4 Analisi spostamenti del palo

Broms (1964), assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido-perfettamente plastico e cioè che la resistenza si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento δ e rimanga poi costante al crescere dello spostamento stesso. Assume inoltre che la forma trasversale del palo sia ininfluenza, e che il valore di p sia determinato solo dalla dimensione d della sezione del palo (diametro della sezione circolare, lato di una sezione quadrata,..) misurata normalmente alla direzione dello spostamento.

A differenza di quanto avviene nello studio del carico limite sotto azioni verticali, in presenza di forze orizzontali la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa, in quanto il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue all'applicazione di forze orizzontali è molto più gravoso di quello di quello di sforzo normale che consegue all'applicazione di forze verticali (Viggiani, 1999).

Broms caratterizza anche il comportamento flessionale del palo con un comportamento di tipo rigido-perfettamente plastico: assume cioè che le rotazioni elastiche del palo ψ siano trascurabili finché il momento flettente non attinge il valore M_y di plasticizzazione.

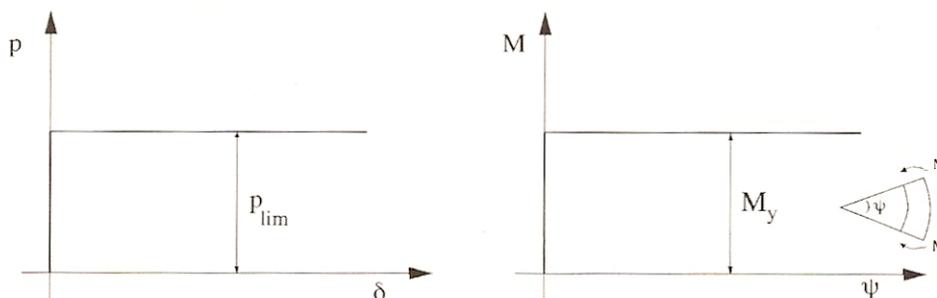


Fig. 109: Comportamento rigido plastico del palo e del terreno

A questo punto si forma nella sezione una “cerniera plastica” e cioè la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno considerare separatamente il caso di rottura non drenata analizzato in termini di tensioni totali (terreno coesivo, $c=c_u$; $\varphi=0$) e quello di rottura drenata (terreno incoerente; $c'=0$; $\varphi\neq 0$); inoltre si devono anche valutare le caratteristiche del terreno di fondazione, in quanto è raro che sia omogeneo, in quanto il palo viene infisso/trivellato per una certa profondità a seconda della resistenza che si vuole avere (Viggiani, 1999).

Nel caso di terreno omogeneo la situazione è schematizzata dalla seguente figura:

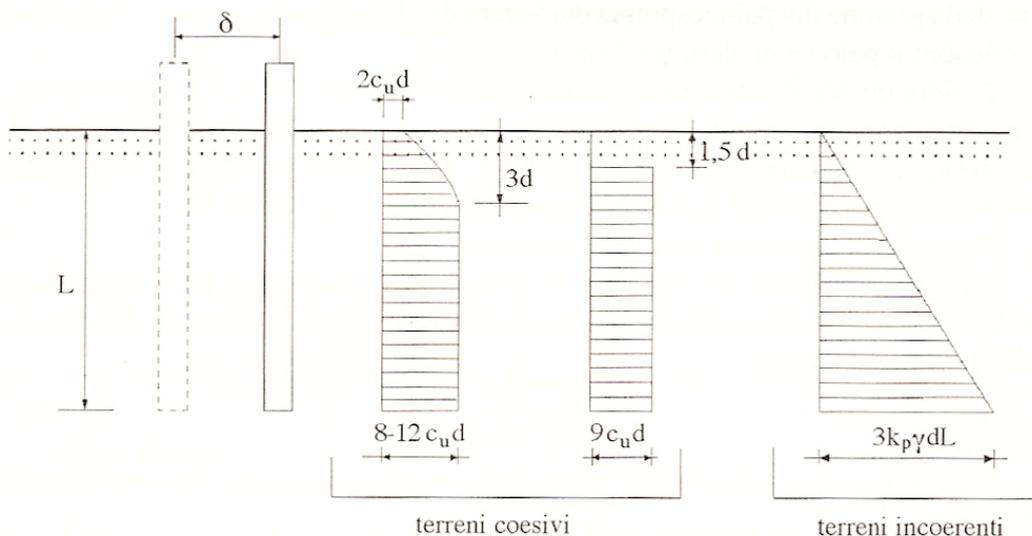


Fig. 109: Resistenza limite del terreno

In riferimento a quanto evidenziato nel paragrafo 10.4.2, il primo strato è costituito da sabbia medio-fine le cui caratteristiche sono evidenziate nella tab-48, e sarà lo strato che verrà considerato per vedere la profondità a cui si forma la cerniera plastica.

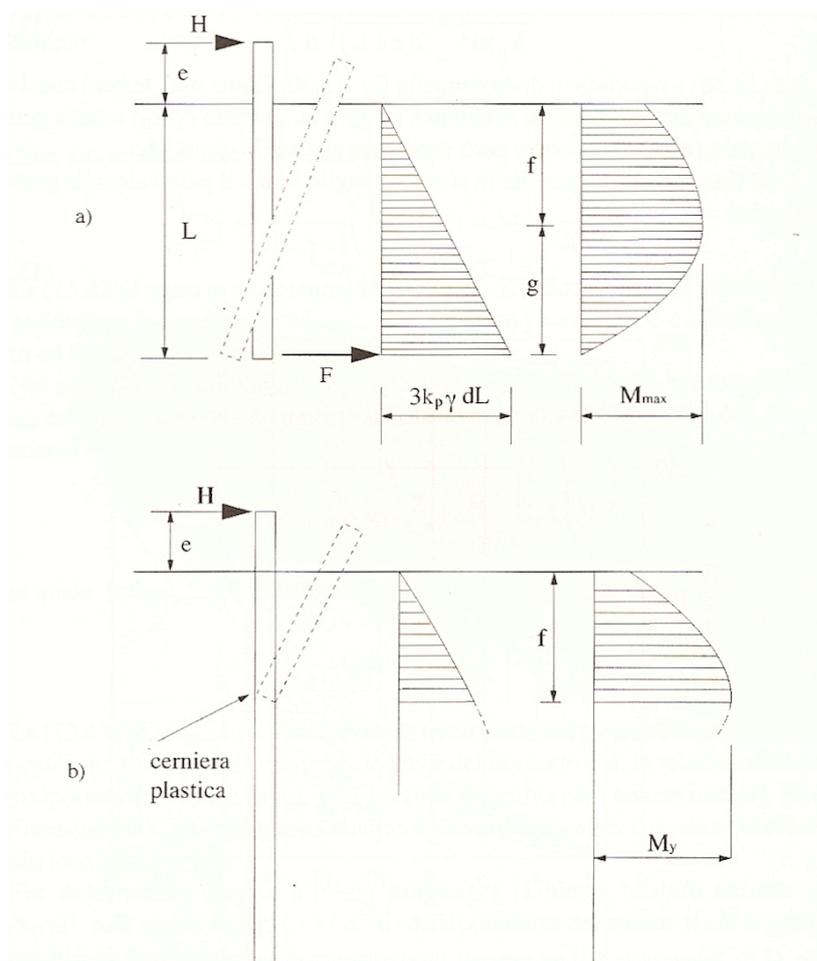


Fig. 110: Pali liberi di ruotare in testa, terreni incoerenti; a) palo corto, b) palo lungo

Ad ogni modo, definita la modalità costruttiva del pontile in questione, si vede chiaramente che i pali di fondazione non possono essere calcolati come un singolo palo su cui agisce solamente una forza orizzontale, essendo i pali vincolati alla sommità tramite il traverso in cls.

Fatte queste considerazioni, per dimensionare l'armatura dei pali di fondazione e del traverso a cui essi sono incastrati alla sommità, si deve definire prima di tutto la profondità di infissione del palo e a che profondità del fondale si considera impedita la rotazione dello stesso. Data la stratigrafia del fondale, si decide una lunghezza di infissione pari a $L = 22\text{m}$ in modo tale che il palo arrivi sino allo strato più resistente, e si assume una profondità di fine rotazione pari a $3d$, ovvero 1.8 m sotto il fondale marino.

A questo punto è dunque possibile calcolare l'azione sismica e dimensionare i pali e il traverso.

10.5 ANALISI AZIONE SISMICA

10.5.1 Generalità

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria **A** quale definita al § 3.2.2 della normativa), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1 (*D.M. 14/01/08*), nel periodo di riferimento V_R .

In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla *pericolosità sismica* del sito.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato alla presente norma, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di necessari per la determinazione delle azioni sismiche (*vedi allegati A e B alle Norme Tecniche per le costruzioni*).

10.5.2 Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche, gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali

10.5.3 Analisi pericolosità sismica del sito su di costruzione

Prima di valutare l'intensità della forza dovuta al sisma si deve definire lo schema di carico e lo schema statico costitutivo del sistema traverso-pali di fondazione e di conseguenza definire la pericolosità sismica del sito su cui sorgerà l'opera.

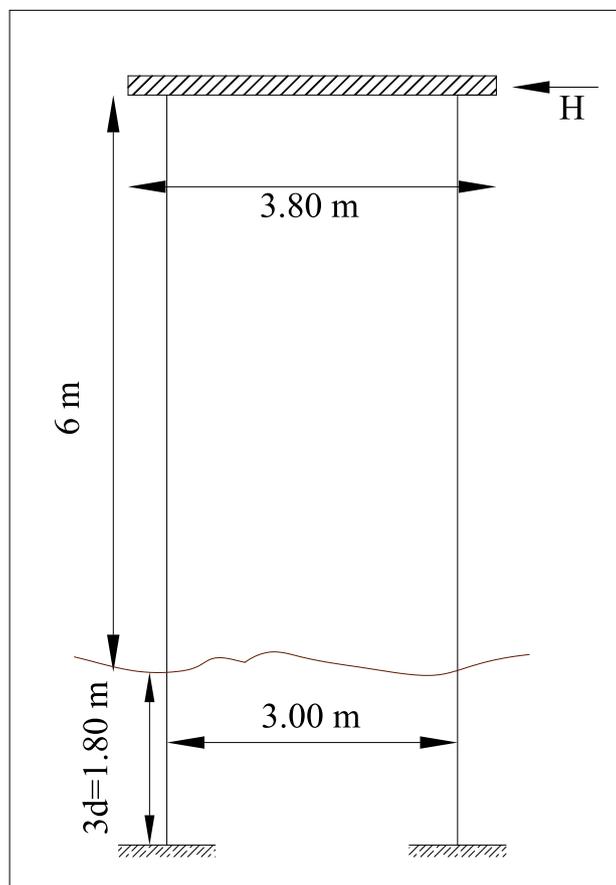


Fig. 111: Schema statico per il calcolo dell'azione sismica

Come si nota dalla figura sopra-riportata, in via semplificativa, si considera il traverso come una trave infinitamente rigida su cui agisce l'azione sismica, e i pali di fondazioni di lunghezza pari a 7.8 m; essa deriva dalla somma della lunghezza del palo dal fondale fino alla sommità e dalla profondità a cui si pensa il palo smetta di ruotare, supposta pari a $3d$ (1.8 m).

Per calcolare l'intensità dell'azione sismica si utilizza un foglio di calcolo Excel, meglio noto con il nome "Spettri di Risposta-NTC" (versione 1.0.3), fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e fa parte del D.M. del 14 Gennaio 2008, approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni. Il documento excel, fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontale e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:

- fase 1: individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1-INGV);
- fase 2: scelta della strategia di progettazione;
- fase 3: determinazione dell'azione di progetto.

Fase 1: Individuazione pericolosità del sito

Si effettua una ricerca per coordinate, e all'interno della prima finestra di dialogo si inseriscono i seguenti valori:

- Latitudine: 44°00'22.67''
- Longitudine: 12°39'56.70''



Fig. 112: Individuazione sito

Fase 2: Scelta della strategia di progettazione

S'inseriscono i valori riferiti alla vita nominale della costruzione (V_N , in anni) e al coefficiente d'uso della costruzione (c_u):

Tab-49: Vita nominale e coefficiente d'uso

V_N (anni)	50
C_U	1

Fase 3: Determinazione azione di progetto

All'interno di questa ultima finestra di dialogo si devono inserire i seguenti valori:

- categoria di sottosuolo;
- categoria topografica;
- stato limite considerato.

In riferimento al D.M. 14/01/08, capitolo 3.2.2, si ottiene:

Tab-50: Risposta sismica locale

Categoria sottosuolo	C
Categoria topografica	T1

10.5.4 Analisi risultati

Sostituendo opportunamente i valori mostrati nelle precedenti tabelle all'interno del documento di calcolo Excel, Spettri-NTC, si ottengono i seguenti risultati (per SLV).

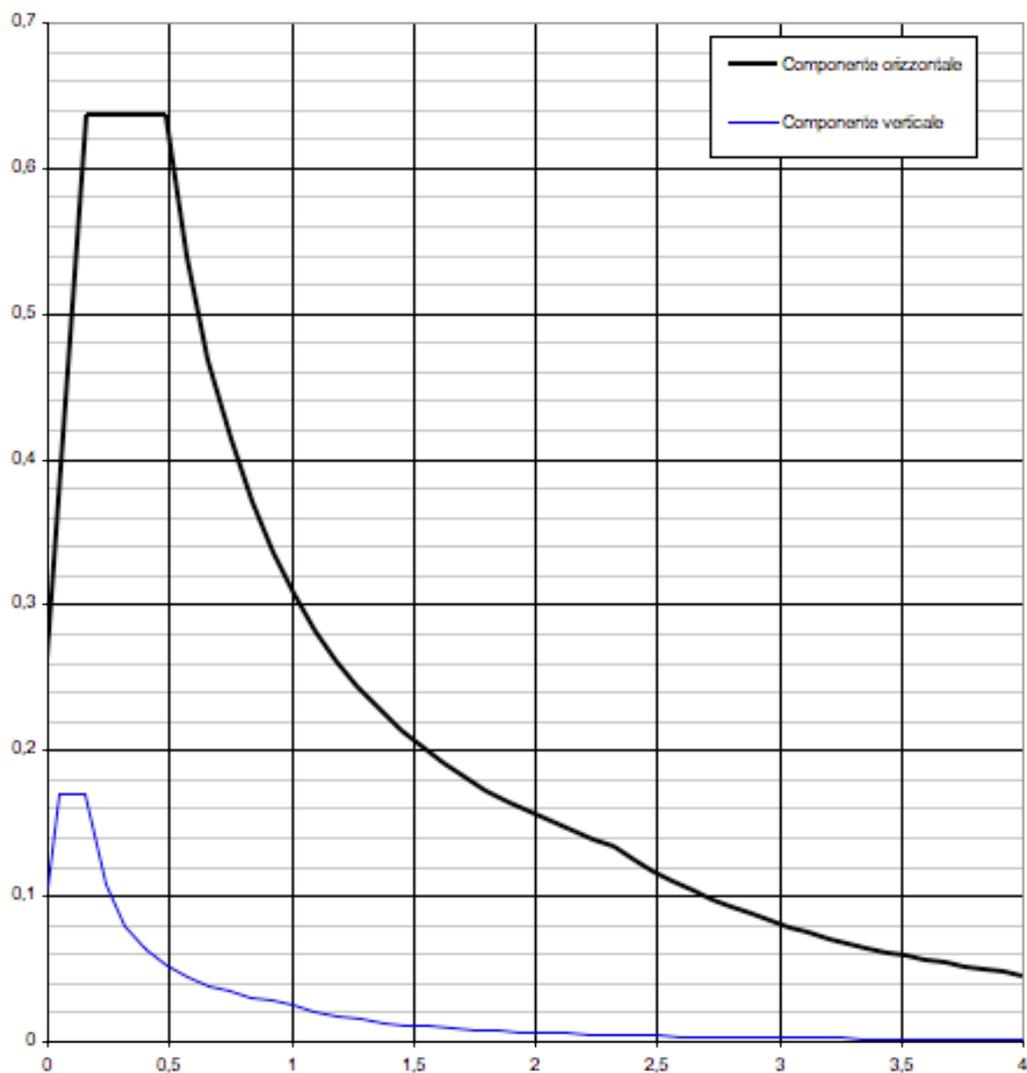


Fig. 113: Spettro elastico della risposta (SLV)

Tab-51: Parametri indipendenti e dipendenti (SLV)

<i>Parametri indipendenti</i>		<i>Parametri dipendenti</i>	
Ag	0,182	S	1,434
Fo	2,440	η	1
T _C * (s)	0,320	TB (s)	0,1632
SS	1,434	TC (s)	0,4896
CC	1,530	TD (s)	2,328
ST	1		
q	1		

Per la trattazione relativa al calcolo dei valori mostrati in tab-51 si rimanda al cap. 3.2.3.2.1 del D.M. 14/01/08.

10.5.5 Calcolo azione sismica con direzione trasversale al pontile

Per procedere con il calcolo dell'azione sismica, e per poter utilizzare le formule espresse nel paragrafo precedente, si deve valutare il tempo di vibrazione della struttura; il metodo migliore consisterebbe nell'effettuare un'analisi modale attraverso un programma di calcolo strutturale in grado di simulare la vibrazione dell'intera struttura sotto l'effetto di un'azione da sisma. In questo studio, invece, ci si limiterà a fornire una stima del periodo di vibrazione della struttura e dell'accelerazione cui essa è soggetta, considerando lo schema strutturale raffigurato di seguito:

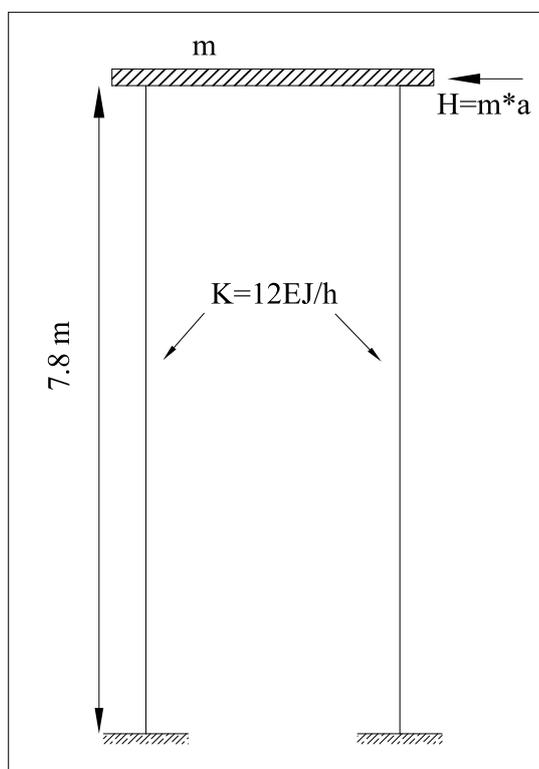


Fig. 114: Schema statico con rigidezze

Per il periodo di vibrazione si utilizza la seguente formula

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad (113)$$

dove m rappresenta la massa totale agente sul traverso e k la rigidezza totale.

Calcolo della massa totale

La massa totale è così definita:

$$m = m_{\text{traverso}} + m_{\text{pesisultraverso}} + 2 \cdot m_{\text{palo}} \quad (114)$$

dove:

$$m_{\text{traverso}} = \rho \cdot V = 2500 \cdot (3.8 \cdot 0.8 \cdot 0.6) = 4560 \text{ kg} \quad (115)$$

$$m_{\text{sultraverso}} = 3750 + 1400 + 4 \cdot 2560 = 15390 \text{ kg} \quad (116)$$

$$m_{\text{palo}} = \rho \cdot V = \rho \cdot A \cdot h = 2500 \cdot 0.29 \cdot 7.8 = 5655 \text{ kg} \quad (117)$$

per cui si trova

$$m_{\text{sultraverso}} = 15390 + 2 \cdot 5655 = 26700 \text{ kg} = 267 \text{ KN} \quad (118)$$

Calcolo della rigidezza della struttura

La rigidezza è definita solamente per i pali, in quanto il traverso è supposto ∞ rigido:

$$k = \frac{12EJ}{h^3} \quad (119)$$

dove E è il modulo elastico del cls, valutato per la sezione corrente, ed è pari a $3.096 \cdot 10^{10}$ Pa, e J il momento d'inerzia del palo, pari a $1.36 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$.

Pertanto, sostituendo i valori appena definiti all'interno della (119) si ottiene:

$$k = \frac{12EJ}{h^3} = \frac{12 \cdot 3.096 \cdot 10^{10} \cdot 1.36 \cdot 10^{-2}}{7.8^3} = 10647 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \quad (120)$$

Calcolo periodo di vibrazione

Sostituendo i valori ottenuti dalle eq. (118) e (119) nella (113) si ottiene:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{2k}} = 2\pi\sqrt{\frac{26.7}{2 \cdot 10647}} = 0.222 \text{ s} \quad (121)$$

Calcolo accelerazione dovuta al sisma

Facendo riferimento alla normativa e confrontando il valore della (119) con i valori di tab-51, si nota che si ricade nel seguente caso:

$$T_B \leq T < T_c \Rightarrow 0.163 < 0.222 < 0.489 \quad (122)$$

per cui si ha

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 = 0.182 \cdot 1.434 \cdot 1 \cdot 2.44 = 0.636 \quad (123)$$

Si deve tenere conto del fattore di struttura, q_0 che nel caso in esame vale 1.5; pertanto il valore dell'accelerazione sarà ridotto e pari a :

$$S_e = \frac{S_e(T)}{q_0} = \frac{0.636}{1.5} = 0.424 \quad (124)$$

Calcolo forza dovuta all'azione sismica

E' ora possibile fornire una stima dell'azione sismica, che assumerà il seguente valore:

$$H = m \cdot S_e \cdot g = 26700 \cdot 0.424 \cdot 9.81 = 111 \text{ KN} \quad (125)$$

La forza trovata nella (125) è considerata trasversale al pontile, e verrà considerata per valutare lo spostamento trasversale che subisce la struttura; per una valutazione più dettagliata sarebbe opportuno valutare anche la forza sismica in direzione longitudinale e confrontarla con quella in direzione trasversale per confrontare le sollecitazioni agenti.

10.5.6 Calcolo azione sismica con direzione longitudinale al pontile

Per valutare questa forza saranno utilizzate le formule già viste nel paragrafo precedente, solo cambierà lo schema concettuale di riferimento.

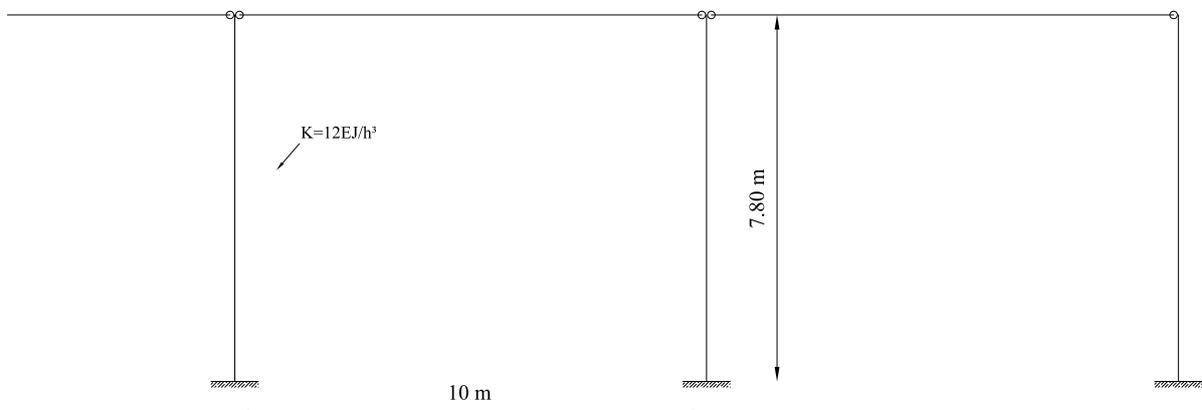


Fig. 115: Schema statico longitudinale

Si considera in maniera approssimativa l'impalcato come una trave infinitamente rigida, estesa per tutta la lunghezza del tratto finale del pontile: in questo modo si giunge ad una soluzione in cui i traversi sono connessi tra loro tramite bielle e i pali possono essere calcolati come semplici mensole.

Questo sarebbe un modo giusto per procedere all'analisi della azione sismica in direzione longitudinale; ma dato che a priori non conosciamo in che modo il tratto finale del pontile sia collegato alla piattaforma adibita a commerciale, ipotizziamo che l'impalcato sia infinitamente rigido.

I pali di fondazione presentano pertanto la stessa rigidezza che avevano nel caso di azione sismica trasversale.

Calcolo della massa totale

$$m_{tot} = m_{impalcato} + m_{pali} \quad (126)$$

dove

$$m_{impalcato} = m_{traversotot} \cdot 4 = 15390 \cdot 4 = 61560 \text{ kg} \quad (127)$$

$$m_{pali} = 5655 \cdot 10 = 56550 \text{ kg} \quad (128)$$

per cui risulta

$$m_{tot} = m_{traversotot} + m_{pali} = 118110 \text{ kg} \quad (129)$$

Calcolo della rigidezza della struttura

La rigidezza è definita solamente per i pali, in quanto l'impalcato è supposto ∞ rigido:

$$k = \frac{12EJ}{h^3} \quad (130)$$

dove E è il modulo elastico del cls, valutato per la sezione corrente, ed è pari a $3.096 \cdot 10^{10}$ Pa, e J il momento d'inerzia del palo, pari a $1.36 \cdot 10^{-2}$ m⁴.

Pertanto, sostituendo i valori appena definiti all'interno della (130) e considerando che si hanno 5 coppie di pali, si ottiene:

$$k = \frac{12 \cdot 3.096 \cdot 10^{10} \cdot 2 \cdot 1.36 \cdot 10^{-2}}{7.8^3} = 21108 \frac{KN}{m} \quad (131)$$

Calcolo periodo di vibrazione

Sostituendo i valori ottenuti dalle eq. (129) e (131) nella (113) si ottiene:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{111.8}{21108}} = 0.464 \quad (132)$$

Calcolo accelerazione dovuta al sisma

Facendo riferimento alla normativa e confrontando il valore della (132) con i valori di tab-51, si riscontra che si ricade nel seguente caso:

$$T_B \leq T < T_c \Rightarrow 0.163 \leq 0.464 < 0.489 \quad (133)$$

per cui si ha

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 = 0.182 \cdot 1.434 \cdot 1 \cdot 2.44 = 0.636 \quad (134)$$

Si deve tenere conto del fattore di struttura, q_0 che nel caso in esame vale 1.5; pertanto il valore dell'accelerazione sarà ridotto e pari a :

$$S_e = \frac{S_e(T)}{q_0} = \frac{0.636}{1.5} = 0.424 \quad (135)$$

Calcolo forza dovuta all'azione sismica

E' ora possibile fornire una stima dell'azione sismica, che assumerà il seguente valore:

$$H = m_{tot} \cdot S_e \cdot g = 118110 \cdot 0.424 \cdot 9.81 = 491 \text{ KN} \quad (136)$$

Ovviamente la forza trovata va ripartita per il numero di pali per cui si avrà che ciascun palo subirà una forza d'intensità pari a 49 KN.

10.6 DIMENSIONAMENTO PALI E TRAVERSO

Per dimensionare le armature dei pali e del traverso si utilizzerà il programmino di calcolo prodotto da Gelfi, VCASLU, in cui verranno inseriti i valori delle sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali. Per valutare quali siano le sollecitazioni agenti su tali elementi ci si servirà del programma di calcolo strutturale, Struss 7.0.

Dopo attente valutazioni e analizzando le diverse combinazioni di carico si giunge alla seguente situazione:

Tab-52: Valori sollecitazioni agenti sul portale (combinazione più gravosa)

	M (KNm)	T (KN)	N (KN)
	Mare mosso senza sisma		
Traverso	368	793	64
Palo	278	98	982
	Mare calmo con sisma		
Traverso	429	845	111
Palo	292	72	1034
	Mare mosso con sisma		
Traverso	426	857	111
Palo	316	78	1046

10.6.1 Calcolo armatura traverso

Ci si limita a fornire una stima delle armature necessarie per la verifica del traverso inserendo nel software di verifica della sezione (VCASLU) i valori delle sollecitazione valutati per la condizione più gravosa (mare calmo e sisma in direzione trasversale), M pari a 429 KN/m e N pari a 111 KN, si decide di utilizzare **10Φ20** si sopra che sotto, con un ricoprimento minimo di cls pari a 4 cm in quanto si sta progettando in ambiente molto aggressivo.

10.6.2 Verifica a taglio traverso

Utilizzando le stesse formule già mostrate per la verifica a taglio della soletta, dopo aver effettuato le giuste osservazioni, si decide di disporre **staffe Φ8 a due bracci con passo 60mm**.

10.6.3 Calcolo armatura palo

Per quanto riguarda il palo s'inseriscono i valori delle sollecitazioni all'interno del software VCASLU e si assume anche in questo caso un'armatura longitudinale costituita da ***10Φ20***. Inoltre, ai fini di una valutazione approssimativa, sempre all'interno di questo programma si effettua una verifica dell'armatura disposta.

Sarebbe doveroso verificare sia il traverso che il palo di fondazione a fessurazione e durabilità; ad ogni modo, per approfondire tale tematica si rimanda ai cap.4 e 7 del D.M. 14/01/08.

A questo punto si può passare a descrivere la modalità d'accosto.

11 PROGETTO MODALITÀ ACCOSTO

11.1 GENERALITÀ

Nei capitoli precedenti (precisamente cap.6 e cap.7) sono stati descritti i carichi idraulici che possono essere applicati ai pontili esposti alle onde; tuttavia è importante notare che i carichi dovuti alla sollecitazione ondosa possono essere trascurabili rispetto ai carichi d'ormeggio e d'accosto e la progettazione strutturale di tali opere deve prendere in considerazione un ampio range di carico che può essere applicato alla struttura stessa (McConnel et al., 2004).

Le opere d'accosto sono in genere realizzate all'interno dei bacini portuali, talvolta anche all'esterno. Nel primo caso sono destinate ad assolvere in tutto o in parte alle seguenti funzioni:

- costituire fronti per l'accosto delle navi;
- contenere i terrapieni degli sporgenti e delle calate di riva;
- assicurare il collegamento tra nave e terraferma.

Le *banchine* (o muri di sponda) sono opere d'arte che soddisfano tutti e tre i requisiti anzidetti.



Fig. 116: Esempio di accosto in banchina

I *pontili*, a differenza delle banchine, non delimitano terrapieni; le *briccole* servono solo ad assicurare un fronte discontinuo per l'accosto delle navi.



Fig. 117: Briccole d'accosto

Due o più bricole disposte in fila possono servire per l'ormeggio di attesa o per l'avvicinamento di una nave a pontili a pontili non direttamente accostabili.



Fig. 118: Esempio di ormeggio ad un pontile

Se l'ormeggio di una nave avviene “di fianco” ad una banchina o ad un pontile è necessario disporre:

- due punti rigidi (bitte, etc.), ubicati a distanza tale da consentire che i cavi di estremità prodiera (bow-lines) e poppiera (stern-lines) della nave abbiano sufficiente lunghezza. La distanza fra detti punti, nel caso di attracco consentito per una sola nave, deve essere all'incirca pari a $1.2L$, dove L è la lunghezza della nave;

- un fronte d'accosto centrale dello sviluppo non inferiore a $1/3 L$. Allorchè sono da temere risacche e venti di una certa intensità, è opportuno che la lunghezza del fronte sia elevata sino a $2/3 L$;
- altri punti rigidi in posizione intermedia per l'ammarrò dei cavi necessari a stabilizzare la nave contro le oscillazioni dello specchio interno.

Quando l'ormeggio avviene "di punta" è sufficiente un fronte di accosto pari a circa 1.5-2 volte la larghezza della nave: nei nostri porti si usa garantire tale tipo di ormeggio con la sola ancora di prora o di poppa; nei porti interessati da forti escursioni mareali si rende necessario assicurare la nave anche a dolphins convenientemente distanziati (Tomasicchio, U., 2001).



Fig. 119: Esempio ormeggio a dolphins

Talvolta le opere di accosto sono realizzate al largo, in tal caso possono essere protette da un frangiflutti o ubicate addirittura in mare aperto.

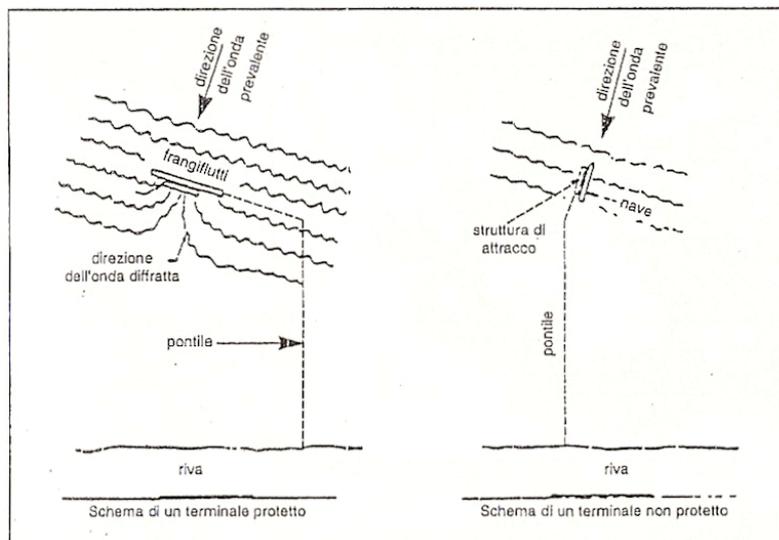


Fig. 120: Schemi terminali offshore di tipo protetto e non protetto

La costruzione di un terminale offshore è proponibile quando la movimentazione delle merci può essere effettuata con attrezzatura che impegna spazi relativamente contenuti; ciò avviene, ad esempio, per trasferire prodotti allo stato fluido; il loro travaso può essere ottenuto mediante pompaggio in tubazioni, generalmente adagiate sui fondali (sea-lines) e collegate alla nave attraverso raccordi flessibili.



Fig. 121: Esempio terminale offshore

Le operazioni di carico/scarico delle merci ad un terminale offshore sono impedito in condizioni sfavorevoli di esposizione marina (onde, correnti, vento). I periodi di parziale o totale inoperatività della struttura devono pertanto essere previsti accuratamente in fase di progettazione per un'attendibile valutazione del costo globale di esercizio del terminale.

Ad ogni modo, la movimentazione delle merci presso un'opera esterna di accosto richiede condizioni di calma sicuramente meno severe di quelle che le difese portuali garantiscono nell'ambito di un bacino protetto (*Tomasicchio, U., 2001*).

11.1.1 Carichi dovuti all'ormeggio e all'accosto delle imbarcazioni

I sistemi di pontili e darsene assicurano l'ormeggio delle imbarcazioni, l'accesso alle persone e il trasferimento delle forniture dalla terra al mare o viceversa. Ogni porto e ogni zona destinata all'attracco delle imbarcazioni sono caratterizzati dai propri parametri ambientali e condizioni di progetto che li identificano in maniera univoca; pertanto non esiste un sistema di attracchi o di darsene che sia universale.

Il carico agente sui pontili si può così riassumere:

- 2 forze laterali di 100 kg/m che corrispondono al tiro di un battello sottovento;
- tiro di 1 t per ogni anello di ormeggio (2 ogni 4 m);
- urto di 500 kg/m;

Le suddette condizioni sono in evidente alternativa.

Pertanto i carichi che devono essere considerati per progettare opportunamente una struttura d'accosto sono relativi al tiro dell'ormeggio dell'imbarcazione e all'azione d'urto provocata dall'imbarcazione durante l'accosto.

11.2 CARICHI D'ATTRACCO

Il British Standard Maritime Code (*BS 6349, 1994*) fornisce una guida alla valutazione dei carichi d'ormeggio includendo attrezzature situate in località esposte. In assenza di guide avanzate sugli attracchi, il progettista dovrebbe seguire le raccomandazioni fornite appunto da *BS 6349, Part. 4*. Questo è importante per notare che, come fissato nel British Standard, la velocità d'accosto nelle località esposte sarà maggiore di quella nelle località riparate.

11.2.1 Calcolo della forza d'impatto (o d'urto)

Quando si vuole valutare la forza d'impatto di un'imbarcazione da diporto su un pontile o su una struttura d'accosto, il calcolo si può condurre con il semplice metodo riportato di seguito (*Tomasicchio, U., 2001*).

Assunto come peso della barca da diporto (di lunghezza L) il valore in kg

$$W_{\min} = 5.45 \cdot L^2 \quad (137)$$

Tenendo presente che la componente di velocità V sarà uguale a

$$V = V_{ac\ costo} \cdot \sin \alpha \quad (138)$$

dove α rappresenta l'angolo d'inclinazione tra la longitudinale al pontile e la provenienza del natante. La forza d'impatto può essere determinata, come energia cinetica, con la seguente formula:

$$KE = \frac{W \cdot V^2}{2g} \quad (139)$$

11.2.2 Carichi d'ormeggio

La progettazione di un appropriato sistema di ormeggio richiede la valutazione di tutti i carichi agenti sull'imbarcazione all'ormeggio, quali:

- vento;
- correnti;
- carichi d'onda: (onde oceaniche o di lungo periodo e onde generate dalle navi);
- maree;
- cambiamenti nel pescaggio e nell'assetto delle imbarcazioni;
- ghiaccio.

Per accosti in località riparate, le guide presenti in British Standard suggeriscono che le forze orizzontali principali sono normalmente dovute al vento e alle correnti agenti sulle imbarcazioni all'ormeggio (per approfondimenti consultare *OCIMF 1994*, e *OCIMF, 1997*).

Nel caso di accosto a pontili in località esposte il carico d'onda può essere significativo; la dinamica e la complessa natura dei carichi d'onda, di navi, fender, e funi d'ormeggio, evidenzia che è difficile effettuare una valutazione di base dei carichi agenti su tali elementi (*McConnel, et al., 2004*). Modelli computerizzati di forze ondose e di carichi d'ormeggio delle imbarcazioni furono usati per determinare la reazione di un'imbarcazione tipica solamente per un progetto preliminare.

Le funi di ormeggio furono modellate come molle elastiche, ciascuna delle quali possedeva una propria rigidità, espressa in termini del parametro adimensionale di rigidità d'ormeggio:

$$\mu = \frac{\lambda \cdot L_{bp}}{\Delta} \quad (140)$$

dove λ è la rigidità della fune d'ormeggio (t/m), L_{bp} la lunghezza dell'imbarcazione sulla perpendicolare (m) e Δ il dislocamento dell'imbarcazione (t).

Furono inoltre presentati diagrammi che correlavano il parametro della (140) con altre grandezze caratteristiche dell'onda e dei dispositivi d'ormeggio (vedi *McConnel et al., 2004*).

Il calcolo della forze d'ormeggio prevede la conoscenza della tensione massima che può subire la fune e quindi lo strappo massimo che essa subisce, in funzione anche del tipo di imbarcazione ormeggiata e delle condizioni marine del luogo; pertanto, per un'analisi dettagliata di tali carichi si suggerisce di consultare le guide fornite dai British Standard (*BS 6349, Part 4*). In questo lavoro ci limitiamo a fornire valori circa le caratteristiche dei sistemi d'ormeggio e delle forze che essi possono sopportare.

11.2.3 Dispositivi d'ormeggio

I dispositivi d'ormeggio più utilizzati sono:

- bitte;
- galloce;
- anelli;
- golfari;

Detti dispositivi di ormeggio devono essere dimensionati in relazione alla grandezza e tipologia delle imbarcazioni da ormeggiare e realizzati con materiali di provata resistenza alla corrosione. In ogni caso, devono resistere in condizioni di sicurezza ad almeno 5 kN (500 kg) di tiro orizzontale in ogni direzione (*AIPCN, 2002*).

Nelle sovrastrutture dei muri di sponda (specialmente le banchine) sono murate le bitte d'ormeggio alle quali si legano con grosse gomene, cavi metallici e catene le navi mentre stazionano nei porti; questi dispositivi sono solitamente in ghisa o acciaio e talvolta possono superare le 2t di peso (*Tomasicchio, U., 2001*).



Fig. 122: Esempio di galloccia su pontile con camminamento in doghe di legno

Ovviamente nel caso dell'accosto del pontile di Riccione, non si può pensare di utilizzare bitte come dispositivi di ormeggio, in quanto la struttura non può ospitare un manufatto di tale ingombro e tale peso; pertanto verranno utilizzate galloce in lega di alluminio/inox fissate al piano di camminamento del pontone d'accosto, in corrispondenza del bordo esterno.

Prima di definire quali siano i particolari costruttivi della modalità di accosto pensata per il pontile di Riccione, è giusto mostrare alcuni esempi per avere una visione globale e la possibilità di confronto.

11.3 ESEMPI E CONSIDERAZIONI

11.3.1 Esempi principali tipologie d'accosto

Le tipologie di accosto solitamente si suddividono in due categorie:

- fissa;
- galleggiante.

Le prime sono spesso equiparate alle banchine portuali o a pontili fissi per il carico/scarico merci, mentre le seconde sono quelle più utilizzate all'interno dei bacini portuali.

La differenza sostanziale risiede nel fatto che le strutture fisse mantengono costante la quota di calpestio/accesso e hanno strutture d'accosto che possono essere parzialmente sommerse dall'acqua di mare (elementi strutturali opportunamente trattati) mentre le opere galleggianti hanno il calpestio che non è mai a contatto con l'acqua in quanto essendo galleggianti, si spostano con le variazioni del livello del mare.

Di seguito vengono mostrati alcuni esempi.

Sistemi galleggianti

Le tipologie d'accosto si possono realizzare in diversi modi:

- pontili galleggianti veri e propri, dotati o meno di finger, con passerelle e scale d'accesso mobili, che consentono il raggiungimento del calpestio in qualsiasi condizione di marea in quanto caratterizzati da galleggianti in cls con anima di polistirolo. Sono i più conosciuti e utilizzati all'interno dei bacini portuali, con la condizione limite di H_{max} d'onda di 0.4 m.



Fig. 123: Esempio di pontile galleggiante con passerella mobile (Helsinki, Finlandia)

- Pontoni ancorati a guida-pali infissi nel fondale ; anch'essi seguono le escursioni di marea e sono utilizzati in zone il cui terreno di fondazione presenta buone caratteristiche in modo da non dover infiggere troppo i pali stessi;



Fig.124: Pontile galleggiante con guida-pali (tipologia Gator)

- Pontoni che si muovono lungo guide ancorate alla banchina a seconda della marea e che possono essere completamente sollevati tramite dispositivi meccanici o oleodinamici in modo da garantire un'adeguata manutenzione (fig.125).



Fig. 125: Pontone galleggiante su guide

Sistemi fissi

La modalità d'accosto fisso prevede specialmente scale d'accesso rigidamente connesse alla sovrastruttura costituite da materiale resistente (spesso acciai zincati) e caratterizzate da ringhiere saldamente ancorate in modo da garantire la sicurezza dell'approdo. La fig.126 mostra un scala in legno, tipica per pontili in legno, esposti all'azione della marea ma riparati rispetto l'azione delle onde (baie degli atolli tropicali)

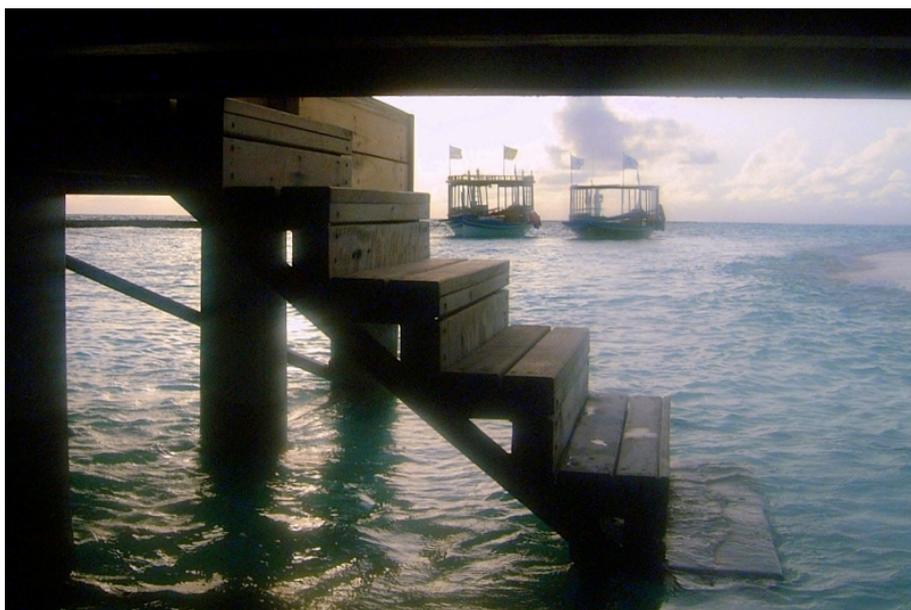


Fig. 126: Scala d'accosto in legno (Malè, Maldive)

La fig.127 mostra invece una scala di accosto in acciaio protetta all'urto laterale delle imbarcazioni mediante pali in legno, che fungono sia come attenuatore dell'urto stesso che come briccola d'ormeggio.



Fig. 127: Scala d'accosto in acciaio

L'ultima figura mostra invece una scala d'accosto ad un pontile esposto fortemente al moto ondoso. Si nota chiaramente che tale struttura è soggetta alle onde: pertanto deve essere saldamente ancorata in quanto subisce momenti torsionali e sforzi diretti e le sue componenti opportunamente protette dalla corrosione e ossidazione dovuta al mare.



Fig. 128: Scala d'accosto (Lignano Sabbiadoro, UD, Italia)

11.3.2 Scopo e caratteristiche modalità accosto

L'accosto è studiato per favorire l'accesso al pontile da parte di quelle persone che provenendo dal mare, giungono con la propria imbarcazione in prossimità dello stesso con l'intenzione di potere accedere ai servizi che il pontile offre.

Pertanto, la modalità d'accosto deve avere le stesse caratteristiche di un pontile galleggiante o di una banchina di porto, salvo gli erogatori di servizi e i rispettivi impianti, in quanto sarebbero soggetti all'impatto dell'azione ondosa e sicuramente danneggiati.

Inoltre, la struttura stessa dell'accosto deve essere progettata in modo da resistere sia alla sollecitazione, che alla sollecitazione d'urto generata dall'imbarcazione durante l'accosto e dai carichi d'onda prodotti dall'imbarcazione stessa durante l'ormeggio.

Anche gli accessori costituenti l'accosto devono essere progettati in modo che resistano alle seguenti sollecitazioni:

- azione dell'onda (devono essere bene ancorati);
- corrosione dovuta all'azione aggressiva dell'acqua di mare;
- azione d'urto derivante dalle imbarcazioni (per parabordi);
- azioni di tiro dovute all'ormeggio (per galloce o golfari).

11.4 MODALITÀ ACCOSTO PONTILE DI RICCIONE

11.4.1 Condizioni di esercizio

La modalità di accosto del pontile oggetto di studio deve essere posizionata in una zona in cui sia garantito un fondale sufficiente per la navigazione delle piccole/medie imbarcazioni anche in situazione di bassa marea. Si è deciso pertanto di posizionare la struttura adibita all'accosto nella parte finale del pontile, in quanto il fondale, in condizione di medio mare è pari a 2.5 m con l'escursione mareale più gravosa di ± 1.1 m.

Si dovranno inoltre considerare le azioni dovute alle onde: dato che il tratto finale del pontile si trova all'interno della surf-zone, le onde saranno caratterizzate dal frangimento, pertanto, l'altezza massima in corrispondenza della struttura d'accosto sarà pari all'altezza di frangimento, con $H_b = 2.83$ m. Per valutare l'azione delle onde su tale struttura si rimanda ai paragrafi seguenti.

11.4.2 Scelte progettuali

In funzione dell'escursione di marea il sistema d'accosto più consono consisterebbe nell'utilizzare un pontile galleggiante saldamente ancorato al fondo con tiranti legati a corpi morti, in modo da permettere l'accosto per qualsiasi livello del mare.

Il problema risiede nel fatto che questa tipologia di opera è progettata per un'altezza d'onda massima pari a 0.5m; infatti vengono utilizzati soprattutto per l'accosto in porti turistici, in quanto si è in condizioni riparate. Nel caso del pontile di Riccione, il valore di altezza d'onda massima ammissibile per l'utilizzo di un pontile galleggiante è superato ampiamente, pertanto, se si procedesse con il progetto di un pontone galleggiante, esso verrebbe disancorato e addirittura danneggiato durante la prima mareggiata imponente.

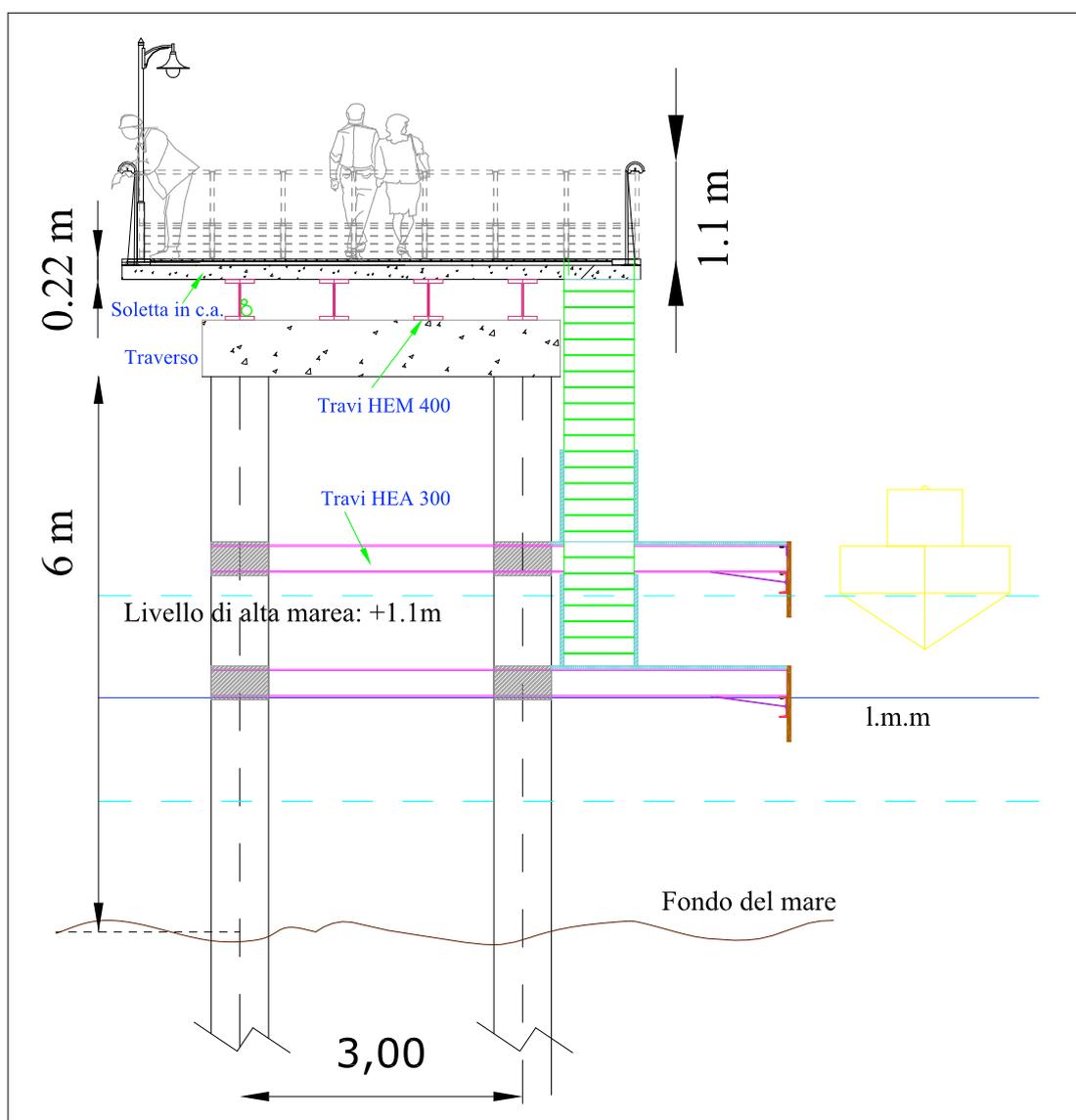


Fig. 129: Sezione trasversale pontile in corrispondenza dell'accosto

Pertanto, in funzione dei ragionamenti e delle considerazioni sulla valutazione ondosa di questa tesi, e di quanto espresso sopra, si è deciso di utilizzare una struttura fissa costituita da due pontoni di lunghezza di 10.6 m, connessi rigidamente alla struttura portante mediante travi HEA 300 collegate ai pali con un pulvino, e rinforzate longitudinalmente dall'utilizzo di un UPN 220 un angolare a L 120x10, giuntati opportunamente tra loro mediante bulloni e saldatura, e protetti da zincatura, in modo da resistere alla corrosione dovuta al contatto con l'acqua di mare (vedi fig.129).

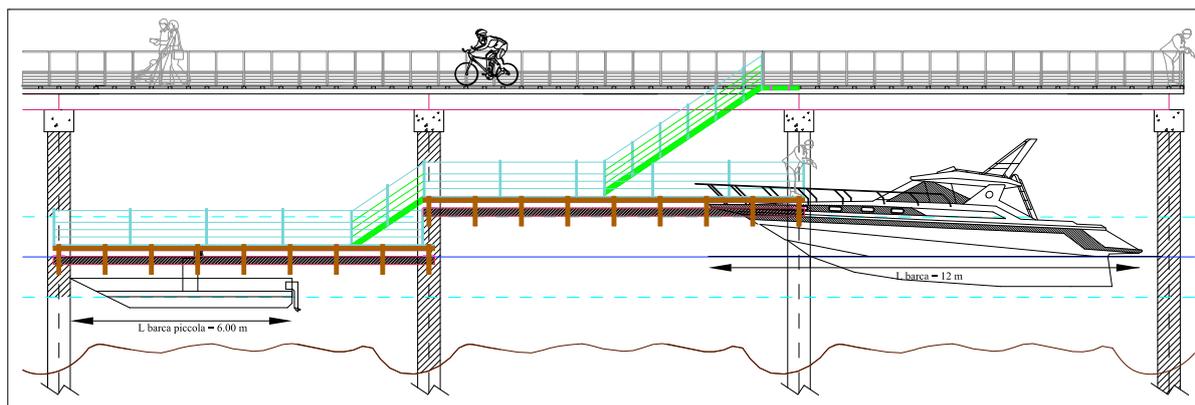


Fig. 130: Modalità accosto, vista di Sud

Osservando la figura sopra riportata, si nota che per l'accosto, si è scelto il lato più riparato, che, in funzione delle analisi sulle onde riportate nel capitolo 6, è quello che presenta l'elevazione minima della cresta dell'onda, e pertanto una azione ondosa sui pontoni d'accosto minori.

Il progetto dell'accosto prevede la realizzazione di due pontoni, fissi ad una quota rispettivamente pari a +1.1 m s.l.m per quello più elevato e pari a -0.2 m s.l.m per quello più basso. Sono state decise queste quote proprio per far fronte alla variazione continua del livello del mare e per garantire la possibilità di accesso al pontile con qualsiasi stato di marea. Le quote inferiori dei due pontoni sono state valutate cercando un buon compromesso tra il massimo gradino che la persona deve affrontare (sia esso in salita o in discesa) e la sostenibilità economica e strutturale dell'opera.

Per fare questo è stato considerato il bordo libero dell'imbarcazione, supposto pari a 0.5÷0.6 m per i natanti più piccoli e 0.8÷1 m per i natanti di medie dimensioni e per le barche a vela; infine sono stati utilizzati questi valori per appurare la fattibilità della discesa/ascesa dall'imbarcazione a seconda dei diversi livelli mareali.

11.4.3 Particolari costruttivi

Telaio del pontone

Il pontone d'accosto, secondo un progetto preliminare che necessita di verifica a resistenza e durabilità, è costituito da un telaio di profilati metallici disposti secondo uno schema ben preciso e raffigurato nelle seguenti figure.

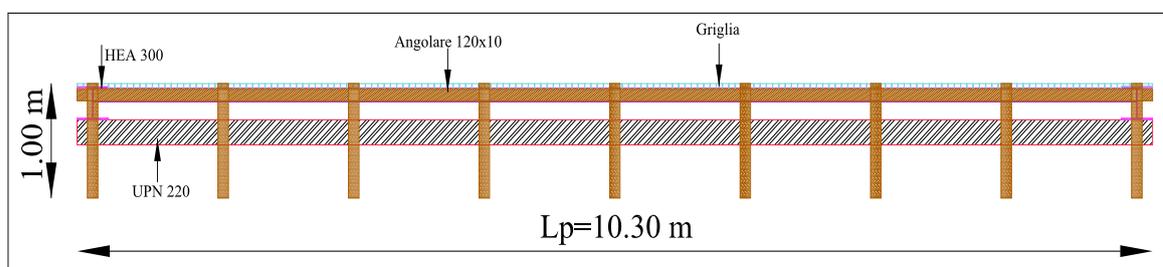


Fig. 131: Particolari pontone

Il telaio è costituito da 2 travi HEA 300, connesse rigidamente con entrambi i pali di sostegno (esteso anche al palo sul lato opposto per ridurre la deformabilità e le sollecitazioni sul pontone) tramite pulvini appositi; queste travi sono accoppiate sul lato inferiore ad un UPN 220 che serve per ridurre il varco tra il calpestio ed il livello del mare e per favorire l'accosto sul lato dell'imbarcazione.

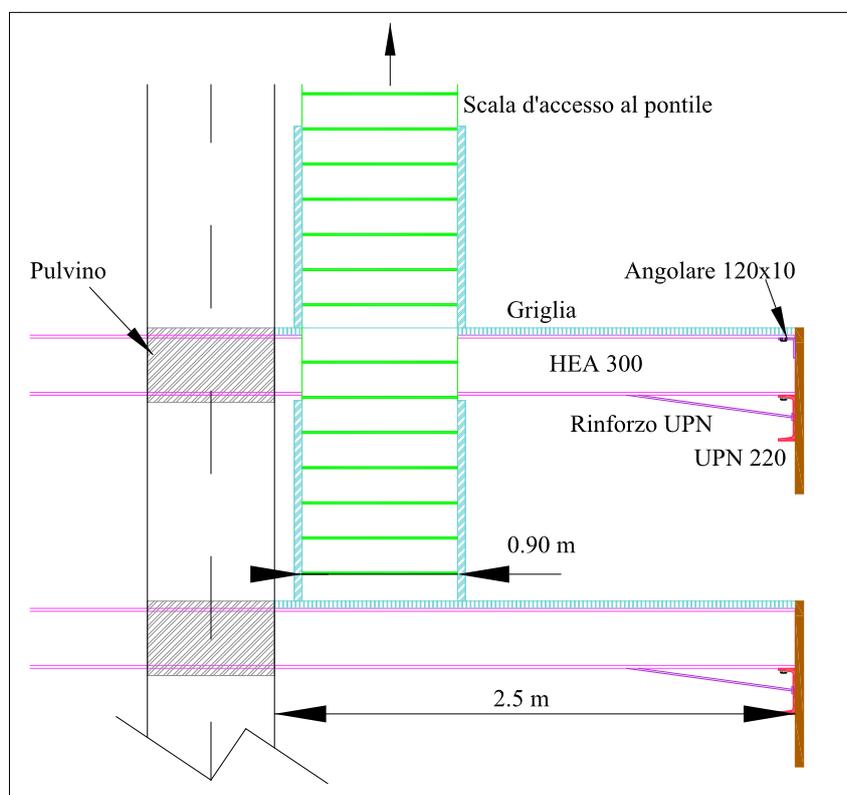


Fig. 132: Particolari pontone

Gli UPN 220 inoltre, sono collegati alle HEA 300 mediante piastre bullonate ed eventuale saldatura; inoltre sono stati posti profilati di sostegno diagonali tra le due travi in modo da garantire stabilità a torsione e momento flettente.

Per garantire ulteriore stabilità e punto d'appoggio sono state posizionate angolari a L 120x10 longitudinalmente al pontone, in modo da creare, con un'orditura secondaria, un telaio su cui bullonare la griglia metallica.

L'utilizzo della griglia metallica dipende fortemente dal fatto che, essendo costituita da numerosi vuoti, dissipa l'impatto dell'onda che grava su di essa, riducendo le possibilità di sollevamento o schiacciamento della griglia; i vuoti della griglia sono di 6*2 (cm) disposti in funzione della direzione più gravosa dell'onda (per un ulteriore approfondimento consultare allegato 4).

Infine sono stati scelti travetti di legno (100*10*8) da ancorare all'angolare 120x10 in modo da garantire, assieme all'angolare stesso, un fianco libero d'appoggio per le imbarcazioni.

E' importante dire che il telaio va opportunamente controventato nel piano orizzontale in modo da assorbire meglio le sollecitazioni dovute a onde e urto di imbarcazioni.

Essendo inoltre un dimensionamento di massima ci si limiterà solamente a definire uno schema progettuale accettabile da un punto di vista strutturale e dell'affidabilità costruttiva.

Dispositivi per l'ormeggio

Per quanto riguarda i dispositivi d'ormeggio per le imbarcazioni, data la tipologia e il telaio del pontone, si è pensato di porre 5 galloce in lega di alluminio, di dimensioni h*l pari a 11*32 cm, realizzate in fusione e caratterizzate un tiro nominale di 5 t, fissate al telaio del pontone mediante un sistema di acciaio inossidabile.

Non è previsto l'utilizzo di parabordi aggiuntivi in quanto sono stati previsti 9 listelli di legno per l'intera lunghezza dell'accosto e del ricoprimento in legno dell'angolare 120x10 collegato alle HEA; i listelli sono in WPC, ovvero un materiale all'avanguardia proposto dall'impresa SistemaWalcon, in quanto garantisce grande resistenza a sollecitazioni e ad agenti atmosferici, aumentando la durabilità e quindi la funzionalità.

Si nota infine che tra un listello e l'altro c'è uno spazio sufficiente per prevedere l'inglobamento di una scaletta di risalita da utilizzarsi in caso di condizioni mareali talmente sfavorevoli che le persone non riescono ad accedere al pontone o, nel caso più gravoso, che la persona, fortuitamente caduta in acqua, abbia la possibilità di risalire sul grigliato.

Scale d'accesso e cancelli

Una volta che i passeggeri dei natanti sono scesi sul pontile ed hanno ormeggiato la propria imbarcazione devono poter accedere alla sommità del pontile e per fare questo devono salire le scale in acciaio zincato saldamente incastrata tra i due pontoni di accosto e tra il pontone e la sommità dell'impalcato. Per quanto riguarda quella che collega i due livelli di accosto, si tratta di una scala composta da 8 gradini, alti 17 cm, e saldati ai bordi in lamiera; la larghezza è di 90 cm (maggiore della minima consentita pari 80 cm). Solitamente queste scale sono prefabbricate, pertanto, durante la costruzione, gli operai specializzati dovranno prevedere all'interno del telaio, lo spazio per l'alloggio della base della scala e delle rispettive ringhiere.

Stesse modalità costruttive per l'altra scala, che sarà incastrata sul lato inferiore al pontone più alto e sul lato inferiore verrà inglobata nella soletta in cls costituente l'impalcato. Molto importante in questo caso sarà prevedere un cancello di accesso al pontile in modo da garantire un margine di sicurezza sia per l'accesso che per la discesa, in funzione delle condizioni del mare e delle situazioni pericolose.

11.4.4 Forze agenti sul pontone d'accosto

Per valutare quali siano le forze delle onde agenti sui pontoni d'accosto si utilizzano le stesse formule già viste nel par.7.4.4. e si fa riferimento al seguente schema di carico:

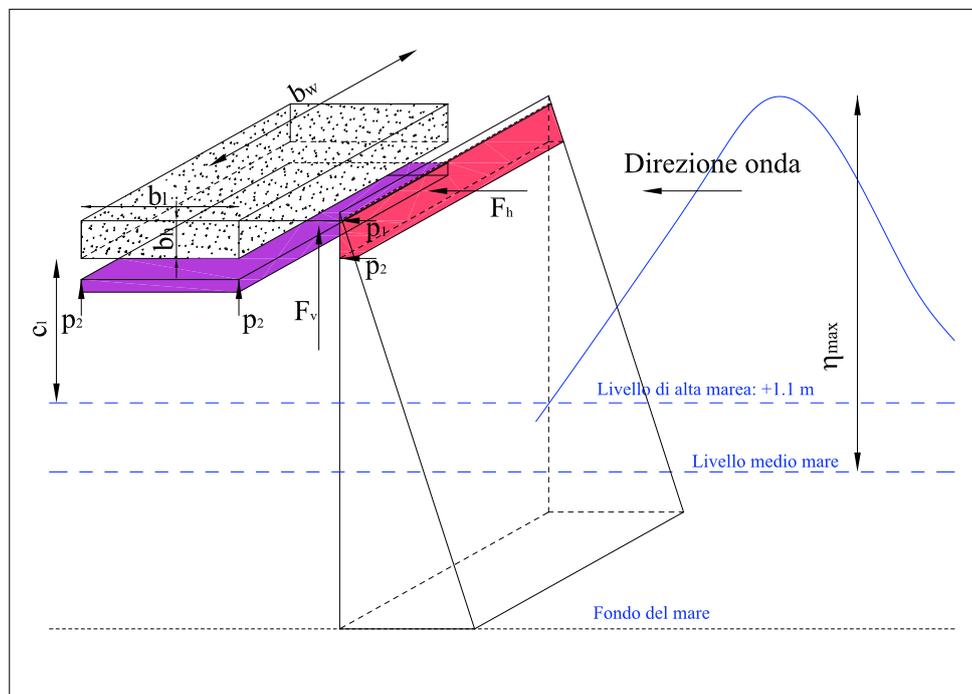


Fig. 133: Schema di carico per il calcolo della forza dell'onda sul pontone d'accosto

Non vengono riportati i passaggi ma solamente una tabella di riepilogo dei valori delle forze. In prima approssimazione i pontoni vengono considerati pieni per semplicità di calcolo.

Tab-53: Azioni onde sui pontoni d'accosto

	ρ (Kg/m ³)	1025	g (m/s ²)	9,81
	PONTONE 1		PONTONE 2	
	Onda 1	Onda 2	Onda 1	Onda 2
η_{TOT} (m)	3,98	3,36	3,98	3,36
c_l (m)	1,1	1,1	-0,22	-0,22
p_1 (N/m ²)	23342,37846	17079,93234	36615,30846	30352,86234
p_2 (N/m ²)	28973,31846	22710,87234	42246,24846	35983,80234
b_h	0,56	0,56	0,56	0,56
b_w	10	10	10	10
b_l	2,5	2,5	2,5	2,5
F^*_v (N)	724333	567772	1056156	899595
F^*_v (KN)	724	568	1056	900
F^*_h (N)	146484	111414	220812	185743
F^*_h (KN)	146	111	221	186
H_b (m)	2,83	2,83	2,83	2,83
$F_{qs(v)}$ (KN)	-122,2	-113,9	-159,4	-158,0
a	-0,54	-0,54	-0,54	-0,54
b	0,91	0,91	0,91	0,91
$F_{qs(h)}$ (KN)	9,0	9,2	11,2	12,2
a	0,45	0,45	0,45	0,45
b	1,56	1,56	1,56	1,56
t_n (s)	0,3	0,3	0,3	0,3
T (s)	10	10	10	10
t_n/T	0,03	0,03	0,03	0,03
F_{maxv} (KN)	-1434	-1336	-1871	-1854
a	0,5	0,5	0,5	0,5
b	0,9	0,9	0,9	0,9
F_{maxh} (KN)	210	215	262	286
a	1	1	1	1
b	0,9	0,9	0,9	0,9

Si deve però tenere in considerazione che la griglia, costituita da maglie in acciaio zincato a caldo con vuoti di 6x2 cm, presenta un'elevata percentuale di vuoti rispetto al pontone considerato pieno. Pertanto, una volta calcolata la superficie di vuoti che è pari a 18.5 m², la si confronta con la superficie totale della griglia che è pari a 25 m². Pertanto si nota che la superficie piena risulta 25-18.5, ovvero 6.5 m², circa il 26 % di quella totale.

A questo punto si può ottenere la forza reale verticale moltiplicando la F_{maxv} (KN) per 0.26.

Si ottengono dunque i seguenti risultati:

Tab-54: Valori reali azione verticale dell'onda

	PONTONE 1		PONTONE 2	
	Onda 1	Onda 2	Onda 1	Onda 2
F_{maxV} (KN)	-1434	-1336	-1871	-1854
c	0,26	0,26	0,26	0,26
F_{totV} (KN)	-373	-347	-486	-482

Per quanto riguarda invece la forza orizzontale i valori rimangono invariati in quanto nelle formule non compare lo spessore.

Pertanto si giunge ai seguenti risultati.

Tab-55: Valori reali azione verticale dell'onda

	PONTONE 1		PONTONE 2	
	Onda 1	Onda 2	Onda 1	Onda 2
F_{maxH} (KN)	210	215	262	286
c	1	1	1	1
F_{totH} (KN)	210	215	262	286

Accessori

Per quanto riguarda gli accessori costituenti il pontone d'accosto vanno sicuramente prese in considerazione le scalette di risalita, utilizzate per salire sul grigliato quando le condizioni di marea sono talmente sfavorevoli da determinare un gradino troppo elevato tra il bordo libero dell'imbarcazione e la sommità del pontone.



Fig. 134: Scaletta di risalita

Altra possibilità d'uso della scaletta sono riferite ai bagnanti che vogliono salire sul pontile e coloro che per manovra sbagliata o azione ondosa cadono in acqua.

Va detto che essendoci la possibilità che una parte di questa struttura sia parzialmente e raramente totalmente sommersa, è necessario prevedere un sistema di segnalazione opportuno in modo tale che i natanti non vadano contro la struttura semi-sommersa arrecando danno alle persone ed alla struttura stessa.

Infine va specificato che non tutte le tipologie di imbarcazioni possono accostare al pontone: tali limitazioni sono stabilite dalla lunghezza e dal pescaggio. Va inoltre evidenziato che le galloce hanno un tiro nominale che varia da 2.5 t/m a 5 t/m; pertanto, se soggetti a carichi maggiori, possono essere divelte o danneggiate.

12 CONCLUSIONI

Oggetto di questo studio è stata un'analisi approfondita sulla realizzabilità di un pontile turistico nella località di Riccione, accompagnata da una descrizione dettagliata degli aspetti progettuali e costruttivi che caratterizzano l'opera in maniera univoca, focalizzando l'attenzione sulle sollecitazioni cui essa è soggetta e fornendo informazioni circa l'impatto ambientale e la ripercussione economica derivante dalla sua costruzione.

Il pontile di Riccione, per il quale è stato redatto fino ad ora solamente un progetto preliminare (i lavori dovevano partire il 27 Ottobre 2010, ma per motivi burocratici e pratici non sono ancora iniziati), ha l'obiettivo di rappresentare un'attrazione turistica per la città di Riccione ed un elemento caratteristico del litorale; inoltre rappresenta un'opera pubblica in Project Financing mediante la quale, la pubblica amministrazione (che rappresenta il committente dell'opera) ricorre all'utilizzo di capitali privati per sostenere le spese di costruzione, lasciando in cambio la gestione e i ricavi derivanti dall'utilizzo dell'opera, ai privati che sostengono il Comune con il proprio capitale.

I lavori di costruzione del pontile non sono ancora iniziati, in quanto notevole è stata la polemica sollevata dai bagnini e dai proprietari degli stabilimenti balneari nei confronti della pubblica amministrazione, convinti che la realizzazione di tale opera possa incidere sulle caratteristiche del litorale determinando un'ingente erosione della spiaggia e provocando ripercussioni economiche sulla gestione delle infrastrutture.

Quest'opera, infatti, secondo il progetto preliminare redatto dall'impresa vincitrice della gara d'appalto (l'ultima è stata ad Aprile 2010, vinta dal Consorzio Ravennate, sotto la direzione tecnica dell'Ing. Rubboli) dovrebbe essere così realizzata: in corrispondenza di Piazzale Roma, dove un tempo c'era una vecchia-struttura per spettacoli, dovrebbe essere costruito il tratto iniziale, un vero e proprio pontile radicato a terra che dà accesso ad una piattaforma (secondo tratto) su cui viene realizzato un luogo di ritrovo e osservazione del litorale, con servizio bar e ristorante, e infine, una parte finale, costituita da un pontile esterno con funzione di accosto per le imbarcazioni di piccole-medie dimensioni, specialmente in condizioni di mare calmo.

Il progetto preliminare architettonico delle opere a terra, sviluppato dall'ing. Castellani e dall'arch. Morri (settore delle Infrastrutture Q.U. e C.LLO del territorio, Comune di Riccione) prevede appunto la realizzazione del primo tratto mediante un pontile sospeso, sorretto da un arco strallato di circa 30 m di altezza: questa soluzione è stata pensata per poter

eliminare i pali di fondazione sulla spiaggia e vicino a riva, che costituirebbero un notevole impatto visivo occuperebbero spazio destinato allo sfruttamento della spiaggia.

Il progetto preliminare architettonico delle opere a mare, sviluppato dall'arch. Rossi (Studio Stefano Rossi, Cesena) prevede la realizzazione del secondo tratto (che inizia in corrispondenza della linea di riva) come un pontile vero e proprio, la cui sovrastruttura è sorretta da pali trivellati in c.a. con diametro pari a 0.61m, e che prevede la costruzione di una piattaforma di circa 2000 m² di cui 400 m² adibiti a commerciale con zona bar e zona ristorante, e alla fine di questo, il tratto finale del pontile per cui viene pensato l'accosto delle imbarcazioni.

I problemi posti da questo tipo di struttura, come visto nel corso dello studio, sono dunque inerenti alle sollecitazioni che il mare può esercitare su quest'opera esposta all'azione diretta delle onde limitate al solo fondale e agli effetti sul litorale, sia sulla parte di spiaggia emersa che su quella sommersa; pertanto, uno degli obiettivi di questa tesi è quello di accertare che l'opera sia resistente all'azione ondosa e non sia causa di erosione della spiaggia, una fra le più redditizie della costa Emiliano-Romagnola.

Partendo da un'analisi generale delle modalità costruttive di questa tipologia di strutture, confrontando tra loro diverse opere realizzate in Italia (Marina di Massa, Lignano Sabbiadro, etc) e nel resto del mondo (la Jolla Pier-CA,USA, Victorian Pier-UK, etc) si è riscontrato che il pontile di Riccione, realizzato secondo le modalità definite in questa tesi, dovrebbe consentire un flusso praticamente non ostacolato delle correnti e delle maree in quanto tra i sostegni verticali c'è un interasse sufficiente, e quindi non gravare sull'idromorfodinamica del litorale circostante e del fondale su cui esso poggia.

Prima di analizzare i risultati relativi la sollecitazione ondosa sulla struttura è giusto evidenziare che è stata effettuata, in maniera semplice e generica, un'analisi della geomorfologia del sito ospitante l'opera; in riferimento alla relazione geologica-geotecnica redatta dai progettisti della società "Lungomare Sud Parking Gest" S.R.L. per il progetto di riqualificazione urbana e ambientale con creazione di parcheggio interrato sotto il Lungomare della Repubblica da P.le Roma a P.le San Martino, si è riscontrato che il fondale su cui l'opera poggia è costituito da uno strato di sabbia medio-fine che si tramuta in uno strato di sabbia limosa dopo 4 m sotto il fondale, per poi diventare argilla limosa per i successivi 16 m.

Inoltre, è stato evidenziato che il profilo del fondale è soggetto a continue variazioni causate da fenomeni erosivi dovuti all'urbanizzazione della costa e alla costruzione di opere a mare e infine dalla subsidenza.

Il passo seguente è stato caratterizzato da un'analisi delle condizioni meteo-climatiche caratterizzanti la zona di Riccione, focalizzando l'attenzione sulle caratteristiche dei venti agenti e sulla tipologia di onde presenti.

Sono stati individuati, sulla base di indagini probabilistiche precedenti, due settori di traversia, per i quali si pensa provengano i venti prevalenti: il primo caratterizzato da venti provenienti da NW-N-NE(-30÷45°N) e il secondo con venti provenienti da NE-E-SE (45÷120°N).

In funzione di questi settori, è stata dunque condotta l'analisi di rischio per la previsione della sollecitazione ondosa, in modo da valutare le caratteristiche delle onde in corrispondenza del pontile.

Si è partiti dalla ricostruzione delle condizioni delle onde al largo e mediante un'analisi dei valori storici (forniti dalla stazione metanifera Azalea, RN) si è riscontrato che al largo, in corrispondenza di un fondale di 19 m, l'onda ha H_s pari a 7 m, T_{so} pari a 10.37 s e L_{so} pari a 168 m; a questo punto è stata dunque valutata la propagazione dell'onda da largo a riva, in modo da valutare le caratteristiche dell'onda impatta contro la struttura del pontile.

Dato che il progetto preliminare prevede una lunghezza del tratto a mare pari a circa 200 m, si è appurato, che il fondale in prossimità della parte finale (quella più esposta alle onde) è pari a 2.5 m, pertanto, il profilo dell'onda muterà durante la propagazione verso riva.

E' stato riscontrato, che questo tratto di pontile si trova all'interno della surf-zone, pertanto le onde, all'interno di questa zona, non crescono infinitamente, ma sono limitate dal frangimento: utilizzando in via preliminare la teoria di Goda (2000) si è ricavato dunque che l'altezza massima d'onda ammissibile (H_b) in corrispondenza della testata del pontile è pari a 2.83m. In un secondo momento è stata anche valutata la massima altezza della cresta dell'onda (η_{max}) per verificare quali componenti strutturali siano esposte all'azione ondosa nel caso delle mareggiate più gravose. Questo procedimento è stato sviluppato per 7 classi d'onda, provenienti da 7 diverse direzioni (all'interno dei settori di traversia) ed è stato riscontrato che si ha condizione più gravosa per l'onda che impatta in direzione normale alla linea di riva, ovvero in direzione parallela all'asse longitudinale del pontile.

E' doveroso evidenziare che le teorie utilizzate per il calcolo delle caratteristiche delle onde, sono state interpretate in modo da fornire un buon compromesso per l'analisi della condizione ondosa, poiché la maggior parte di esse non prende in esame situazioni analoghe a quelle presenti nel caso del pontile di Riccione. Inoltre, sarebbe stato opportuno prevedere una verifica dei risultati ottenuti, magari mediante software di calcolo delle sollecitazioni dovute alle onde, e gli effetti provocati da queste sulla dinamica del litorale, analizzando in maniera dettagliata le correnti causate dall'interazione tra onde e pontile.

Ovviamente, in questo studio ci si è limitati a fornire una stima dell'azione ondosa su quelli che possono essere considerati gli elementi strutturali e caratteristici dell'opera.

Effettuando un'integrazione della pressione dell'onda lungo il suo profilo attraverso la formula proposta da Takakashi (1996), si è trovato che il valore del carico d'onda uniformemente distribuito sui pali di sostegno è pari a 18 kN/m; anche in questo caso la teoria utilizzata fornisce un valore approssimato rispetto alla situazione reale, in quanto, rispetto a questo, è lievemente maggiore. Si può pertanto affermare, che l'aver utilizzato nei calcoli il valore precedentemente indicato, garantisce un buon margine di sicurezza.

In funzione della modalità costruttiva ipotizzata per la realizzazione dell'impalcato, si è riscontrato che gli elementi strutturali costituenti la sovrastruttura non sono direttamente soggetti all'azione ondosa.

A questo punto è stata dunque condotta un'analisi strutturale per verificare la stabilità dell'opera, in conformità alle specifiche richieste dalla Normativa di riferimento, il D.M. 14/01/08.

Per prima cosa si è verificato l'impalcato: esso è costituito da una soletta in cls, dello spessore di 15 cm, larga per tutta la larghezza del camminamento, su cui poggiano gli ancoraggi per i listelli di legno (pontoni) e i listelli stessi che costituiscono la pavimentazione. In funzione delle verifiche statiche si è deciso di armare la soletta con 5Φ12 sia sopra che sotto. Successivamente sono state verificate le travi longitudinali in acciaio (HEM 400) che hanno soddisfatto le verifiche a deformabilità e a flessione.

In un secondo momento sono stati verificati i pali di fondazione e il traverso di collegamento tra essi: per fare questo si è ricorso ad un'analisi sismica e ad una valutazione della portanza del terreno. Questa, così come il carico ammissibile sul palo sono stati calcolati mediante un foglio di calcolo Excel proposto dall'ing. Gino Rizza: è stato trovato, che il valore della lunghezza d'infissione dei pali è tale da garantire stabilità strutturale ai carichi verticali.

Per il calcolo dell'azione sismica in direzione trasversale, è stato scelto come schema di calcolo quello di un portale incastrato alla base (in corrispondenza del punto in cui si pensa nasca la cerniera plastica nel terreno) con il traverso infinitamente rigido; si è poi eseguito il calcolo del periodo di vibrazione della struttura e mediante l'utilizzo di un foglio di calcolo di Excel messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, si è calcolata l'accelerazione dovuta al sisma e la conseguente azione agente sulla massa considerata.

Lo stesso ragionamento è stato fatto in direzione longitudinale: dall'analisi effettuata, combinando opportunamente l'azione dovuta al sisma per entrambe le direzioni, con l'azione dell'onda e i carichi gravanti sul portale, è risultato che il carico più gravoso è dovuto alla

combinazione dei carichi verticali agenti sul traverso con l'azione del sisma in direzione trasversale: per questa condizione sono state poi determinate le armature del traverso e dei pali mediante il software di verifica VCASLU. In funzione delle sollecitazioni agenti sul traverso e sui pali, si è deciso di armare entrambi gli elementi con armatura longitudinale costituita da $10 \Phi 20$.

E' doveroso evidenziare che l'analisi sismica e geotecnica sono state affrontate in maniera semplificata e generica, per fornire valori da poter analizzare in maniera più precisa in caso di effettiva realizzazione dell'opera.

Infine è stata proposta una modalità per l'accosto delle imbarcazioni.

Essendo la zona del pontile interessata da una modesta escursione mareale, in principio era stata presa in considerazione l'ipotesi di realizzazione di un sistema d'accosto galleggiante, ancorato a corpi morti accuratamente disposti sul fondale marino: la valutazione della sollecitazione ondosa ha però portato ad abbandonare immediatamente questa modalità in quanto, tale tipologia deve essere utilizzata solo in funzione di certe condizioni d'onda; condizioni che ovviamente non sono rispettate in quanto la zona di costruzione è esposta fortemente al moto ondoso.

Si è pertanto deciso di progettare un sistema d'accosto fisso connesso rigidamente al pontile, in modo da ridurre le sollecitazioni sfavorevoli sul pontone dovute all'azione delle onde.

Tale struttura è stata pensata costituita da 2 pontoni fissati a due quote differenti in modo da consentire l'accosto in qualsiasi condizione di marea. Tali pontoni, sono costituiti da un telaio metallico (acciaio zincato), caratterizzato da 2 travi HEA 300 (passanti per i pali di fondazione) collegate rigidamente ad angolari 120x10 in modo da ottenere un telaio su cui appoggiare una griglia metallica (vuoti 6x2 cm); ovviamente il telaio dovrà essere opportunamente controventato per assorbire le sollecitazioni dovute alle onde e all'urto delle imbarcazioni durante l'accosto. Si è deciso inoltre di collegare gli HEA 300 con un UPN 220 connesso al lato inferiore delle stesse, in modo da garantire un bordo da affiancare durante l'accosto; tale profilato viene poi protetto con travetti in legno esotico o in WPC (saldamente ancorati all'angolare superiore) con duplice funzione: assorbire in parte l'urto generato dall'imbarcazione ed evitare che l'imbarcazione, in caso di marea sfavorevole, nel momento dell'accosto possa disporsi sotto la struttura.

E' stata anche fornita una stima delle forze delle onde che agiscono sull'impalcato in modo da poter verificare che le unioni bullonate o saldate possano garantire la stabilità dei pontoni di accosto in qualsiasi condizione di esercizio.

Infine sono stati ipotizzati dei dispositivi per l'ormeggio delle imbarcazioni quali galloce in lega di alluminio per impieghi marini realizzate in fusione e caratterizzate da un tiro nominale da 5 ton e un sistema di fissaggio in acciaio inossidabile A4.

E' stata inoltre prevista una scala a pioli con montanti in acciaio inox e gradini inbullonati in materiale plastico antiscivolo, in modo da poter garantire la risalita sul pontone nel caso il livello del mare non permetta un accosto sicuro, o quando il bordo libero dell'imbarcazione è troppo basso rispetto alla sommità del pontone stesso. Inoltre la funzionalità di tale scaletta è anche quella di consentire la risalita sul pontone da parte di bagnanti o di coloro, che per caso cadono dal pontone in fase d'accosto.

Va dunque sottolineata la necessità di fornire rigidità alla struttura in quanto, se fosse soggetta a spostamenti eccessivi, potrebbe compromettere la fase di discesa e risalita delle persone, e graverebbe tramite le scale metalliche, sulla struttura sovrastante.

Infine si dovranno posizionare sistemi di opportuna segnalazione per evitare che i natanti impattano con la struttura d'accosto inferiore, che a seconda di determinate condizioni mareali, può essere parzialmente o completamente sommersa e pertanto poco visibile all'occhio del timoniere distratto dalle operazioni di ormeggio.

Concludendo, si può dunque dire che la valutazione di fattibilità di questa struttura ha evidenziato fattori negativi, come il forte impatto visivo che tale opera ha sul paesaggio circostante, ma anche fattori positivi, come la realizzazione di un elemento che caratterizza in maniera univoca il litorale di Riccione e fornisce alla città stessa un'attrazione turistica caratteristica. Ora spetta solo alla pubblica amministrazione decidere se continuare con la progettazione dell'opera (progetto esecutivo) e la sua seguente costruzione.

13 BIBLIOGRAFIA

Abbott, M. B., Damgaard, A. and G. S. Rodenhuis, 1973. System 21, Jupiter. *A design system for two-dimensional nearly-horizontal flows*. IAHR, J. Hydraul. Res. 1.

Abou-Seida, M.M., 1963. *Sediment scour at structures*. Technical Report HEL-4-2, University of California, Berkeley, California.

AIPCN, 2002. *Raccomandazioni tecniche per la progettazione di porti turistici*. Associazione Internazionale di Navigazione, Sezione Italiana. AIPCN-PIANC, Feb. 2002.

Allsop, N.W.H. and Cuomo, G., 2004. *Wave loads on exposed jetties*. Report SR583, HR Wallingford, UK.

Allsop, N.W.H., 2000. *Wave forces on vertical and composite walls*. Chapter 4 in Handbook of Coastal Engineering, pp. 4.1-4.47, ed. J. Herbich. McGraw-Hill, New York.

American Petroleum Institute, 1993. *Planning, designing and constructing fixed offshore platforms-load and resistance factor design*, 1st Edition (Including supplement 1, Feb 1997).

American Petroleum Institute, 2000. *Planning, designing and constructing fixed offshore platforms-workig stress design*, 20th edition.

Bea, R.G., Xu, T., Stear, J. and Ramos, R., 1999. *Wave forces on decks of offshore platforms*. J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng., Vol. 125, No. 3. Proc. ASCE, New York.

Bea, R.G., Iversen, R., Xu, T., 2001. *Wave-in-deck loads on offshore platforms*. J. Offshore Mech. Arct. Eng. 123, 10-21.

British Standards Institution, 1988. *British Standard Code of Practice for Maritime Structures. Part 2: Code of practice for design of quay walls, jetties and dolphins*. BS 6349: Part 2: 1988. British Standards Institution, London.

British Standards Institution, 1991. *British Standard Code of Practice for Maritime Structures. Part 7: Code of practice for design and construction of breakwaters*. BS 6349: Part 7: 1991. British Standards Institution, London.

British Standards Institution, 1994. *British Standard Code of Practice for Maritime Structures. Part 4: Code of practice for design of fendering and mooring systems*. BS 6349: Part 4: 1994. British Standards Institution, London.

British Standards Institution, 2000. *British Standard Code of Practice for Maritime Structures. Part 1: General Criteria*. BS 6349: Part 1: 2000 (and Amendments 5488 and 5942). British Standards Institution, London.

Broms, B.B., 1964a. Lateral resistance of piles in cohesive soils. Journ. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 90, SM2, pp. 27-63.

Broms, B.B., 1964b. Lateral resistance of piles in cohesionless soils. *Journ. Soil Mech. Found. Div.*, Proc. ASCE, vol. 90, SM3, pp. 123-156.

Burchart, H.F., and Hughes, S., 2001. *Fundamentals of design* Chapter VI-5 in: *Coastal Engineering Manual, Part VI: Design of coastal elements*, ed. S. Hughes. Engineer Manual 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.

Cuomo, G., Tirinidelli, M., Allsop, N.W.H., 2007. *Wave-in-deck loads on exposed jetties*. *Coastal Engineering*, **54**, pp. 657-679.

Cuomo, G., Tirindelli, M., Allsop, N.W.H., 2004. *Experimental study of wave-in-deck loads on exposed jetties*. Proc. XXIX IDRA, Trento, Italy, Vol. 3, pp. 541-547.

Dean, R.G., and Walton, T.J., 2000. *Wave Set-up*. *Handbook of Coastal and Ocean Engineering*.

Doering, J. C. and Bowen, A.J., 1995. *Parametrization of orbital velocity asymmetries of shoaling and breaking waves using bispectral analysis*. *Coastal Eng.*, **26**, pp. 15-33.

EAU, 1996. *Recommendations of the Committee for the Waterfront Structures*. Harbours and Waterways.

Engelund, F., & Fredsoe, J., 1976. *A sediment transport model for straight alluvional channels*, *Nordic Hydrology*, **7**, pp. 293-306.

Facciorusso, J., Madiati C., Vannucchi., G, 2007. *Tipologia e capacità portante dei pali di fondazione*. Dispense di Geotecnica (Rev Febbraio 2007), Dipartimento di Ingegneria Civile – Sezione Geotecnica, Università degli Studi di Firenze.

Goda, Y., 1988. *On the Methodology of Selcting Design Wave Height*. Proceedings of 23rd ICCE.

Goda, Y., 2000. *Random seas and design of maritime structures*. Advanced Series on Ocean Engineering- vol. 15. World Scientific, Singapore.

Gumbel, E.J., 1958. *Statistic of extremes*, Columbia University Press, NY.

Isaacson, M., and Prada, S., 1993. *Wave slamming on a horizontal cylinder*. Proceedings of the Third International Offshore and Polar Engineering Conference, Singapore, Vol. 3, pp. 274-281.

Kamphuis, J. W., 1991. *A longshore sediment transport rate*. *Journal of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, 117(6), pp. 624-641.

Kaplan, P., 1992. *Wave impact forces on offshore structures:re-examination and new interpretations*. Paper OTC 6814, 24th Offshore Tecnology Conference, Houston, pp. 79-88.

Kaplan, P., 1979. *Imapct forces on horizontal members o fan offshore test structure*. Proc. of Civ. Eng. in the Oceans IV, San Francisco, CA, USA. ASCE, New York, pp. 716-731.

Kaplan, P., Silbert, M.N., 1976. *Impact forces on platform horizontal members in the splash zone*. TX OTC, Huston, Proc. of the Offshore Technology Conference, pp. 749-758.

Kaplan, P., Murray, J.J., Yu, W.C., 1995. *Theoretical analysis of wave impact forces on platform deck structures*. Offshore Technology OMAE, Vol. I A. ASME, pp. 189-198.

Kirby, J.T., 1986. *Rational approximations in the parabolic equation method for water waves*. Coastal Eng., **10**, pp. 355-378.

Lamberti, A., 1992. *Processi idrodinamici e fattori ambientali costieri*. Giornate italiane di Ingegneria Costiera, ottobre-Genova.

Lamberti, A., 2009. *I porti*. Appunti del Corso di Ingegneria Portuale, Alma Mater Studiorum, Università di Bologna.

Landi, G., 2005. *Pali soggetti a carichi orizzontali: indagini sperimentali e analisi*. Dottorato di ricerca in ingegneria delle costruzioni. Università degli studi di Napoli, Federico II. dipartimento di Ingegneria Geotecnica.

McConnel, K.J., Allsop, N.W.H., Cruickshank, I.C., 2004. *Piers, jetties and related structure exposed to waves - Guidelines for hydraulic loadings*. Thomas Telford Publishing, London. ISBN: 0 7277 3265 X.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti di concerto con il Ministero dell'Interno e il Dipartimento della Protezione Civile, 2008. "**Norme tecniche per le costruzioni**", DM del 14 Gennaio 2008.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti di concerto con il Ministero dell'Interno e il Dipartimento della Protezione Civile, 2008. "**Norme tecniche per le costruzioni**, Allegato alle norme per le costruzioni: pericolosità sismica", DM del 14 Gennaio 2008.

Morison, J.R., O'Brien, M.P.O., Johnsen, J.W., Shaff, S.A., 1950. *The forces exerted by surface waves on piles*. Petrol Trans., vol. 189. AIME, pp. 149-157

Noli, A., e Stura, S., 1995. *Opere di accosto e di riparazione barche nei porti turistici*. Ravenna.

Oil Companies International Marine Forum, 1994. *Prediction of wind and current loads on VLCCS*. OCIMF, London.

Oil Companies International Marine Forum, 1997. *Mooring Equipment Guidelines*. 2nd edition. OCIMF, London.

Pieri M. & Groppi G., 1981. *Subsurface geological structure of the Po plain, Italy*. C.N.R. Pubbl. 414 Progetto Finalizzato Geodinamica, 13 pp.

Preti, M., 2000. *Eustatismo, subsidenza e linee di intervento per la difesa costiera in Emilia Romagna*. Mare e cambiamenti globali, ICRAM, 2000, pp. 167-179.

Preti, M., 1999. *The Holocene transgression and the land-sea interaction south of the Po delta*. Giornale di Geologia, 61, pp. 143-159.

Reese L.C., Cox, W.R., Koop, F.D., 1974. *Analysis of laterally loaded piles in sand*. Proc. VI Offshore Tech. Conf., Houston, vol.2, pp. 473-483.

Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D., 1975. *Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay*. 7th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 2, pp. 672 – 690.

- Selli R. & Ciabatti M., 1977. *L'abbassamento del suolo della zona litoranea ravennate*. Giornale di Geologia, 42 (1), 1-47.
- Stansberg, C-T., 1991. *Extreme Eave Asymmetry in Full Scale and Model Scale Experimental Wave Trains*. OMAE 91, Stavanger, 1991.
- Sumer. B.M., Fredsoe, J., and Christiansen, N., 1992. *Scour around vertical pile in waves*. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs, J Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering.
- Sumer. B.M., Christiansen, N., and Fredsoe, J., 1993. *Influence of cross section on wave scour around piles*. Proc. ASCE, J Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 119, No. 5, pp. 477-495.
- Sumer. B.M., & Fredsoe, J., 1997. *Hydrodynamics around cylindrical structures*. Advanced series on Ocean Engineering, Vol. 12, World Scientific, Singapore.
- Sumer. B.M., & Fredsoe, J., 2002. *The mechanics of scour in the marine environment*. World Scientific, Singapore.
- Takahashi, S., 1996. *Design of Vertical Breakwaters*. Reference Documents, No. 34, Port and Harbour Research Institute, Japan.
- Terzaghi, K., 1943. *Theoretical Soil Mechanics*. J. Wiley, New York, 510 pp.
- Tirindelli, M., McConnell, K.J., Allsop, N.W.H., Cuomo, G., 2002. *Exposed jetties: inconsistencies and gaps in design methods for wave-induced forces*. Coastal Conundrums, 28th International Conference on Coastal Engineerin, ICCE 2002, Cardiff, UK. ASCE, New York, pp. 1684-1696.
- Tirindelli, M., Cuomo, G., Allsop, N.W.H., McConnel, K.J., 2003a. *Physical model studies of wave-induced forces on exposed jetties: towards new prediction formulae*. Proc. Conf. Coastal Structures 2003. ASCE/COPRI, Portland, pp. 382-393.
- Tirindelli, M., Cuomo, G., Allsop, N.W.H., Lamberti, A., 2003b. *Wave-in-deck forces on jetties and related structures*. Proc. Conf. ISOOPE 2003. Honolulu, Hawai, pp. 823-830.
- Tirindelli, M., 2004. *Wave induced forces on maritime structures*. Final dissertation PhD in Hydraulic Engineering, Polytechnic of Milan, Italy.
- Tomasicchio, U., 1973. *Qualche considerazione sul calcolo dei pali di sostegno di una banchina*. Giornale del Genio Civile, Dicembre.
- Tomasicchio, U., 1997. *Valutazione probabilistica delle caratteristiche dell'onda nella progettazione di un'opera marittima*. Rassegna dei Lavori Pubblici. N. 11.
- Tomasicchio, U., 2001. *Manuale di ingegneria portuale e costiera*. Editoriale Bios s.a.s., ISBN 88-7740-317-9.
- Tomasicchio, U., e altri, 1994. *Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime*. Edito a cura del C.N.R - Gruppo Nazionale Difesa Catastrofi Idrogeologiche (1996).

U.S. Army Corps of Engineers, 2002. *Coastal engineering Manual*. Engineer Manual 1100-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C. (in 2 volumes). (<http://bigfoot.wes.army.mil/cem001.html>)

US Army Corps of Engineers: *Shore protection manual*. Coastal Engineering Center (ed. 1977 e 1984).

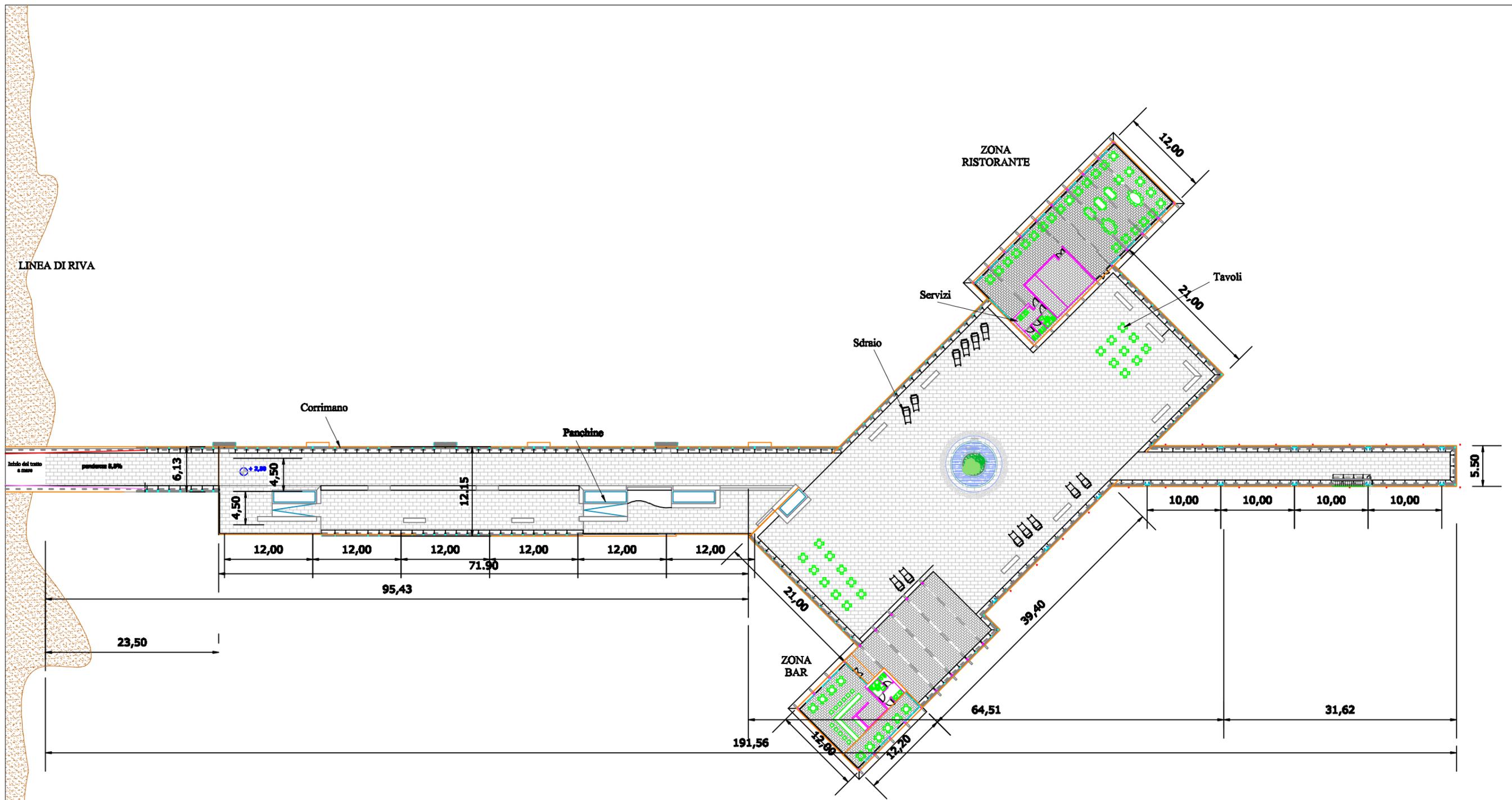
Veggiani A., 1968. La linea di spiaggia tra Ravenna e Pesaro all'inizio dell'era volgare e considerazioni sul ciclo sedimentario olocenico. Atti del convegno internazionale di studi sulle antichità di Classe.

Viggiani, C., 1999. *Fondazioni*. Hevelius Edizioni, ISBN 88-86977-12-3.

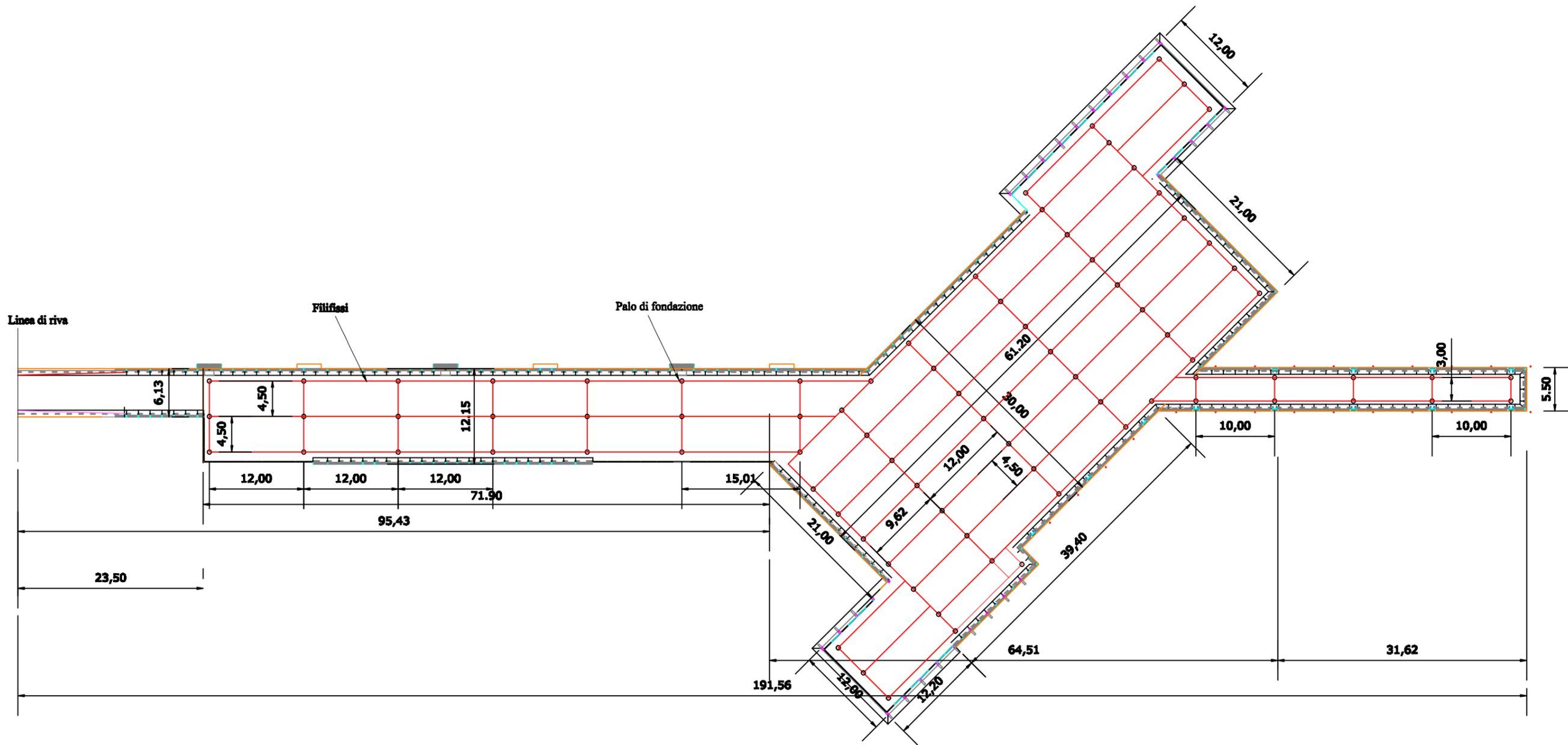
Zanuttigh, B., 2008. *Il vento*. Appunti del Corso di Idraulica Marittima (cap.1), Alma Mater Studiorum, Università di Bologna.

Zanuttigh, B., 2008. *Le onde*. Appunti del Corso di Idraulica Marittima (cap.3), Alma Mater Studiorum, Università di Bologna.

Zanuttigh, B., 2008. *Idrodinamica della zona dei frangenti*. Appunti del Corso di Idraulica Marittima (cap.4), Alma Mater Studiorum, Università di Bologna.



ALLEGATO 1	
Architettonico Pontile (Parte a Mare)	
SCALA 1:500	Unità di misura [m]

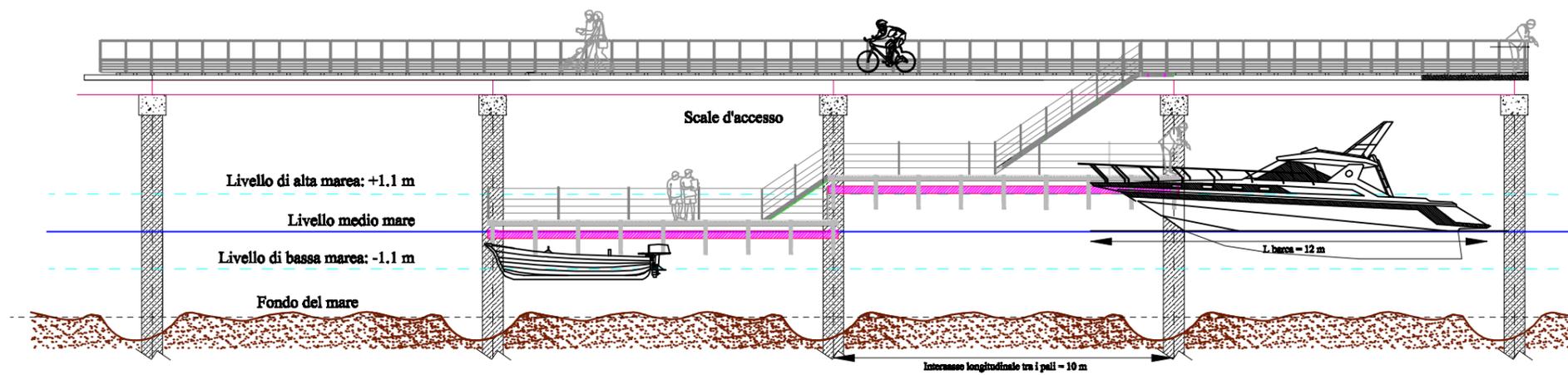


ALLEGATO 2

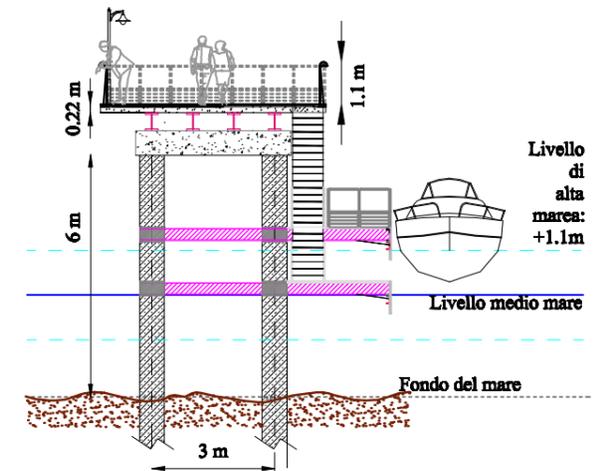
Pianta pali di fondazione

SCALA 1:500 Unità di misura [m]

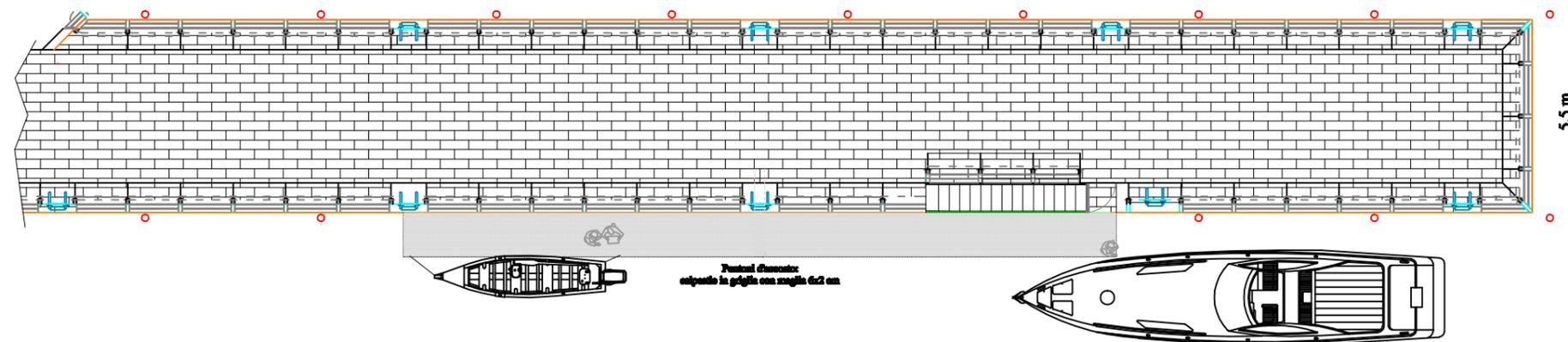
PROSPETTO: Vista da sud



SEZIONE VISTA DA RIVA



PIANTA

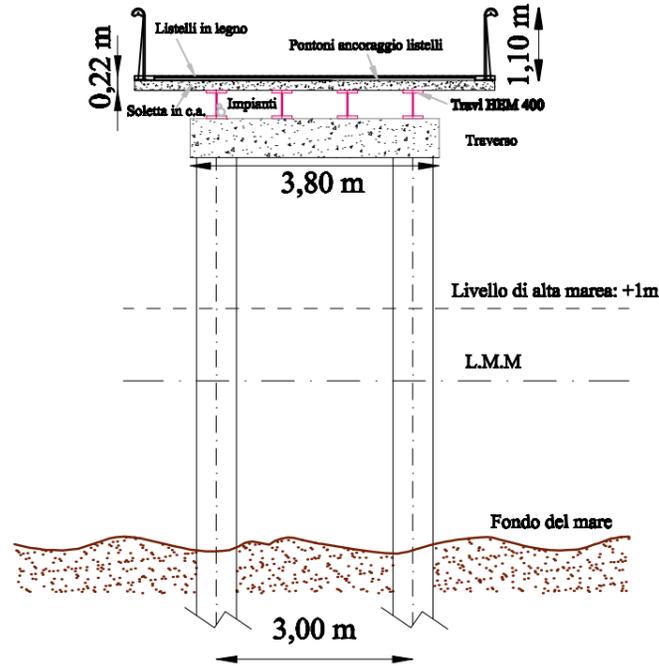


ALLEGATO 3

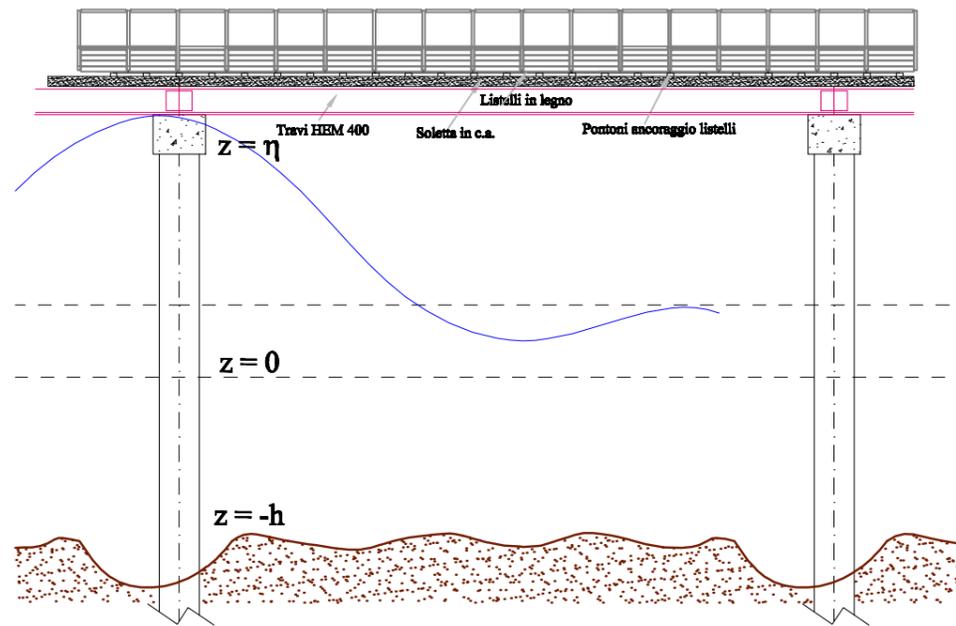
Modalità Accosto

SCALA 1:200 Unità di misura [m]

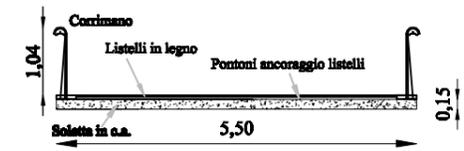
SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO



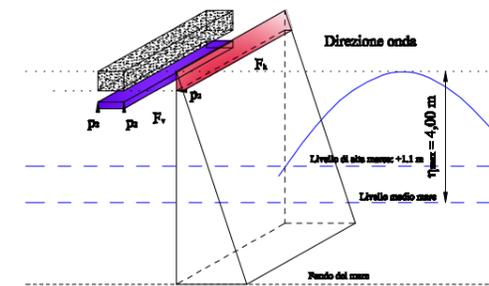
PROSPETTO IMPALCATO



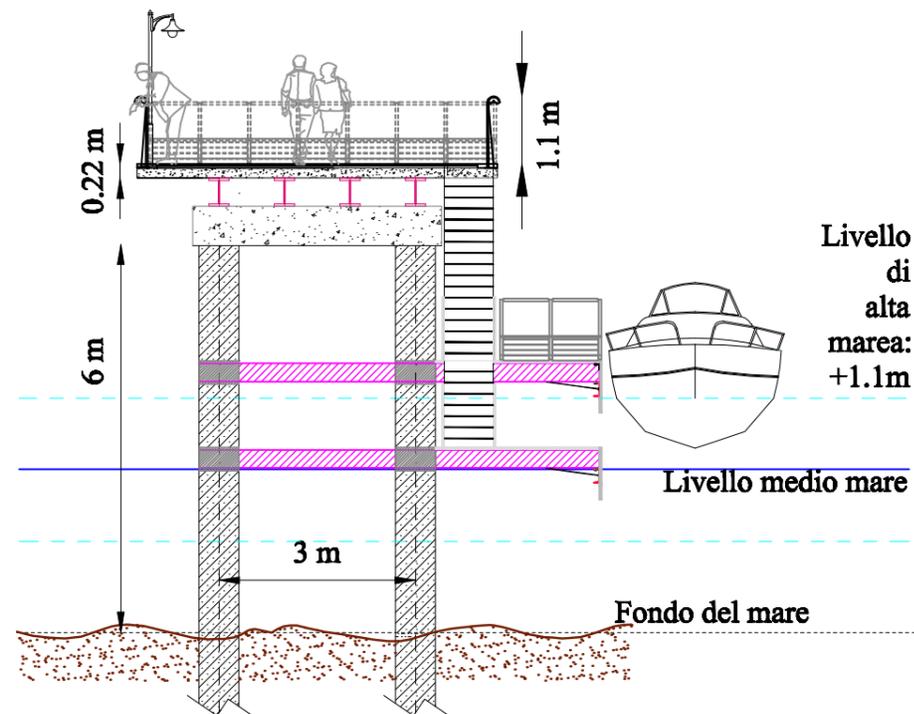
SOLETTA IN CLS



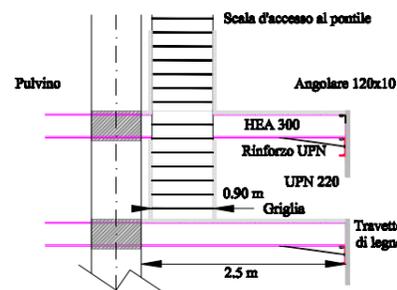
SCHEMA AZIONE D'ONDA SUL TRAVERSO



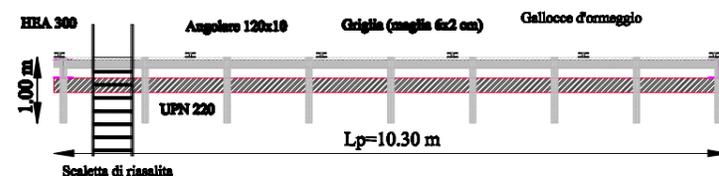
SEZIONE TRASVERSALE E MODALITA' ACCOSTO



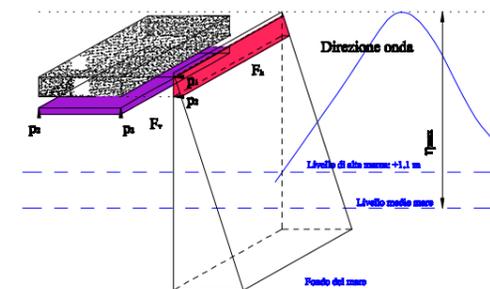
TRAVI PONTONE DI ACCOSTO



PROSPETTO PONTONE DI ACCOSTO



SCHEMA AZIONE D'ONDA SUL PONTONE D'ACCOSTO



ALLEGATO 4

Particolari costruttivi

SCALA 1:100 Unità di misura [m]