

AREA DI RILEVANTE INTERESSE NAZIONALE DI BAGNOLI - COROGLIO (NA)

D.P.C.M. 15.10.2015

Interventi per la bonifica ambientale e rigenerazione urbana dell'area di Bagnoli - Coroglio

Infrastrutture, reti idriche, trasportistiche ed energetiche dell'area del Sito di Interesse Nazionale di Bagnoli - Coroglio



Presidenza del Consiglio dei Ministri
IL COMMISSARIO STRAORDINARIO DEL GOVERNO
PER LA BONIFICA AMBIENTALE E RIGENERAZIONE URBANA
DELL'AREA DI RILEVANTE INTERESSE NAZIONALE
BAGNOLI - COROGLIO



STAZIONE APPALTANTE

INVITALIA S.p.a.: Soggetto Attuatore, in ottemperanza all'art. 33 del D.L. n. 133/2014, convertito con legge n. 164/2014, e del D.P.C.M. 15 ottobre 2015, ai fini della predisposizione ed esecuzione del Programma di Risanamento Ambientale e la Rigenerazione Urbana per il Sito di Rilevante Interesse Nazionale di Bagnoli-Coroglio

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Ing. Daniele BENOTTI

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

PROGETTAZIONE GEOTECNICA, STRUTTURALE e STRADALE
Ing. Letterio SONNESSA

RELAZIONE GEOLOGICA
Dott. Geol. Vincenzo GUIDO

GRUPPO DI LAVORO INTERNO

Collaboratori:
Geom. Gennaro DI MARTINO
Geom. Alessandro FABBRÌ
Ing. Davide GRESIA
Ing. Nunzio LAURO
Ing. Alessio MAFFEI
Ing. Angelo TERRACCIANO
Ing. Massimiliano ZAGNI

Supporto operativo:
Ing. Irene CIANCI
Arch. Alessio FINIZIO
Ing. Carmen FIORE
Ing. Federica Jasmeen GIURA
Ing. Leonardo GUALCO

PROGETTAZIONE IDRAULICA
Ing. Claudio DONNALOIA

PROGETTAZIONE DELLA SICUREZZA
Ing. Michele PIZZA

PROGETTAZIONE ENERGETICA e TELECOMUNICAZIONI
Ing. Claudio DONNALOIA

COMPUTI E STIME
Geom. Gennaro DI MARTINO

SUPPORTO TECNICO-SCIENTIFICO
Prof. Ing. Alessandro PAOLETTI
Ing. Domenico CERAUDO
Ing. Cristina PASSONI

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI

MANDATARIA



VIA INGEGNERIA Srl
Via Flaminia, 999
00189 Roma (RM)

COORDINAMENTO DELLA PROGETTAZIONE
Ing. Matteo DI GIROLAMO

PROGETTAZIONE OPERE STRUTTURALI
Ing. Giovanni PIAZZA

COORDINAMENTO SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
ai sensi D. Lgs. 81/08
Ing. Massimo FONTANA

MANDANTI



QUANTICA INGEGNERIA Srl
Piazza Bovio, 22
80133 Napoli (NA)

PROGETTAZIONE OPERE STRUTTURALI SPECIALI
Ing. Francesco NICCHIARELLI

PROGETTAZIONE OPERE IMPIANTISTICHE ELETTRICHE
Ing. Paolo VIPARELLI

RELAZIONE GEOLOGICA
Geol. Maurizio LANZINI



WEE WATER ENVIRONMENT ENERGY Srl
Piazza Bovio, 22
80133 Napoli (NA)

PROGETTAZIONE OPERE DI VIABILITA' ORDINARIA
Ing. Giuseppe RUBINO

RELAZIONE ARCHEOLOGICA
Arch. Luca DI BIANCO



AMBIENTE SPA
Via Frassinia, 21
54033 Carrara (MS)

PROGETTAZIONE ARENA SANT'ANTONIO-HUB DI COROGLIO
Ing. Giuseppe VACCA

PROGETTAZIONE OPERE IDRAULICHE A RETE
Ing. Giulio VIPARELLI

RELAZIONE ACUSTICA
Ing. Tiziano BARUZZO



HYSOMAR SOCIETA' COOPERATIVA
Corso Umberto I, 154
80138 Napoli (NA)

PROGETTAZIONE OPERE A MARE e IMPIANTO TAF 3
Ing. Roberto CHIEFFI

GIOVANE PROFESSIONISTA
Ing. Veronica NASUTI
Ing. Andrea ESPOSITO
Ing. Raffaele VASSALLO
Ing. Serena ONERO



ALPHATECH
Via S. Maria delle Libera, 13
80127 Napoli (NA)

DISEGNATORI
Geom. Salvatore DONATIELLO
Geom. Paolo COSIMELLI
P.I. Ugo NAPPI
Ing. Daniele CERULLO



Funzione Servizi di Ingegneria

Direzione Area Tecnica
Opere civili:
Arch. Giulia LEONI

PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato			DATA	NOME	FIRMA
INFRASTRUTTURE IDRICHE TERZA CONDOTTA DI SCARICO A MARE			REDATTO	APRILE 2024	RC
Relazione descrittiva e di calcolo			VERIFICATO	APRILE 2024	GV
Relazione descrittiva e di calcolo			APPROVATO	APRILE 2024	MDG
REVISIONE	DATA	AGGIORNAMENTI	DATA	CODICE ELABORATO	
0	MAGGIO 2023	EMMISSIONE	APRILE 2024	RC.05.04.02.01_1/2	
1	APRILE 2024	EMMISSIONE Ottemperanza prescrizioni MIC e MASE	SCALA		

			CODICE FILE		
			2021INV-D-I-RC.05.04.02.01_1/2.doc		

TERZA CONDOTTA DI SCARICO A MARE

RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

Sommario

1. PREMESSA	3
2. DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI SCARICO A FONDALE ESISTENTE	4
3. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO E CONFRONTO CON LE PREVISIONI DEL PFTE.. 5	5
3.1. TERZA CONDOTTA SOTTOMARINA	5
3.2. PROLUNGAMENTO DELLE CONDOTTE SOTTOMARINE ESISTENTI	7
3.3. CONFRONTO CON LA SOLUZIONE PREVISTA NEL PFTE	8
3.3.1. Soluzione progettuale prevista nel PFTE	8
3.3.2. Soluzione progettuale prevista nel PD	9
3.3.3. Confronto	10
4. STUDI E VERIFICHE DI CARATTERE IDRAULICO-MARITTIMO	12
4.1. STUDIO METEOMARINO	12
4.1.1. Inquadramento geografico del paraggio	12
4.1.2. Fetches geografici ed efficaci	14
4.1.3. Acquisizione ed elaborazione dei dati di moto ondoso di largo	18
4.1.4. Analisi statistica degli eventi estremi di largo	29
4.1.5. Analisi di propagazione del moto ondoso da largo a sottocosta	34
4.2. VALUTAZIONE DEI CARICHI ONDOSI AGENTI SULLE CONDOTTE SOTTOMARINE DI PROGETTO	41
4.2.1. Valutazione delle velocità e delle accelerazioni al fondo	43
4.2.2. Calcolo delle azioni idrodinamiche agenti sulle condotte in direzione orizzontale e verticale... 44	44
4.3. VERIFICHE DI STABILITA' DELLE CONDOTTE SOTTOMARINE DI PROGETTO	47
5. CALCOLO DEL GRADO DI DILUIZIONE IN SUPERFICIE	50
5.1. CALCOLO DEL GRADO DI DILUIZIONE LUNGO LA RISALITA DEL GETTO IN SUPERFICIE	50
6. VERIFICHE IDRAULICHE	53
6.1. PERDITE DI CARICO CONTINUE	54
6.2. PERDITE DI CARICO CONCENTRATE	55
6.3. PERDITE DI CARICO PER DIFFERENZA DI DENSITA'	56
6.4. SOVRALZO DEL LIVELLO MEDIO MARE	56
6.5. CARICO IDRAULICO COMPLESSIVO	56
7. MODALITA' DI ESECUZIONE DEGLI SCAVI SUBACQUEI	58

1. PREMESSA

Nella presente Relazione viene riportata la descrizione degli interventi relativi alle condotte sottomarine a servizio dell'impianto di pre-trattamento di Coroglio (NA), inclusi nell'ambito dell'appalto denominato "Infrastrutture, Reti Idriche, Trasportistiche ed Energetiche, dell'area del Sito di Interesse Nazionale di Bagnoli Coroglio"; vengono altresì riportati ed i risultati degli studi e delle verifiche di carattere idraulico-marittimo eseguiti a supporto della progettazione.

Gli interventi di progetto, che sostanzialmente consistono nella realizzazione di una terza condotta sottomarina e nel prolungamento delle n. 2 tubazioni esistenti, si rendono necessari al fine di adeguare la capacità di convogliamento idraulico del sistema di scarico a fondale in relazione alle nuove portate da scaricare; secondo il presente progetto definitivo, infatti, queste ultime si incrementano dagli attuali 2.10 m³/s a 5.40 m³/s.

Un ulteriore obiettivo che si intende conseguire con la realizzazione degli interventi di progetto è, altresì, quello di natura ambientale che presenta il seguente duplice risvolto:

- a) distanziare opportunamente i punti di scarico a fondale del nuovo sistema di condotte sottomarine dalle formazioni coralligene riscontrate nell'area di fondale marino ove sono ubicate le tubazioni (quelle esistenti e quella da realizzare ex-novo);
- b) garantire un sensibile incremento del grado di diluizione delle acque scaricate in corrispondenza della superficie di pelo libero marina, rispetto a quello connesso all'attuale sistema di scarico a mare.

Gli studi a carattere idraulico-marittimi eseguiti sono stati finalizzati alla valutazione delle azioni idrodinamiche più intense indotte dal moto ondoso incidente sulle condotte di progetto, determinate con riferimento ad un prefissato period di ritorno ($T_r = 100$ anni); prendendo a riferimento le suddette azioni si è proceduto ad effettuare le verifiche di stabilità delle condotte di progetto che hanno riguardato sia il nuovo tronco di tubazioni (terza condotta sottomarina) che i tratti di prolungamento delle tubazioni esistenti.

Nel seguito, dopo una sintetica descrizione del sistema di scarico esistente, vengono elencati i risultati delle attività di rilievo ed indagini eseguite ed illustrati in dettaglio gli interventi previsti in progetto **posti a confronto con la soluzione individuata nel PFTE a base di gara**. Successivamente vengono illustrati i contenuti degli studi di carattere idraulico-marittimi eseguiti, riportando i risultati delle valutazioni effettuate allo scopo di verificare la stabilità delle condotte. Infine, allo scopo di evidenziare il beneficio indotto in termini ambientali connesso all'incremento della profondità di scarico (dagli attuali 40 m a 50 m), viene riportata la valutazione del grado di diluizione in superficie delle acque scaricate, ponendo a confronto quello ottenuto dalla situazione attuale **e confermato nel PFTE** (h = 40 m) con quello derivante dalla condizione di progetto **del presente PD** (h = 50 m).

2. DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI SCARICO A FONDALE ESISTENTE

L'attuale sistema di scarico a fondale a servizio dell'impianto di pre-trattamento di Coroglio è costituito da n. 2 condotte in parallelo alimentate da apposito torrino di carico ubicato nell'area di impianto; il torrino di carico è a sua volta alimentato da un impianto di pompaggio in grado di sollevare una portata massima da convogliare in condotta pari a 2.10 m³/s.

A partire dal torrino, le n. 2 tubazioni esistenti presentano uno sviluppo complessivo di circa 1880 m ciascuna; il primo tronco di circa 580 m comprende sia il tratto in uscita dal nuovo torrino di carico, sia quello esistente inglobato nella platea dello scaricatore in galleria, mentre il secondo tratto si sviluppa integralmente a mare per una lunghezza di circa 1200 m, fino alla profondità di 40 m circa; per tutto il tratto inglobato nella platea di c.a. del manufatto scaricatore e per ulteriori circa 70 m di tratto a mare (fino al limite della scogliera sommersa esistente), le tubazioni esistenti sono in acciaio (L ≅ 650 m), mentre per il restante tratto sottomarino le condotte sono in PRFV (L ≅ 1230 m). I diffusori terminali, anche essi in PRFV, sono entrambi costituiti da un pezzo speciale "a croce" DN1200, avente n. 3 bocche di uscita ridotte a DN600.

Lungo il tratto sottomarino, le n. 2 condotte presentano una direzione di posa pressochè rettilinea, all'incirca orientata lungo la DD195°N (Sud- Sud Ovest); solo lungo l'ultimo tratto di lunghezza pari a circa 150 m, la condotta lato Ovest "devia" di circa 45° per allinearsi all'incirca alla DD 240°N. Le tubazioni risultano poste in trincea nel fondale marino fino all'incirca alla profondità di 12.50/13.00 m, mentre risultano fuori terra per il tratto restante, fino ai diffusori terminali, ubicati all'incirca alla profondità di 40 m.

Per tutto il tronco inglobato nella platea del manufatto scaricatore in galleria, risulta essere predisposta una terza tubazione, affiancata alle due già descritte e delle stesse caratteristiche di queste ultime; tale condotta, che si protende a mare fino al limite della succitata scogliera sommersa, è sezionata da una flangia cieca di chiusura e pertanto non è attualmente funzionante.

Come più dettagliatamente illustrato in seguito, in progetto si prevede appunto il prolungamento verso mare della terza condotta (che ad oggi risulta solo in predisposizione per il tratto prima descritto) fino alla batimetrica -50.00 m.s.m., unitamente al prolungamento delle n. 2 condotte esistenti, anche esse fino alla profondità di 50 m.

3. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO E CONFRONTO CON LE PREVISIONI DEL PFTE

Prendendo a riferimento gli obiettivi che si prevede di conseguire già evidenziati in premessa, nell'ambito del presente progetto definitivo si è prevista la realizzazione dei seguenti interventi:

- Realizzazione di una terza condotta sottomarina di diametro anche essa pari a DN1200, con funzionamento "in parallelo" alle n. 2 condotte esistenti, di lunghezza pari a circa 1230 m comprensiva di diffusore, con profondità di scarico prevista pari a 50 m;
- Prolungamento delle n. 2 condotte sottomarine esistenti (la cui profondità di scarico attuale è pari a 40 m), fino ad una profondità di 50 m per uno sviluppo complessivo di circa 215 m (comprensiva dei n. 2 diffusori di scarico).

3.1. TERZA CONDOTTA SOTTOMARINA

Per quanto riguarda la terza condotta sottomarina, essa è prevista in PRFV diametro DN1200, rigidità SN10000, pressione nominale PN6; la tubazione, che sarà flangiata alla attuale condotta in acciaio in corrispondenza del piede della scogliera sommersa esistente, avrà uno sviluppo pari a 1223 m circa, oltre al diffusore finale (di sviluppo pari a circa 10 m). Le tubazioni, forniti in canne da 12 m, saranno assemblate sul mezzo marittimo in stringhe da 24 m; la giunzione intermedia tra le due canne sarà realizzata a manicotto o a bicchiere (con giunto antisfilamento), mentre le giunzioni di estremità saranno flangiate (flangia fissa e/o girevole) per potersi collegare alle tubazioni già poste in opera anche esse dotate di flangia di estremità.

Il tracciato planimetrico di progetto di sviluppa in direzione rettilinea lungo la DD 190°N fino alla profondità di 23.50 m circa per una lunghezza di circa 826 m; in corrispondenza del picch. 85, poi, si prevede una deviazione planimetrica di 30° della tubazione (asse tubazione orientato lungo la DD 160°N), necessaria per evitare di interferire con i blocchi coralligeni riscontrati in tale area di fondale marino. La condotta prosegue con tale orientamento per ulteriori circa 93 m per poi deviare nuovamente di 30° (picch. 96) e tornare sulla precedente direzione di posa (DD 190°N); da tale picchetto e fino al diffusore finale, la condotta prosegue in direzione rettilinea per uno sviluppo di circa 304 m.

La condotta di progetto sarà posata, in parte, in trincea ed in parte fuori terra. Più precisamente, si prevede che lungo il tratto di sviluppo pari a circa 504.50 m compreso tra i picchetti 02 e 53 fino alla profondità di 15 m circa, la condotta sia completamente interrata con un ricoprimento di spessore pari ad almeno 1.50 m rispetto alla generatrice superiore della tubazione (sez. tipo "A"); lungo il successivo tratto di sviluppo pari a circa 220 m compreso tra i picchetti 53 e 75 fino alla profondità di 20 m circa, la condotta sia sempre interrata, seppur con un

ricoprimento di spessore minore (da 1.50 m a 0.90 m - sez. tipo "B"). Nel tratto compreso tra le profondità di 20 m e 30 m (picchetti 75-99 – L = 224.72 m), la condotta "fuoriesce" gradualmente dal fondale, fino a risultare completamente "fuori terra" alla profondità di 30 m in corrispondenza del picchetto 99 (sez. tipo "C"); essa prosegue in posizione fuori terra, semplicemente poggiata sul fondale, dai 30 m fino ai 50 m di profondità, nel tratto compreso tra i picch 99 e 126bis (sez. tipo "D" – L = 273.60 m). Sia nel tratto in trincea che nel tratto fuori terra, si prevede di realizzare uno strato di allettamento in tout-tenant di spessore medio pari a 30 cm avente funzione, sia di bonifica del fondale marino, sia di livellamento del piano di posa della condotta.

Per lo zavorramento al fondale marino delle condotte in PRFV DN1200, si è previsto l'impiego di appositi manufatti di appesantimento costituiti da copponi in c.a. prefabbricato (sezione ad "U" capovolta) di sviluppo longitudinale pari a 2.50 m e peso fuori acqua pari a circa 11.0 ton. Al fine di conferire la necessaria stabilità alle condotte nei confronti delle sollecitazioni idrodinamiche indotte dal moto ondoso incidente, tali manufatti sono stati previsti ad interassi variabili lungo lo sviluppo della condotta di progetto; in particolare, in relazione ai risultati delle verifiche di stabilità (v. par. 4.3), sono stati adottati i seguenti interassi:

- 1° Tratto (sez. "A"): profondità comprese tra i 5.0 m ed i 15.0 m (picch. 02 - 53; L = 504.50 m) → **i = 12.0 m** (lungo tale tratto, orientato lungo la DD 190°N e per il quale lo spessore del ricoprimento risulta sempre superiore a 1.50 m, non sono state eseguite verifiche di stabilità in quanto la profondità di interrimento della condotta garantisce che la stessa non risulti esposta all'azione diretta del moto ondoso; si è comunque previsto di porre in opera almeno n. 1 coppone per ciascuna canna di tubazioni di lunghezza pari a 12.0 m);
- 2° Tratto (sez. "B"): profondità comprese tra i 15.0 m ed i 20.0 m (picch. 53 - 75; L = 220.00 m) → **i = 4.0 m** (lungo tale tratto, anche esso orientato secondo la DD 190°N, la condotta risulta ancora interrata ma con uno spessore di ricoprimento ridotto fino ad un minimo di 90 cm; in via cautelativa, le verifiche di stabilità sono state eseguite considerando la condotta integralmente "fuori terra" e quindi trascurando la presenza del ricoprimento sulla condotta);
- 3° Tratto (sez. "C"): profondità comprese tra i 20.0 m ed i 30.0 m (picch. 75 - 99; L = 224.72 m) → **i = 6.0 m** (lungo tale tratto di "transizione" la condotta risulta gradualmente "fuoriuscire" dal fondale e, pertanto, le verifiche di stabilità sono state eseguite considerando la condotta integralmente "fuori terra"; rientra in tale range di profondità anche il tronco "obliquo" della condotta sottomarina posto a cavallo dei banchi coralligeni, lungo il quale la direzione di posa risulta parallela alla DD 160°N, il che determina una maggiore esposizione della tubazione sottomarina nei confronti del moto ondoso incidente);
- 4° Tratto (sez. "D"): profondità comprese tra i 30.0 m ed i 50.0 m (picch. 99-126bis; L = 273.60 m) → **i = 12.0 m** (lungo tale tratto la condotta risulta integralmente "fuori terra" ed è orientata secondo la DD 190°N; essa però

risente solo parzialmente dell'azione del moto ondoso a causa della maggiore profondità del fondale di posa).

Si evidenzia inoltre che, al fine di garantire la protezione meccanica delle condotte nei confronti di urti accidentali (ancore o corpi morti) ovvero nei confronti dell'azione di trascinamento da parte ad es. di reti a strascico, lungo tutto il tratto di "transizione" (sez. "C") e quello "fuori terra" (sez. "D") si è previsto di ricoprire le tubazioni con appositi materassi costituiti da blocchetti di cls di spessore 30 cm, legati tra loro da cavi di polipropilene e poggiati su un sottostante telo di geotessile da 500 gr/mq.

In corrispondenza della sezione terminale delle condotte, si è prevista l'installazione di apposito diffusore, avente le stesse caratteristiche di quelli esistenti; esso è costituito da un pezzo speciale flangiato "a croce" DN1200 alle cui estremità, una delle quali è giuntata alla condotta in arrivo, vengono collegati n. 3 riduttori DN1200/DN600. In tal modo si garantisce lo scarico delle acque convogliate in condotta anche in caso di parziale o totale occlusione di una delle bocche di efflusso; al tempo stesso viene assicurata una adeguata velocità di efflusso allo sbocco, il che contribuisce ad incrementare il grado di diluizione delle portate scaricate in mare durante la risalita della "piuma" in superficie. Le n. 3 bocche di efflusso risultano adeguatamente protette da appositi blocchi di cls laterali sui quali vengono inghisati una serie di profilati in carpenteria metallica UPN200 in acciaio inox in posizione sfalsata ed "incrociata" tra loro; questi ultimi sono assemblati in modo tale da costituire una "barriera" fisica di protezione per i tronchi diffusori soprattutto nei confronti di attrezzature per la pesca a strascico o simili. Si evidenzia infine che, in posizione antistante le sezioni terminali di sbocco, si è prevista la protezione del fondale con gli stessi materassi in blocchetti di cls prima descritti, aventi in tal caso funzione antiersiva.

3.2. PROLUNGAMENTO DELLE CONDOTTE SOTTOMARINE ESISTENTI

Gli interventi di prolungamento delle n. 2 condotte in PRFV esistenti saranno eseguiti con le stesse modalità prima descritte per la terza nuova condotta sottomarina; come già detto, per conseguire gli obiettivi prefissati, tali prolungamenti dovranno garantire che la nuova profondità di scarico sia spinta fino a 50 m contro gli attuali 40 m.

Anche in tal caso per la loro realizzazione si prevede l'impiego di tubazioni in PRFV diametro DN1200, rigidità SN10000, pressione nominale PN6; le tubazioni saranno poste in opera in prosecuzione alle condotte esistenti previo smontaggio ed asportazione degli attuali n. 2 diffusori a croce.

Il ramo Est delle condotte esistenti sarà prolungato lungo l'attuale direzione di posa (DD 219°N) per circa 66 m, oltre al diffusore finale (sviluppo pari a circa 10 m), in modo da raggiungere la batimetrica di -50.00 m.s.m.; viceversa, il ramo Ovest, la cui direzione di posa attuale è la DD 272°N sarà "curvato" di 53° per poter essere

orientato lungo la stessa DD 219°N e quindi prolungato di circa 127 m (oltre agli ulteriori 10 m di diffusore) per raggiungere la profondità di 50 m.

Le condotte risulteranno integralmente "fuori terra" e saranno dotate di copponi di zavorramento (interasse 12 m) e di materassi di protezione (sez. tipo "D").

I diffusori terminali delle due tubazioni sottomarine avranno le stesse caratteristiche già descritte nel caso della terza nuova condotta.

3.3. CONFRONTO CON LA SOLUZIONE PREVISTA NEL PFTE

3.3.1. Soluzione progettuale prevista nel PFTE

Nel PFTE si prevede che la terza condotta sottomarina, ottenuta mediante il prolungamento in mare della tubazione DN1200 in uscita dalla galleria che attualmente si attesta in corrispondenza della scogliera sommersa esistente, sia posta in opera fino alla batimetrica -40.00 m.s.m., con tracciato avente sviluppo parallelo a quello delle n. 2 condotte esistenti.

Sulla scorta degli approfondimenti di indagine e dei rilievi di dettaglio eseguiti, è stata appurata la presenza di banchi coralligeni di parete ad una profondità compresa tra i 25 m ed i 30 m, in posizione adiacente al tracciato delle n. 2 condotte sottomarine esistenti. Inoltre è stata individuata una ulteriore formazione coralligena in posizione adiacente l'isolotto di Nisida ad una profondità variabile tra i 10 m ed i 20 m circa. A ciò si aggiunga la presenza dell'allevamento di mitilicoltura esistente che occupa uno specchio acqueo di circa 18.5 ha compreso tra le batimetriche -15.00 m.s.m. e -30.0 m.s.m. circa.

Secondo la soluzione prevista nel PFTE, la posizione dei banchi coralligeni individuati in posizione adiacente il tracciato delle n. 2 condotte esistenti risulta interferire con il tracciato della terza condotta sottomarina prevista in progetto; l'asse del prolungamento della condotta impatta infatti direttamente sulle formazioni individuate lungo il tratto che corre tra i 25 m ed i 30 m di profondità. Inoltre, avendo previsto che lo scarico a fondale avvenga ad una profondità di 40 m.s.m., esso risulta ubicato ad una distanza planimetrica minima di circa 110-120-200 m (rispettivamente per gli scarichi delle due condotte esistenti e di quella di progetto) dai coralligeni di parete ubicati in adiacenza al tracciato delle condotte e ad una distanza planimetrica minima di circa 860-1010-1170 m dai coralligeni ubicati nello specchio acqueo adiacente l'isolotto di Nisida; ed ancora si osserva che tale scarico è ubicato ad una profondità superiore di circa 10-15 m rispetto a quella di imbasamento dei banchi coralligeni più prossimi e di circa 20-30 m rispetto a quella di imbasamento dei coralligeni adiacenti l'isolotto di Nisida. Infine si evidenzia che, secondo la soluzione prevista nel PFTE, lo scarico ubicato alla batimetrica di 40 m

risulta ad una distanza minima di circa 160-190-215 m (rispettivamente per gli scarichi delle due condotte esistenti e di quella di progetto) dal limite dell'area in concessione alla mitilicoltura.

3.3.2. Soluzione progettuale prevista nel PD

La soluzione sviluppata nel PD, viceversa, apporta sensibili miglioramenti rispetto a quella proposta nel PFTE in quanto, adottando un idoneo tracciato di progetto che non interferisce con i banchi coralligeni individuati e prevedendo che lo scarico a fondale sia della terza nuova condotta sottomarina che delle n. 2 condotte esistenti, sia ubicato alla profondità di 50 m anzichè 40 m, si ottiene che:

- La scelta del tracciato di progetto, che prevede una doppia deviazione planimetrica di 30° a monte ed a valle dei banchi coralligeni di parete individuati, consente di eliminare ogni interferenza con le biocenosi in esame durante la fase di posa in opera delle tubazioni sottomarine; in tal modo non sarà necessario ricorrere all'asportazione/rimozione di coralligeni per l'alloggiamento della nuova condotta.
- La distanza planimetrica minima dai coralligeni di parete ubicati in adiacenza al tracciato delle condotte risulta di circa 240-180-280 m (rispettivamente per gli scarichi dei tronchi di prolungamento delle due condotte esistenti e di quella di progetto) e di circa 930-1030-1200 m dai coralligeni ubicati nello specchio acqueo adiacente l'isolotto di Nisida; l'"allontanamento" planimetrico dello scarico a fondale che si ottiene con la soluzione prevista nel PD rispetto a quella del PFTE, con i relativi benefici conseguenti in termini di maggiore diluizione delle acque che impattano le formazioni coralligene in esame, è pertanto quantificabile in un range di 60÷130 m dai banchi coralligeni ubicati in adiacenza al tracciato delle condotte ed in un range di 20÷70 m dai coralligeni ubicati nello specchio acqueo adiacente l'isolotto di Nisida.
- Tale scarico è inoltre ubicato ad una profondità superiore di circa 20-25 m rispetto a quella di imbasamento dei banchi coralligeni ubicati in adiacenza al tracciato delle condotte e di circa 30-40 m rispetto a quella di imbasamento dei coralligeni adiacenti l'isolotto di Nisida; l'"approfondimento" dello scarico a fondale che si ottiene con la soluzione prevista nel PD rispetto a quella del PFTE è pertanto quantificabile in 10 m in tutti i casi.
- Inoltre si osserva che lo scarico a fondale previsto alla profondità di 50 m risulta ubicato ad una distanza minima di circa 270-250-285 m (rispettivamente per gli scarichi dei tronchi di prolungamento delle due condotte esistenti e di quella di progetto) rispetto al limite dell'area in concessione alla mitilicoltura, con un "allontanamento" planimetrico quantificabile in un range di 60÷110 m rispetto alla soluzione prevista nel PFTE.

- Infine si fa presente che, secondo la soluzione prevista nel PFTE, gli scarichi terminali delle condotte (le n. 2 esistenti e la terza di progetto) previsti alla profondità di 40 m ricadono pienamente nella fascia di profondità interessata dalla presenza della specie dei rodoliti; sulla scorta delle indagini marine effettuate, è stato infatti riscontrato che questi ultimi risultano ubicati nella fascia di fondale compresa tra la batimetrica di -27.00 m.s.m. e -45.00 m.s.m.

3.3.3. Confronto

Dal confronto tra le due soluzioni emerge pertanto che (v. fig. 1):

- La scelta del tracciato planimetrico della terza nuova condotta sottomarina operata nel PD garantisce la totale assenza di interferenze in fase di cantiere con i banchi coralligeni individuati in adiacenza al tracciato delle condotte esistenti; viceversa, il tracciato previsto nel PFTE, in cui non si teneva conto della presenza dei suddetti banchi coralligeni, avrebbe determinato un sensibile impatto sugli stessi con conseguente necessità di ricorrere all'asportazione/rimozione delle formazioni in esame.
- Sia in corrispondenza delle formazioni coralligene di parete (individuate in adiacenza al tracciato delle condotte esistenti e nello specchio acqueo adiacente all'isolotto di Nisida), sia in corrispondenza dello specchio acqueo che delimita l'area interessata dall'attività di mitilicoltura, per effetto dei fenomeni di diffusione/dispersione, le concentrazioni delle acque scaricate dalle condotte a mare secondo la soluzione prevista nel PD sono inferiori a quelle corrispondenti alla soluzione prevista dal PFTE con i relativi benefici conseguenti in termini ambientali; secondo la soluzione del PD, infatti, i diffusori terminali delle condotte sottomarine risultano ubicati a distanze planimetriche ed a profondità sensibilmente superiori dai "bersagli" prima citati, rispetto a quelle che si otterrebbero dalla soluzione prevista nel PFTE.
- Secondo la soluzione prevista nel PD, gli scarichi terminali delle condotte (le n. 2 esistenti e la terza di progetto) previsti alla profondità di 50 m ricadono all'esterno della fascia di profondità interessata dalla presenza della specie dei rodoliti, mentre secondo la soluzione del PFTE, tali scarichi ricadono all'interno di tale fascia; si ribadisce infatti che, sulla scorta delle indagini marine effettuate, è stato riscontrato che i rodoliti risultano ubicati nella fascia di fondale compresa tra la batimetrica di -27.00 m.s.m. e - 45.00 m.s.m. circa, mentre, a causa delle caratteristiche sedimentologiche dei fondali, di natura prettamente limosa, essi non sono stati rinvenuti a profondità maggiori di 45 m.

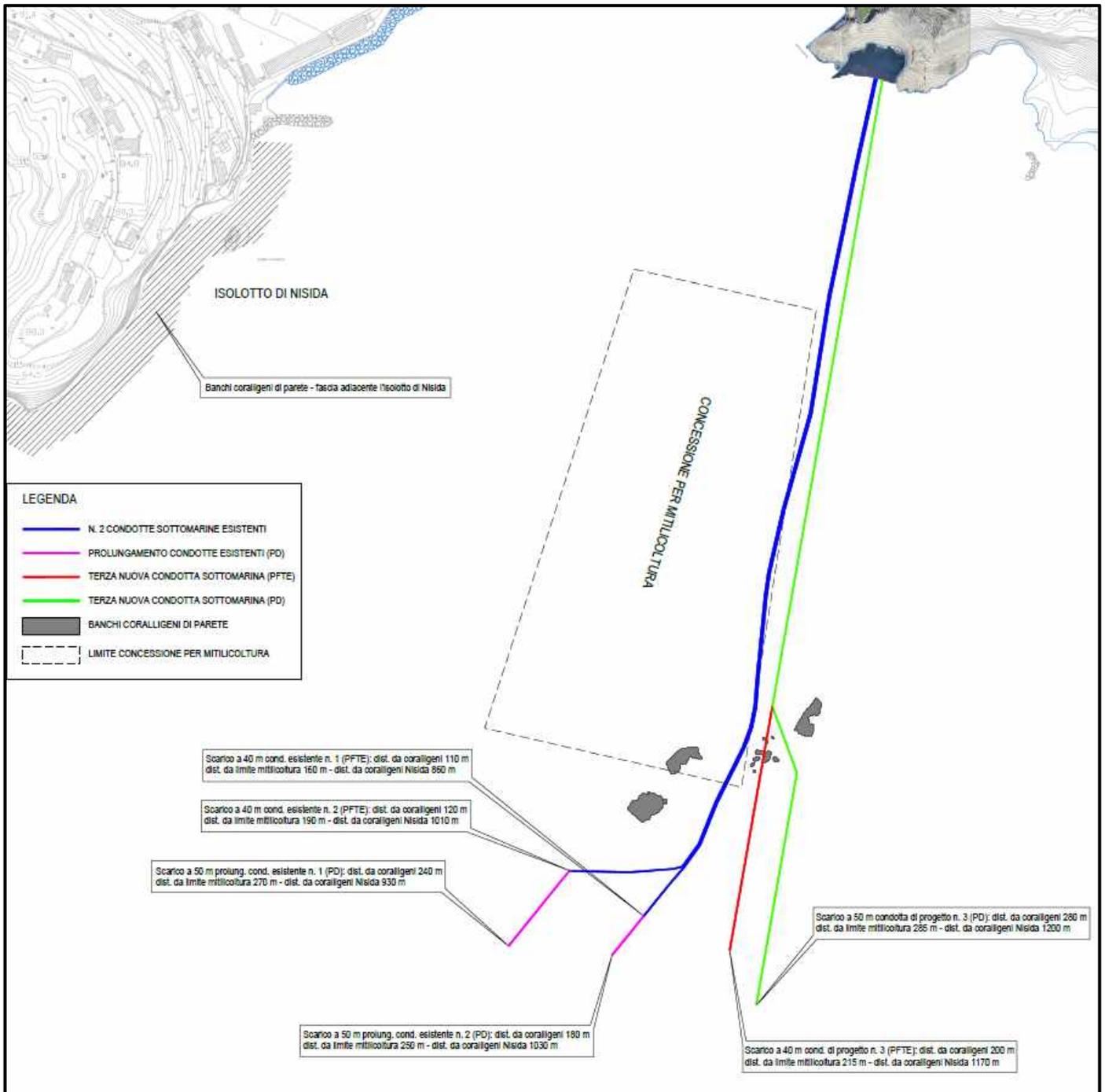


Figura 1: Confronto tra la soluzione progettuale del PFTE e quella del PD

4. STUDI E VERIFICHE DI CARATTERE IDRAULICO-MARITTIMO

Gli studi di carattere idraulico-marittimo eseguiti sono essenzialmente consistiti nella determinazione delle caratteristiche del moto ondoso incidente al largo e sottocosta con assegnato periodo di ritorno (studio meteomarinico); sulla scorta dei risultati ottenuti, si è proceduto alla determinazione delle velocità ed accelerazioni orbitali al fondo a diverse profondità lungo il tracciato delle nuove condotte e, conseguentemente, alla valutazione dei carichi idrodinamici indotti dal moto ondoso sulle tubazioni di progetto.

Noti i valori delle sollecitazioni, si è quindi proceduto all'effettuazione delle verifiche di stabilità delle condotte.

4.1. STUDIO METEOMARINO

4.1.1. Inquadramento geografico del paraggio

Il paraggio oggetto di studio ricade nella sub-unità fisiografica di sviluppo pari a circa 2.0 km compresa tra l'istmo di Nisida ed il promontorio della Gaiola.

Il settore di traversia, di ampiezza complessiva pari a circa 150°, è compreso tra la DD 130° N (tangente al promontorio della Gaiola) e la DD 280° N (tangente all'istmo di Nisida); tale settore più ampio si suddivide in un settore "principale" compreso tra la DD 153°N (tangente a P.ta Campanella) e la DD 240° N (tangente a P.ta S. Pancrazio – Ischia) ed in due sub-settori secondari rispettivamente compresi tra le DD 130° N e 153°N (sub-settore Sud Est) e tra le DD 240°N e 280°N (sub-settore Sud Ovest/Ovest).

Nelle seguenti figure n. 2 e n. 3 viene rappresentato, in scala ampia e di dettaglio, l'inquadramento geografico del paraggio con l'indicazione dei settori di traversia principale e secondario.

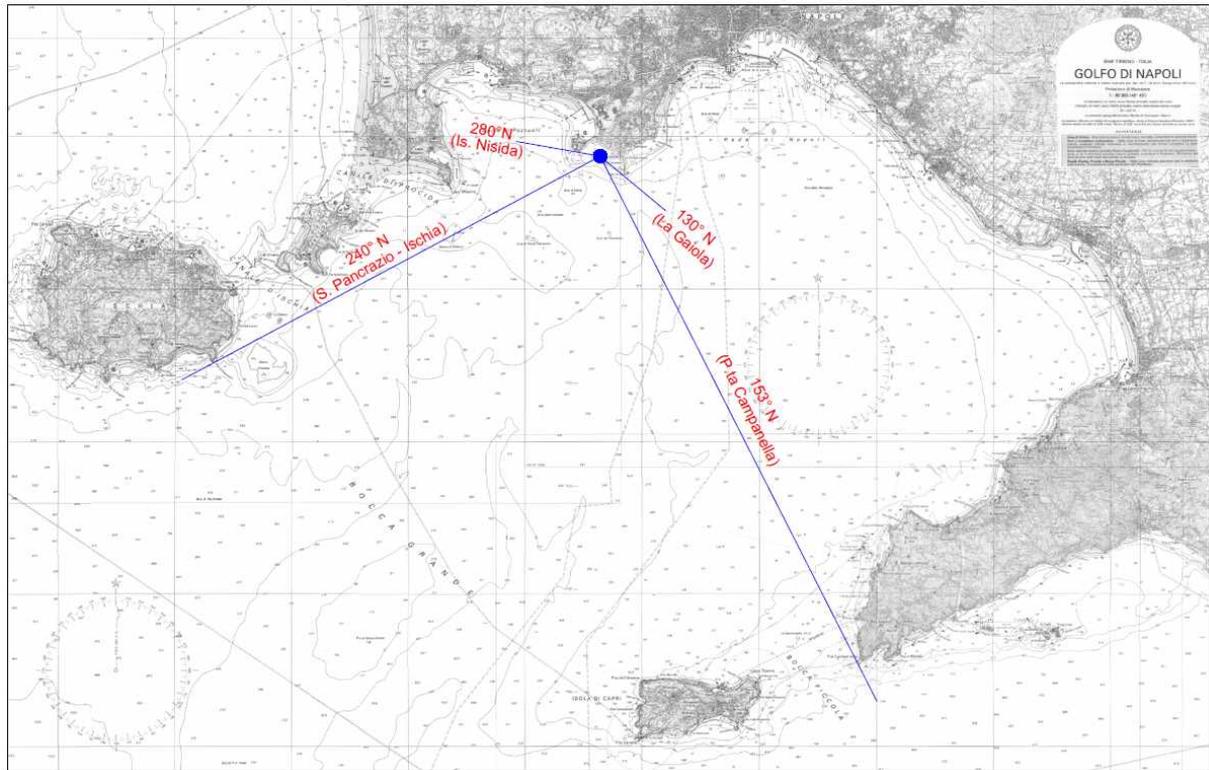


Figura 2: Settore di traversia – paraggio di Coroglio (rappresentazione in scala ampia)

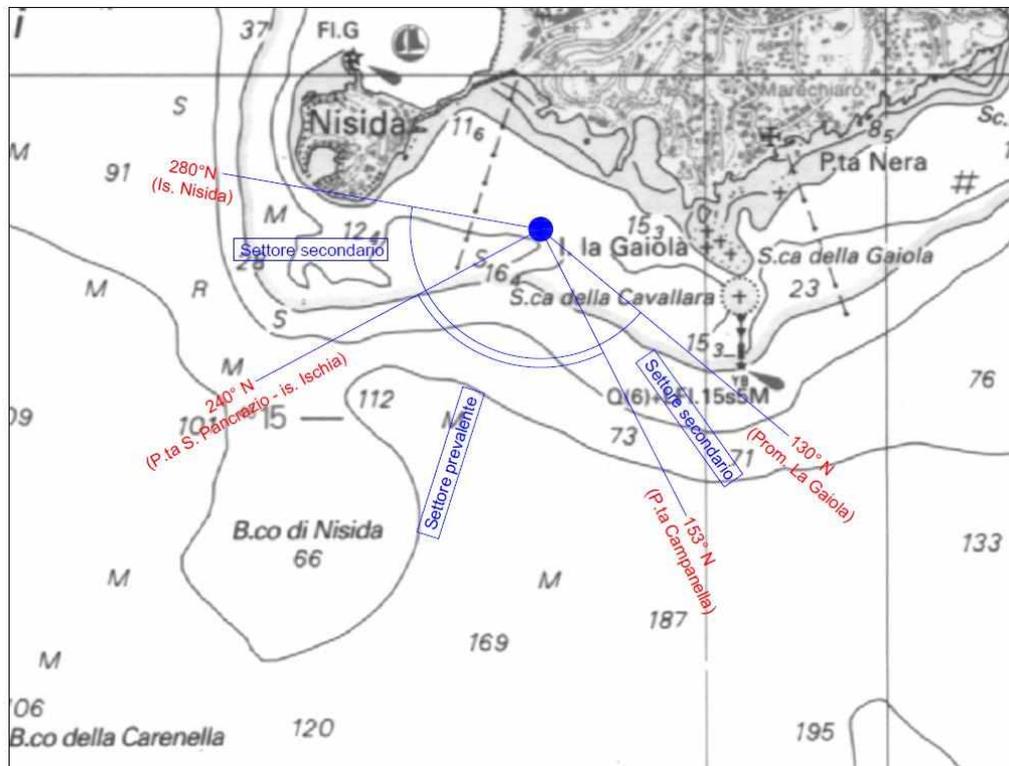


Figura 3: Settore di traversia – paraggio di Coroglio (rappresentazione in scala di dettaglio)

4.1.2. Fetches geografici ed efficaci

Per un'analisi del settore di traversia mirata alla valutazione delle condizioni di possibile esposizione agli stati di mare, si è fatto riferimento alle lunghezze dei fetch geografici ed efficaci connessi alle diverse direzioni di provenienza del moto ondoso e relativi ad un punto ubicato al largo del paraggio in esame ed in posizione pressochè centrale del paraggio in studio, ad una profondità pari a circa 100 m.

A partire dai valori dei fetches geografici, assunti coincidenti con le distese di mare libero, per la determinazione dei fetches efficaci, è stata utilizzata la formula del Saville (Shore Protection Manual, 1984):

$$F_{eff} = \frac{\sum_{-40^{\circ}}^{+40^{\circ}} (F_i \cos^2 \alpha_i)}{\sum_{-40^{\circ}}^{+40^{\circ}} \cos \alpha_i} \quad (1)$$

in cui:

F_{eff} = fetch efficace nella direzione considerata;

F_i = fetch geografico relativo alla i-ma direzione del settore di 80° individuato a cavallo della direzione considerata;

α_i = angolo formato dalla direzione i-ma con la direzione in esame.

I valori dei fetches geografici ed efficaci relativi al paraggio di Coroglio sono stati riportati nella tab. 1; tali valori sono stati rappresentati graficamente nelle figg. 4 e 5.

FETCH - geografico		FETCH - efficace	
Direzione (°)	Distanza (Km)	Direzione (°)	Distanza (Km)
0	15,4	0	32,83
5	17,7	5	29,70
10	19,9	10	26,56
15	19,6	15	24,60
20	19,3	20	22,64
25	19,5	25	21,73
30	19,7	30	20,82
35	23,4	35	21,90
40	27,1	40	22,98
45	28,0	45	23,77
50	28,9	50	24,56
55	29,2	55	24,89
60	29,5	60	25,23
65	31,3	65	27,57
70	33,1	70	29,91
75	33,9	75	32,68
80	34,8	80	35,45
85	31,6	85	43,16
90	28,4	90	50,87
95	25,4	95	62,23
100	22,4	100	73,58
105	52,1	105	87,34
110	81,8	110	101,09
115	82,2	115	115,74
120	82,6	120	130,39
125	149,0	125	145,36
130	215,4	130	160,32
135	244,3	135	175,26
140	273,3	140	190,19
145	282,1	145	204,08
150	291,0	150	217,98
155	286,9	155	228,91
160	282,8	160	239,83
165	282,3	165	251,34
170	281,9	170	262,85
175	285,8	175	271,16
180	289,8	180	279,47
185	291,3	185	287,72
190	292,8	190	295,98
195	300,3	195	304,35
200	307,7	200	312,73
205	339,4	205	320,47
210	371,1	210	328,21
215	391,6	215	334,49
220	412,2	220	340,77
225	428,0	225	345,21
230	443,9	230	349,65
235	439,6	235	354,30
240	435,3	240	358,95
245	416,9	245	347,67
250	398,4	250	336,39
255	384,5	255	318,55
260	370,7	260	300,72
265	364,9	265	278,41
270	359,2	270	256,10
275	384,5	275	234,09
280	409,7	280	212,08
285	209,8	285	190,48
290	9,8	290	168,88
295	10,0	295	149,61
300	10,2	300	130,33
305	10,8	305	112,20
310	11,3	310	94,06
315	51,7	315	78,62
320	92,0	320	63,18
325	84,5	325	49,44
330	76,9	330	35,69
335	71,7	335	35,73
340	66,6	340	35,77
345	40,2	345	35,17
350	13,8	350	34,58
355	6,9	355	33,70

Tabella 1: Fetches geografici ed efficaci al largo di Coroglio

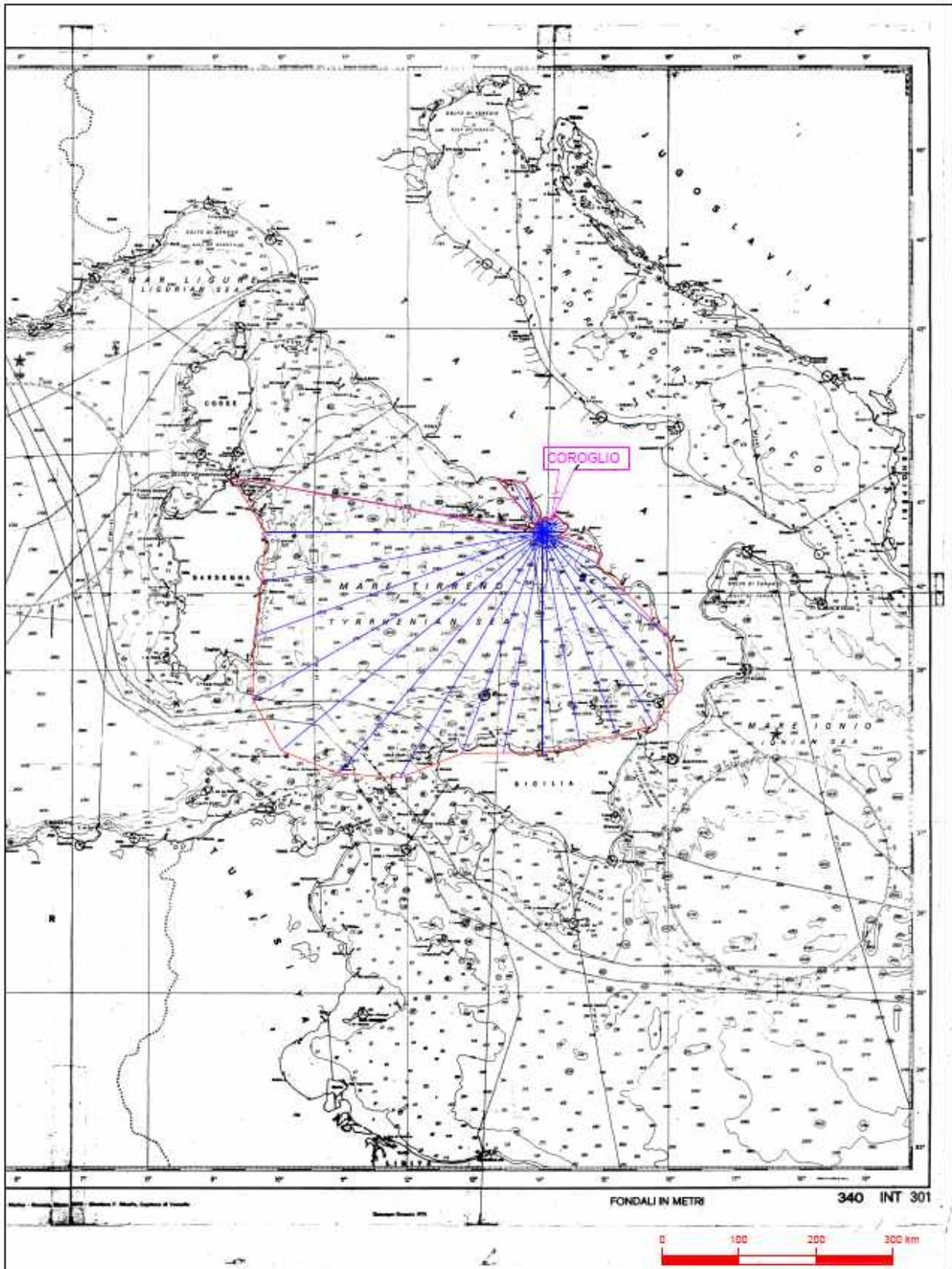


Figura 4: Fetches geografici al largo di Coroglio

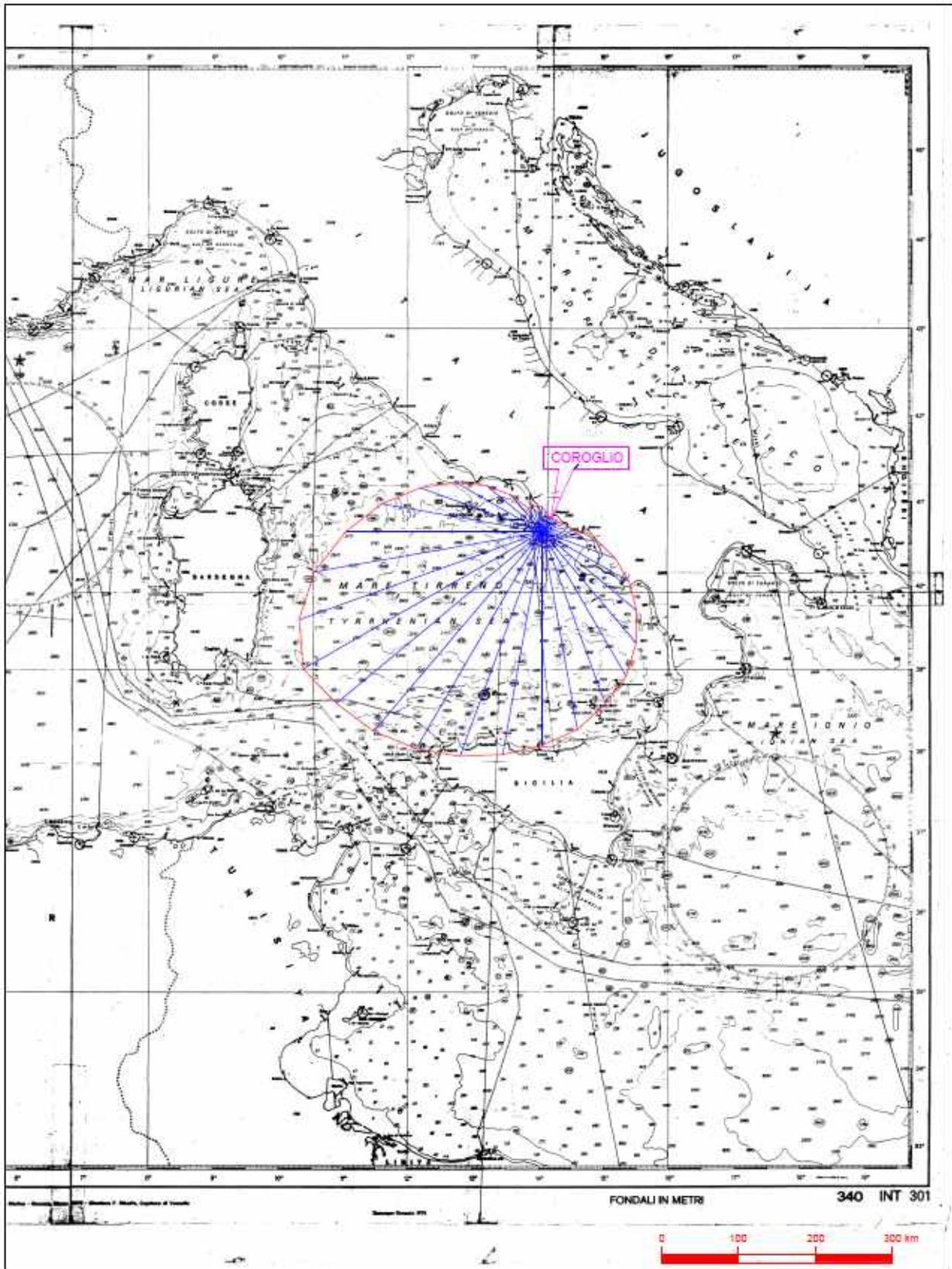


Figura 5: Fishes efficaci al largo di Coroglio

4.1.3. Acquisizione ed elaborazione dei dati di moto ondoso di largo

a) Dati registrati alla boa ondometrica RON di Ponza

L'acquisizione dei dati di moto ondoso di largo è stata effettuata al fine di individuare le caratteristiche ondose connesse agli eventi meteomarini estremi.

Per l'acquisizione degli elementi necessari alla valutazione delle caratteristiche ondose di largo, sono stati reperiti i dati di natura ondometrica derivanti da misure dirette di moto ondoso e relativi ad altezze significative e periodi d'onda di picco connessi a determinate direzioni di propagazione.

A tal proposito, si è fatto riferimento all'ondometro direzionale R.O.N. (Rete Ondometrica Nazionale del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale – S.I.M.N.) ubicato a Sud Ovest di Punta della Guardia (coordinate 40° 52' N; 12° 57' E) ad una profondità di circa 100 m e relativi al periodo lug. 1989- dic. 2014 (oltre tale data la boa RON non ha più funzionato).

Nell'allegato 1 alla presente Relazione viene riportato un Rapporto elaborato dal sito *Waveatlas* (Atlante delle onde nei mari italiani) relativo all' "Aggiornamento dell'analisi statistica dei valori estremi per la boa di PONZA – Dataset RON dal 1989 al 2014". In tale rapporto vengono meglio dettagliate le caratteristiche dei dati registrati, i rendimenti della boa negli anni, etc.; viene ad esempio evidenziato che, per alcuni anni, i rendimenti della boa sono molto bassi o addirittura nulli (anni di mancato funzionamento del dispositivo).

Nei diagrammi a "rosa" di figg. 6 e 7 estratti dal suddetto Rapporto, sono stati rappresentati i regimi direzionali annuali e stagionali dei dati ondometrici registrati alla boa di Ponza.

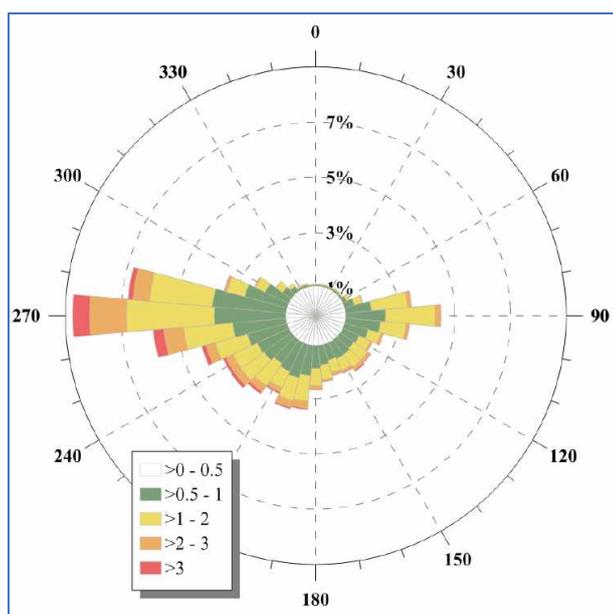


Figura 6: Regime direzionale annuale

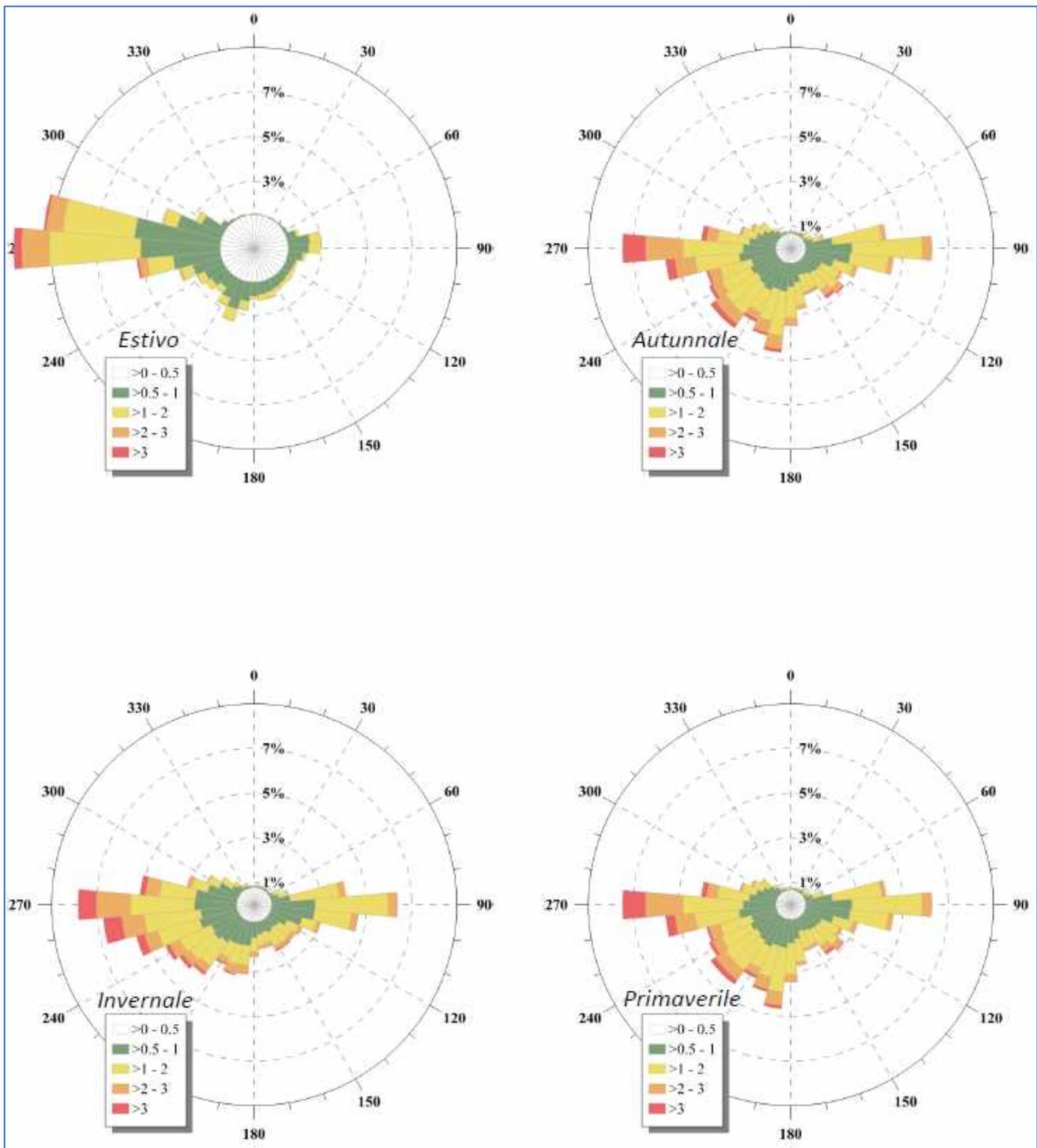


Figura 7: Regime direzionale stagionale

b) Trasposizione geografica dei dati ondametrici: direzioni di provenienza del moto ondoso

Ai dati ondametrici è stata applicata una procedura di "trasposizione geografica" per consentirne il

“trasferimento” al sito di interesse; mediante tale criterio, basato sulla similitudine dei fetches efficaci, le grandezze rilevate sono state “trasferite” dal sito di ubicazione dell’ondametro di riferimento al sito di interesse, al largo di Salerno.

L’ipotesi di base della metodologia applicata consiste nell’ipotizzare che lo stesso evento climatico (perturbazione barica) che ha generato il moto ondoso registrato all’ondametro di Ponza ha interessato anche l’area di generazione delle mareggiate che investono il paraggio di Salerno. Il fenomeno di generazione del moto ondoso è strettamente connesso alle caratteristiche delle condizioni di vento (velocità e direzione) che interessano l’area attraversata dalla perturbazione barica; inoltre si suppone che, lungo una determinata direzione di provenienza del moto ondoso, l’estensione dell’area di generazione possa essere ricavata mediante la valutazione del fetch “efficace” relativo alla direzione considerata.

Ciò premesso, il metodo di trasposizione consiste nel determinare la corrispondenza tra le direzioni di provenienza del moto ondoso, le altezze d’onda significative, i periodi di picco relative al punto di misura ed al sito di interesse.

Per quanto concerne la corrispondenza tra le direzioni di provenienza, supponendo come già detto che le aree di generazione dei due punti siano interessate dalla stessa perturbazione climatica e quindi dalla stessa direzione di provenienza del vento, si è proceduto alla determinazione per i due siti in esame dei legami esistenti tra direzione del moto ondoso e direzione del vento che lo ha generato. A tal proposito, con riferimento ad aree caratterizzate da fetch limitati, per la valutazione del suddetto legame è stata impiegata la relazione introdotta da Leenknecht (ACES, 1992) secondo la quale, per ciascuna delle direzioni di provenienza del vento, la deviazione angolare ϕ tra il moto ondoso ed il vento è individuata come il valore che rende massima la funzione:

$$F_{\phi_{eff}}^{0.28} (\cos \phi)^{0.44} \quad (2)$$

in cui $\phi = \pm 90^\circ$ (angolo valutato rispetto alla direzione di vento considerata).

Per l’elaborazione del prodotto (2), calcolato assumendo i valori di ϕ con intervallo pari a 1° , si è proceduto preventivamente alla valutazione dei fetches efficaci. Questi ultimi, già calcolati relativamente al punto situato al largo di Coroglio (v. tab. 1 e fig. 5), sono stati determinati mediante la (1) anche con riferimento all’ondametro di Ponza (v. tab. 2); la rappresentazione grafica dei fetches geografici ed efficaci relativi all’ondametro di Ponza è riportata nelle figg. 8 e 9.

FETCH - geografico		FETCH - efficace	
Direzione (°)	Distanza (Km)	Direzione (°)	Distanza (Km)
0	1,29	0	45,53
5	1,35	5	38,28
10	1,46	10	33,28
15	1,84	15	30,41
20	2,65	20	29,48
25	5,69	25	30,19
30	48,98	30	32,22
35	54,82	35	35,24
40	58,61	40	38,95
45	59,32	45	43,16
50	60,48	50	47,77
55	67,15	55	52,79
60	76,17	60	58,28
65	78,82	65	64,35
70	82,28	70	71,11
75	83,83	75	78,67
80	86,22	80	87,12
85	88,68	85	96,52
90	92,01	90	106,87
95	80,65	95	118,12
100	72,23	100	130,17
105	86,80	105	142,86
110	109,92	110	156,00
115	157,92	115	169,38
120	307,78	120	182,74
125	315,50	125	195,86
130	358,08	130	208,50
135	320,52	135	220,49
140	292,13	140	231,67
145	313,82	145	241,94
150	341,86	150	251,25
155	335,99	155	259,60
160	333,64	160	267,00
165	322,31	165	273,49
170	307,78	170	279,14
175	307,78	175	283,98
180	308,53	180	288,08
185	326,54	185	291,47
190	349,65	190	294,16
195	359,18	195	296,17
200	372,15	200	297,49
205	379,16	205	298,10
210	389,46	210	297,97
215	393,45	215	297,09
220	400,61	220	295,48
225	401,27	225	293,21
230	404,97	230	290,46
235	357,17	235	287,38
240	321,64	240	284,15
245	301,84	245	280,91
250	286,67	250	277,73
255	274,00	255	274,62
260	264,33	260	271,51
265	266,27	265	268,26
270	272,60	270	264,67
275	307,73	275	260,49
280	318,35	280	255,47
285	315,98	285	249,32
290	316,05	290	241,81
295	319,88	295	232,76
300	326,44	300	222,06
305	404,02	305	209,67
310	535,25	310	195,70
315	312,38	315	180,32
320	221,70	320	163,85
325	143,26	325	146,66
330	106,41	330	129,23
335	15,38	335	112,04
340	8,32	340	95,59
345	3,40	345	80,35
350	2,14	350	66,73
355	1,60	355	55,05

Tabella 2: Fetches geografici ed efficaci – boa ondometrica di Ponza

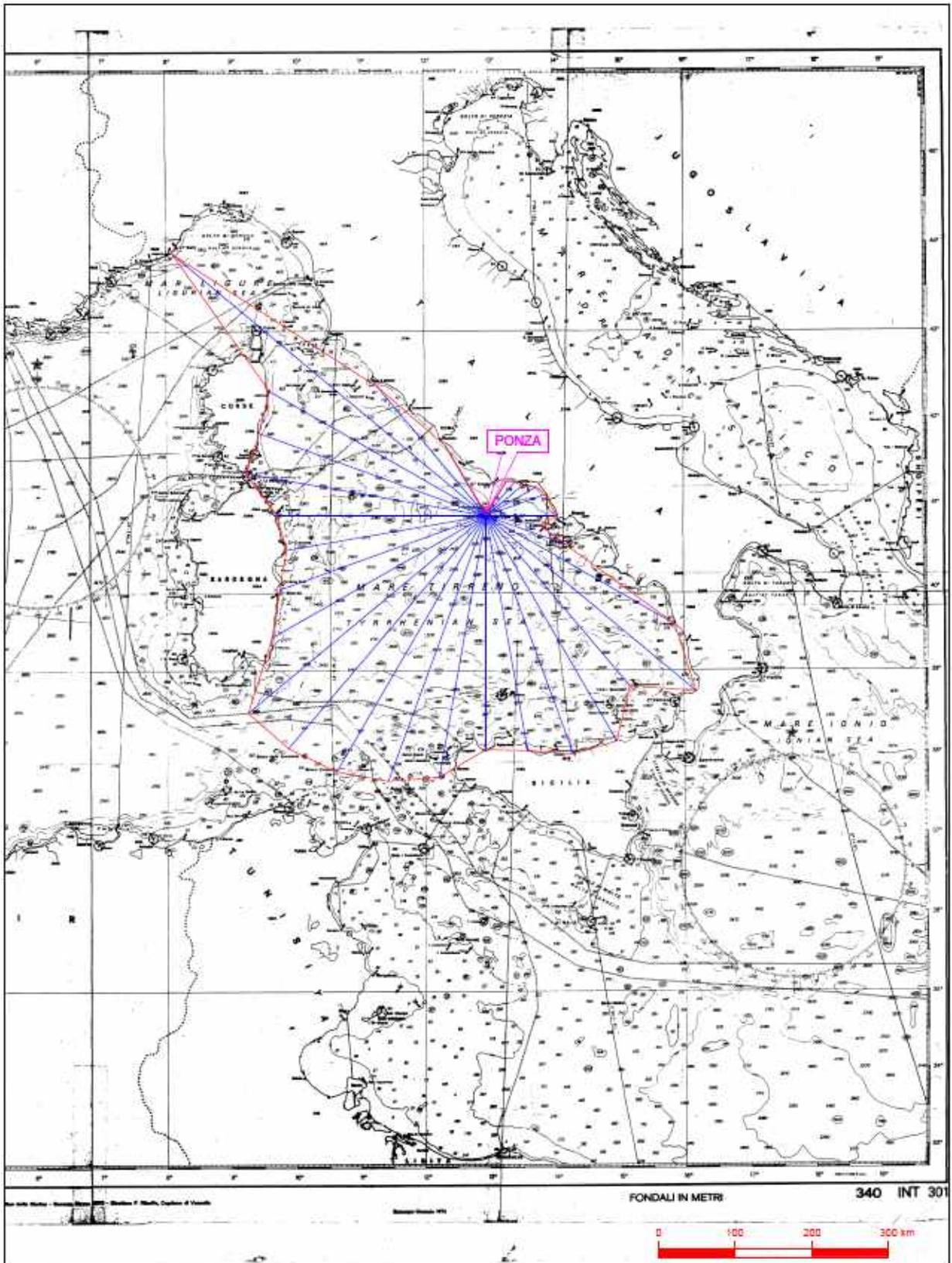


Figura 8: Fetches geografici – boa ondometrica di Ponza

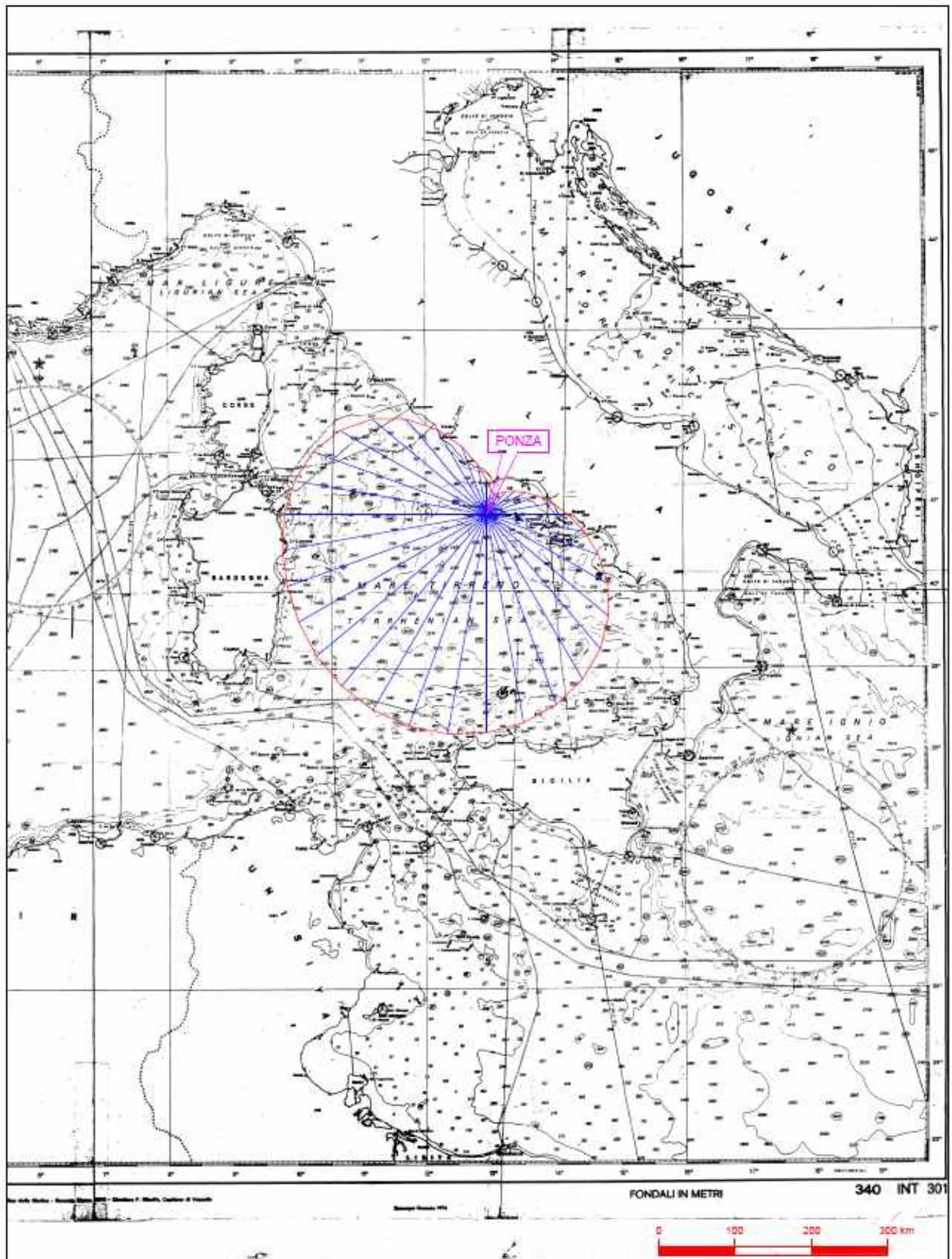


Figura 9: Fetches efficaci – boa ondometrica di Ponza

Successivamente, mediante la (2), sono state determinate le deviazioni angolari mare-vento sia per il paraggio di Coroglio che per quello relativo all'ondametro di Ponza. Ponendo in correlazione i dati ottenuti, a partire dalle direzioni note di provenienza del moto ondoso rilevate all'ondametro di Ponza, sono state ricavate le corrispondenti direzioni di provenienza del moto ondoso al largo di Coroglio e cioè quelle generate dallo stesso evento di vento.

I risultati del procedimento su esposto sono stati riportati in apposite tabelle e grafici; in particolare nelle tabelle 3 e 4 e nei grafici 10, 11, 12 e 13 vengono riportati, sia per il sito boa (Ponza) che per il sito di studio (Coroglio), gli angoli di deviazione vento-mare per prefissate direzioni di provenienza del vento e le corrispondenti direzioni di provenienza del moto ondoso associate alle suddette direzioni di provenienza dei venti.

Direzione vento (°Nord)	Deviazione direzione vento-mare (°)	Direzione onde (°Nord)
0	-38	322
10	-42	328
20	-46	334
30	-50	340
40	37	77
50	37	87
60	36	96
70	34	104
80	31	111
90	28	118
100	25	125
110	22	132
120	19	139
130	16	146
140	13	153
150	10	160
160	8	168
170	6	176
180	4	184
190	3	193
200	1	201
210	-1	209
220	-2	218
230	-4	226
240	-5	235
250	-5	245
260	-4	256
270	-5	265
280	-6	274
290	-9	281
300	-12	288
310	-16	294
320	-20	300
330	-24	306
340	-29	311
350	-33	317

Tabella 3: Angoli di deviazione vento-mare e le corrispondenti direzioni di provenienza del moto ondoso per prefissate direzioni di provenienza del vento – Sito boa (Ponza)

Direzione vento (°Nord)	Deviazione direzione vento-mare (°)	Direzione onde (°Nord)
0	-52	308
10	-55	315
20	-20	360
30	-30	360
40	54	94
50	52	102
60	47	107
70	44	114
80	40	120
90	36	126
100	33	133
110	30	140
120	26	146
130	20	150
140	19	159
150	18	168
160	13	173
170	12	182
180	12	192
190	10	200
200	10	210
210	8	218
220	5	225
230	5	235
240	0	240
250	-10	240
260	-13	247
270	-20	250
280	-23	257
290	-29	261
300	-32	268
310	-35	275
320	-38	282
330	-42	288
340	-44	296
350	-47	303

Tabella 4: Angoli di deviazione vento-mare e le corrispondenti direzioni di provenienza del moto ondoso per prefissate direzioni di provenienza del vento – Sito di Coroglio

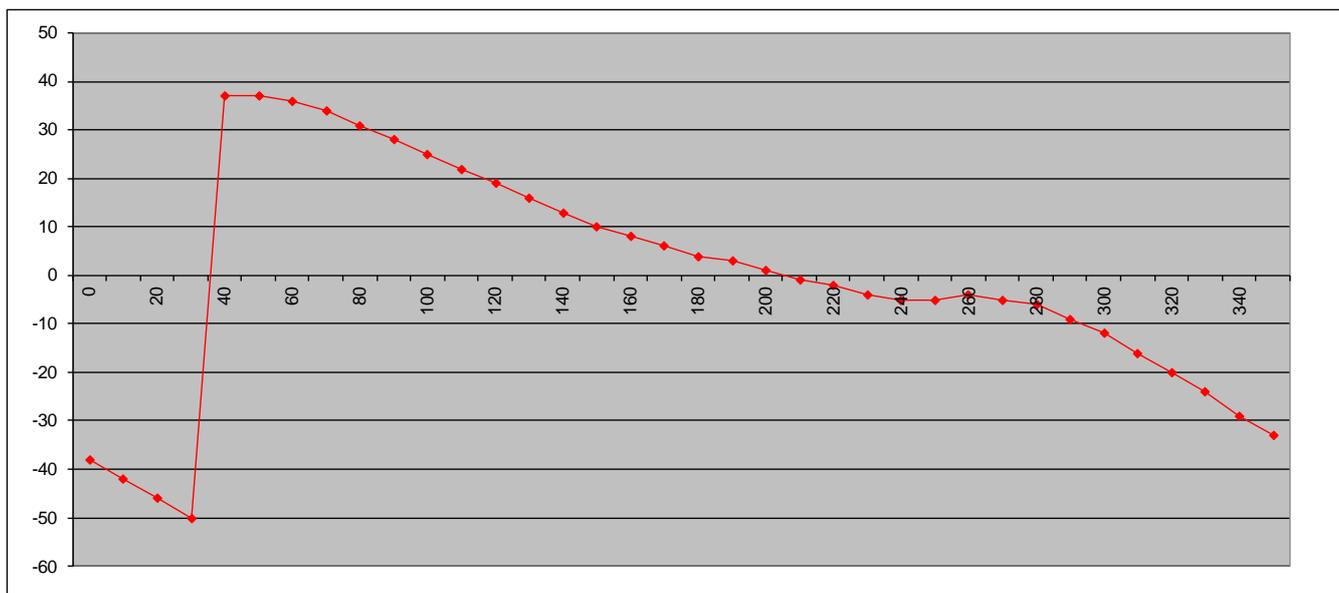


Figura 10: Angoli di deviazioni vento-mare in funzione delle direzioni del vento –Sito boa (Ponza)

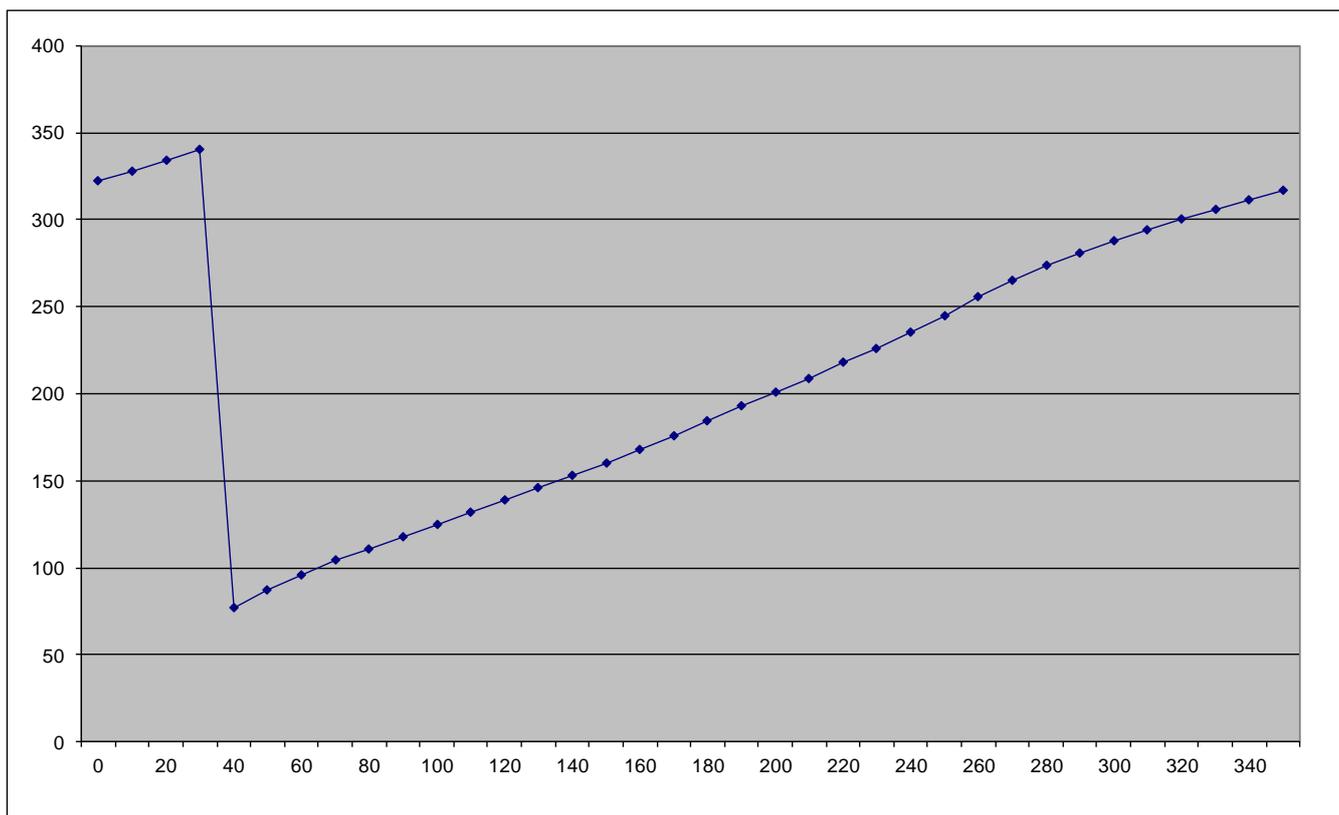


Figura 11: Direzioni del moto ondoso in funzione delle direzioni del vento –Sito boa (Ponza)

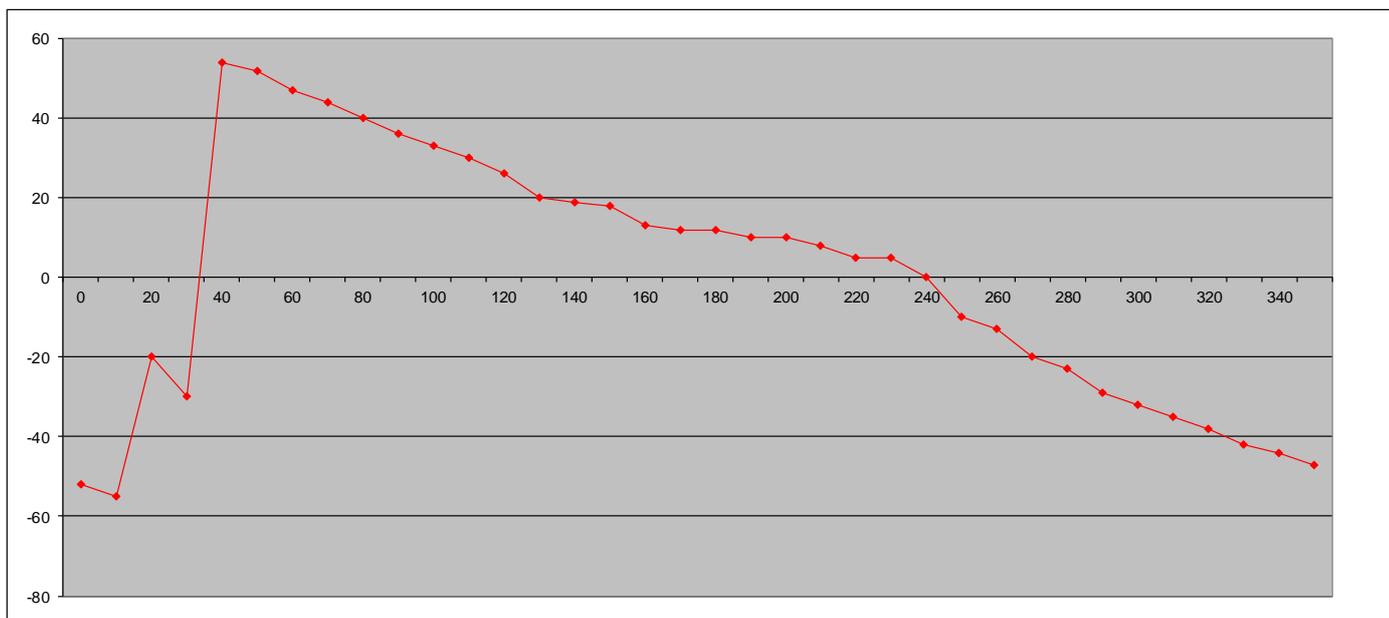


Figura 12: Angoli di deviazioni vento-mare in funzione delle direzioni del vento –Sito di Coroglio

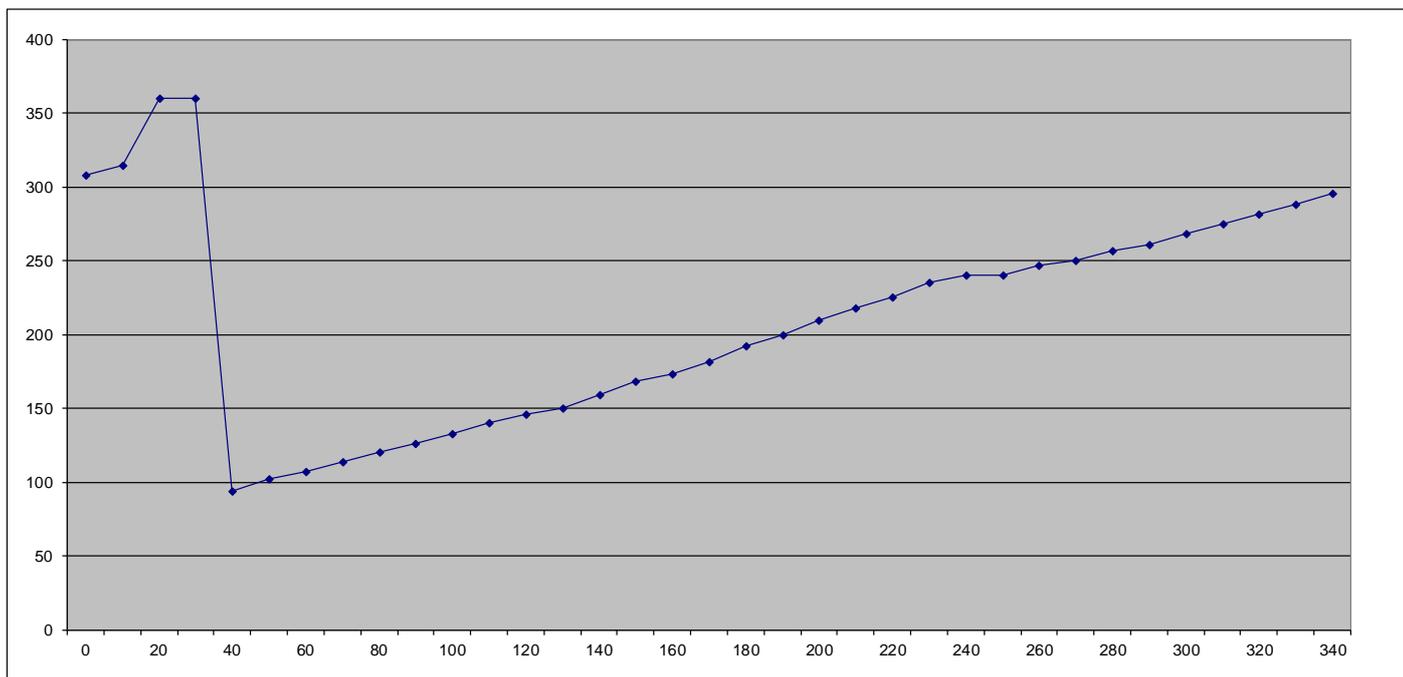


Figura 13: Direzioni del moto ondoso in funzione delle direzioni del vento –Sito di Coroglio

Prendendo a riferimento i risultati ottenuti dalla procedura di trasposizione ora descritta, è stato possibile porre in correlazione le direzioni di provenienza del moto ondoso registrate alla boa di Ponza a quelle relative al punto ubicato al largo di Coroglio; è stato ricavato il seguente legame di regressione lineare (in °N):

$$\text{Dir Coroglio} = -0,0018 * (\text{Dir Ponza})^2 + 1,5863 * (\text{Dir Ponza}) - 39,313$$

c) Trasposizione geografica dei dati ondometrici: altezze d'onda significative e periodi di picco

Relativamente alla corrispondenza tra altezze d'onda significative e periodi di picco del punto di misura (boa di Ponza) ed il punto di interesse (punto a largo del paraggio di Coroglio), nel caso di fetches limitati, le leggi che permettono di calcolare l'altezza d'onda significativa ed il periodo di picco spettrali in funzione della lunghezza del fetch e della velocità del vento sono le seguenti (Vincent - Shore Protection Manual, 1984):

$$\frac{gH_{m0}}{U_A^2} = 1.6 \cdot 10^{-3} \left(\frac{gF}{U_A^2} \right)^{1/2} \quad (3)$$

$$\frac{gT_m}{U_A} = 2.857 \cdot 10^{-1} \left(\frac{gF}{U_A^2} \right)^{1/3} \quad (4)$$

in cui:

U_A = fattore di velocità del vento (wind stress factor) funzione della velocità del vento alla quota +10 m.s.m.;

F = fetch efficace relativo alla prefissata direzione geografica.

Indicando con gli apici O e P le grandezze relative al punto di misura (Ponza) ed a quello di trasposizione (Coroglio), per una prefissata direzione di provenienza del vento ed un prefissato valore di U_A (costante per le due aree di generazione) e noti i valori dei fetches efficaci F^O e F^P , dalle (3) e (4) sono state ricavate le ricercate relazioni di corrispondenza tra le grandezze H_{m0}^O e H_{m0}^P e tra T_m^O e T_m^P :

$$\frac{H_{m0}^P}{H_{m0}^O} = \left(\frac{F^P}{F^O} \right)^{1/2} \quad (5)$$

$$\frac{T_m^P}{T_m^O} = \left(\frac{F^P}{F^O} \right)^{1/3} \quad (6)$$

Prendendo a riferimento i valori dei fetches geografici ed efficaci relativi a ciascuna delle direzioni comprese nel settore di traversia del paraggio di Coroglio, sono stati ricavati i seguenti valori dei coefficienti di

trasposizione K_H e K_T pari al rapporto, rispettivamente, tra le altezze d'onda significative e tra i periodi di picco relativi al punto al largo di Coroglio ed al sito della boa di Ponza (in pratica i reciproci dei valori ricavati mediante la (5) e la (6)); i valori dei suddetti coefficienti sono riportati nella seguente tab. 5.

Direzione (°)	K_H	K_T
130	0,877	0,916
140	0,906	0,936
150	0,931	0,954
160	0,948	0,965
170	0,970	0,980
180	0,985	0,990
190	1,003	1,002
200	1,025	1,017
210	1,050	1,033
220	1,074	1,049
230	1,097	1,064
240	1,124	1,081
250	1,101	1,066
260	1,052	1,035
270	0,984	0,989
280	0,911	0,940

Tabella 5: Coefficienti di trasposizione altezza d'onda e periodo (Coroglio - Ponza)

d) Risultati della procedura di trasposizione

I risultati della procedura di trasposizione sono riportati in allegato 2; in tale allegato, per ciascuno degli anni del periodo di osservazione analizzato e per ciascuna delle direzioni di provenienza comprese nel settore di traversia del paraggio di Coroglio, sono stati tabellati i valori di altezza d'onda e periodo di picco registrati alla boa di Ponza ed i corrispondenti relativi al punto al largo del sito di Coroglio, ottenuti mediante la procedura di trasposizione prima descritta.

4.1.4. Analisi statistica degli eventi estremi di largo

Allo scopo di determinare i valori di H_s di largo connessi agli eventi estremi, è stata effettuata una elaborazione probabilistica dei dati a disposizione relativi al sito di Coroglio, utilizzando la legge di distribuzione di Gumbel che, come è noto, ben si presta all'interpretazione di tali eventi.

Per ciascuna delle direzioni di largo ricadenti nel settore di traversia, i valori dei massimi annuali di altezze d'onda significative, corrispondenti a prefissati periodi di ritorno T_r , sono stati determinati mediante l'elaborazione statistica delle serie storiche dei massimi annuali di altezze d'onda significative.

La probabilità cumulata nella legge di Gumbel è fornita dalla seguente relazione:

$$P(H_s) = \exp(-\exp(-\alpha(H_s - \varepsilon))) \quad (7)$$

in cui:

ε = valore modale della distribuzione;

α = dispersione della distribuzione;

Il piano probabilistico è definito in ascissa dai valori di H_s ed in ordinata dai valori della variabile trasformata:

$$W = -\ln\{-\ln[P(H_s)]\} \quad (8)$$

L'adattamento della legge di probabilità fissata al caso in esame viene effettuato riducendo i massimi annuali di altezza d'onda ad un set di punti da riportate su carta probabilistica. A tal fine i dati sono stati ordinati in senso decrescente, con riferimento ad un indice m tale che ad $m = 1$ corrisponde l'onda più alta e ad $m = n$ l'onda più bassa.

Con la predetta operazione di ordinamento, la probabilità totale $P(H_m)$ e la probabilità di superamento $Q(H_m)$ da associare ad ogni valore di H_m sono date dalle relazioni:

$$P(H_m) = 1 - m/(n+1) \quad (9)$$

$$Q(H_m) = m/(n+1) \quad (10)$$

Per individuare la retta interpolatrice che costituisca il miglior adattamento dei dati alla distribuzione di probabilità, si è proceduto alla stima dei parametri della distribuzione con il metodo dei momenti.

Detti parametri, se si indicano con $\mu(H_s)$, e $\sigma(H_s)$, la media e scarto quadratico medio di ciascuna serie di dati, possono essere stimati attraverso le relazioni:

$$\varepsilon = \mu(H_s) - 0,450 \sigma(H_s) \quad (11)$$

$$\alpha = 1.283/\sigma(H_s) \quad (12)$$

Ciò premesso, per ciascuna serie storica presa in esame, sono stati calcolati i valori della media $\mu(H_s)$, dello scarto quadratico medio $\sigma(H_s)$ e quindi, attraverso l'applicazione delle (11) e (12) dei parametri statistici ε ed α .

Una volta effettuato l'adattamento dei dati alla distribuzione di probabilità, questa deve essere estrapolata allo scopo di individuare l'altezza d'onda di progetto corrispondente ad un prefissato periodo di ritorno. Tale valore è definito come l'intervallo di tempo medio tra due eventi ondosi consecutivi caratterizzati da stati di mare con altezze significative che eguagliano o superano l'altezza d'onda corrispondente H_{Tr} ed è correlato alla

probabilità cumulata ed a quella di superamento relativa ad H_{Tr} dalla relazione:

$$\frac{T_r}{r} = \frac{1}{1 - P(H_{Tr})} = \frac{1}{Q(H_{Tr})} \quad (13)$$

in cui r è un parametro temporale che rappresenta l'intervallo medio con cui si succedono nel tempo i dati della popolazione statistica.

In definitiva, il valore dell'altezza d'onda significativa H_s , corrispondente ad un periodo di ritorno di T_r anni è fornito dalla espressione:

$$H_{sTr} = \varepsilon (1 + k \log T_r) \quad (14)$$

essendo k un coefficiente numerico fornito dalla seguente relazione:

$$k = 1/(0.4343\varepsilon\alpha) \quad (15)$$

In tab. 6 sono riportati i valori dei massimi annuali di H_s associati alle direzioni di provenienza comprese nel settore di traversia relativo al paraggio di Coroglio (sono stati esclusi dalle elaborazioni gli anni per i quali i rendimenti della boa sono risultati molto bassi o addirittura nulli); sono altresì riportati i valori dei parametri statistici prima citati ottenuti dall'elaborazione dei suddetti massimi annuali ed i valori delle altezze e dei rispettivi periodi d'onda significativi di largo connessi a periodi di ritorno $T_r = 10, 50$ e 100 anni.

A tal proposito si evidenzia che il periodo significativo associato a ciascuna altezza d'onda significativa di largo è stato ricavato mediante l'applicazione di relazioni del tipo $T_s = c H_s^{1/m}$ (Bretschneider, Grangini ed altri); nel caso in esame è stata utilizzata la seguente relazione:

$$T_s = 4.082 \cdot H_s^{0.513} \quad (16)$$

ANNO	H _s max [m]											
	DD130°	DD140°	DD150°	DD160°	DD170°	DD180°	DD190°	DD200°	DD210°	DD220°	DD230°	DD240°
1989	2,29	1,18	1,27	0,65	1,24	1,55	2,00	2,20	2,84	2,94	3,74	2,86
1990	1,18	2,02	1,37	1,67	1,71	1,96	3,92	3,91	3,91	3,42	4,39	3,70
1991	1,26	2,46	2,46	2,05	2,13	2,23	2,50	2,58	3,40	3,64	3,85	3,85
1992	1,94	3,55	2,73	1,30	2,47	2,13	3,30	3,40	3,50	4,17	2,69	5,17
1993	2,99	2,38	3,00	2,47	2,38	2,25	2,45	3,10	3,15	5,67	6,16	4,37
1995	2,90	2,91	3,00	2,38	2,00	2,16	1,76	3,71	3,89	5,46	5,72	3,85
1996	2,82	2,90	2,55	2,19	2,19	2,33	2,84	3,30	4,41	5,46	3,96	4,51
1997	1,60	2,02	2,37	2,33	2,47	2,04	2,35	2,16	2,63	3,10	3,74	3,36
1998	1,58	1,67	2,46	2,42	1,52	2,43	2,94	2,30	3,50	4,82	5,50	4,18
1999	1,76	1,94	1,67	2,05	2,09	2,04	2,50	3,10	2,88	3,57	5,82	6,16
2000	1,58	2,20	2,18	2,23	2,33	1,94	2,50	3,50	3,81	3,10	3,19	3,25
2002	2,33	3,21	3,74	3,53	2,65	2,94	2,99	2,63	2,19	2,18	2,74	3,38
2003	2,24	2,48	2,63	2,86	3,06	2,92	3,14	3,73	3,73	3,68	4,51	4,95
2004	1,76	2,78	2,34	2,79	2,74	2,99	2,92	2,72	2,72	3,43	4,38	4,47
2005	1,87	1,85	2,06	2,02	2,81	3,39	2,11	2,51	2,61	2,32	3,26	3,23
2006	1,60	1,44	1,99	2,19	2,30	2,08	2,04	1,66	3,48	2,57	2,99	3,28
2010	3,49	2,80	3,21	3,40	3,15	2,85	2,79	2,94	3,26	5,37	5,73	5,87
2011	3,03	3,01	3,49	3,04	3,53	3,45	2,99	3,36	3,40	4,72	5,05	5,30
2013	2,09	3,43	3,19	4,15	3,99	2,98	3,99	4,34	5,24	4,06	3,99	4,66
2014	3,01	2,76	2,91	2,89	2,78	2,95	2,99	3,32	3,30	4,30	4,75	4,85
μ	2,17	2,45	2,53	2,43	2,48	2,48	2,75	3,02	3,39	3,90	4,31	4,26
σ	0,67	0,65	0,66	0,78	0,66	0,53	0,59	0,68	0,69	1,08	1,08	0,93
ε	1,87	2,16	2,23	2,08	2,18	2,24	2,49	2,72	3,08	3,41	3,82	3,84
α	1,92	1,96	1,94	1,64	1,95	2,41	2,19	1,90	1,86	1,19	1,19	1,38
K'	0,64	0,54	0,53	0,68	0,54	0,43	0,42	0,45	0,40	0,57	0,51	0,43
Tr=10	3,04	3,30	3,39	3,45	3,33	3,18	3,51	3,91	4,29	5,31	5,72	5,48
H _s [m] Tr=50	3,90	4,14	4,25	4,46	4,18	3,86	4,27	4,78	5,18	6,69	7,11	6,68
Tr=100	4,27	4,50	4,61	4,89	4,53	4,15	4,59	5,14	5,56	7,28	7,70	7,18
Tr=10	7,22	7,53	7,64	7,71	7,57	7,38	7,78	8,21	8,62	9,61	9,99	9,77
T _s [s] Tr=50	8,21	8,46	8,57	8,79	8,50	8,16	8,59	9,10	9,49	10,82	11,17	10,81
Tr=100	8,59	8,83	8,94	9,21	8,87	8,47	8,92	9,46	9,84	11,30	11,63	11,22

Tabella 6: Valori massimi annuali e valori estremi di H_s per direzione di provenienza

Nel diagramma a rosa di fig. 14, inoltre, viene rappresentata graficamente la distribuzione direzionale delle altezze d'onda estreme di largo (sito di Coroglio) riferite ad un periodo di ritorno centennale.

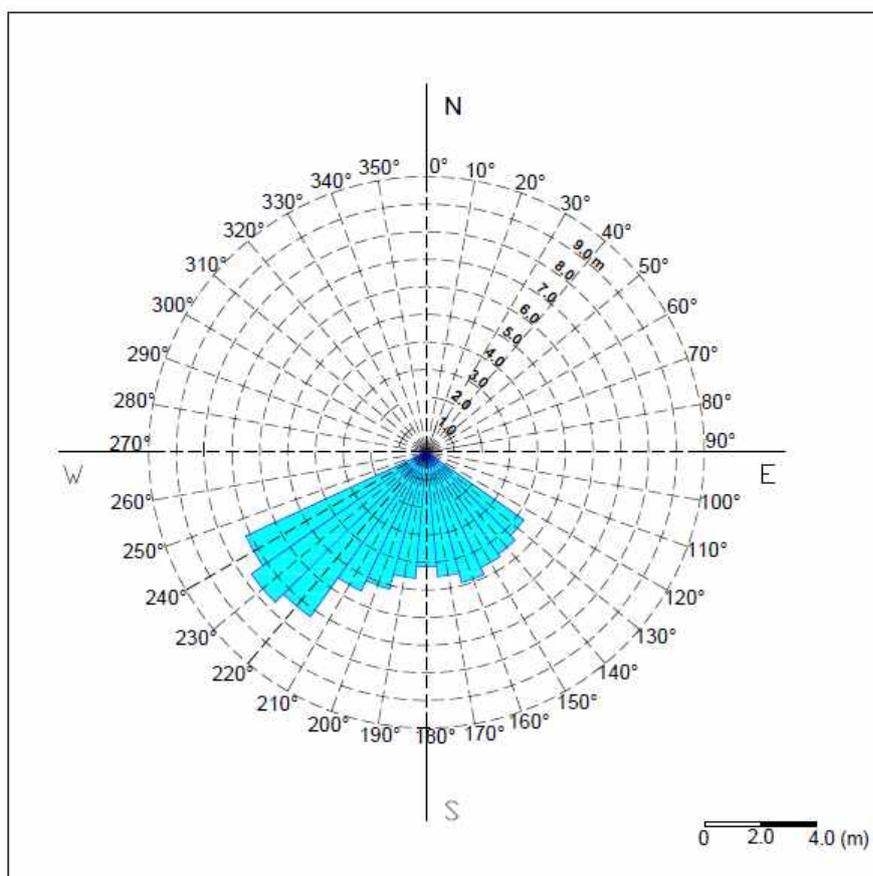


Figura 14: Diagramma polare dei valori estremi di H_s per direzioni di provenienza di largo $T_r = 100$ anni

Dall'esame dei risultati ottenuti, si evince che le mareggiate di maggiore intensità, caratterizzate dai valori di altezze d'onda significative di largo più elevati provengono dal settore 220°N-240°N (Sud - Sud Ovest).

In particolare, con riferimento ad un periodo di ritorno centennale, i valori di H_s e T_s relativi alle suddette direzioni di provenienza al largo di Coroglio risultano pari a:

DD 220° N: $H_{s0} = 7.28$ m; $T_s = 11.30$ s;

DD 230° N: $H_{s0} = 7.70$ m; $T_s = 11.63$ s;

DD 240° N: $H_{s0} = 7.18$ m; $T_s = 11.22$ s.

Per tali mareggiate è stato implementata l'analisi di propagazione da largo a sottocosta descritta nel successivo par. 4.1.5.

4.1.5. Analisi di propagazione del moto ondoso da largo a sottocosta

a) Costruzione del dominio di calcolo

Ai fini della caratterizzazione del moto ondoso sottocosta, si è proceduto all'analisi del fenomeno di propagazione mediante l'applicazione di idoneo modello matematico di seguito più dettagliatamente descritto.

Il dominio di calcolo preso a riferimento nel modello presenta un'ampiezza in senso longitudinale alla linea di costa pari a circa 3000 m ed è compreso tra l'istmo di Nisida lato Ovest ed promontorio della Gaiola verso Est; verso il largo, il dominio si estende fino alla batimetria -120 m.s.m. circa (v. fig. 15).

La batimetria utilizzata nel dominio di calcolo è stata desunta, fino alla profondità di 65 m circa, dai rilievi di dettaglio multi-beam effettuati; essa è stata integrata fino alla profondità di 120 m dalla batimetria desunta dalla Carta nautica dell'Istituto Idrografico della Marina Militare ("Golfo di Napoli") in scala 1: 60.000 (v. fig. 15).

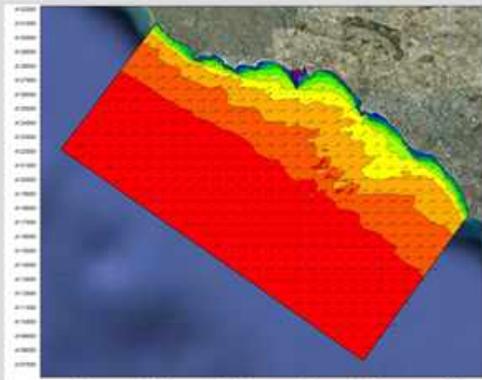
b) Descrizione del modello di calcolo

Per studiare in dettaglio la trasformazione che l'onda subisce nella sua propagazione verso costa è stato costruito un modello numerico bidimensionale utilizzando il modulo SW (Spectral Waves) del codice di calcolo MIKE 21 del DHI (Danish Hydraulic Institute).

MIKE 21 SW è un modello spettrale per vento ed onde di nuova generazione, basato su una griglia non strutturata. Il modello simula la trasformazione di onde generate dal vento ed onde di swell sia offshore sia in aree costiere.

MIKE 21 SW include due differenti formulazioni: "Directional decoupled parametric" e "Fully spectral". La prima delle due formulazioni è basata su una parametrizzazione dell'equazione di conservazione dell'energia del moto ondoso. La parametrizzazione è effettuata nel dominio della frequenza mediante l'introduzione come variabili dipendenti del momento di ordine zero e del momento di primo ordine dello spettro (Holthuijsen, 1989). La seconda formulazione è basata sulla conservazione dell'energia del moto ondoso come descritta da Komen (1994) e Young (1999). I fenomeni fisici che sono modellati con MIKE 21 SW sono i seguenti:

- 1 Generazione dell'onda ad opera del vento;
- 2 Interazione non lineare onda-onda;
- 3 Dissipazione dovuta al cosiddetto "white capping";
- 4 Dissipazione dovuta all'attrito con il fondo;
- 5 Dissipazione dovuta al frangimento;
- 6 Rifrazione e shoaling dovuti alle variazioni del fondale;
- 7 Interazione onde-correnti;
- 8 Diffrazione;
- 9 Riflessione.



Tale modello, a maglia triangolare "flessibile", permette di utilizzare una risoluzione spaziale variabile, consentendo di adottare una risoluzione elevata nelle aree per le quali si richiede un maggior dettaglio, laddove rifrazione, shoaling, attrito con il fondo ed, eventualmente, frangimento determinano una significativa trasformazione delle caratteristiche dell'onda incidente su distanze relativamente limitate.

In fig. 15, si riporta la batimetria implementata nel modello, mentre in fig. 16 sono visualizzate le mesh in cui è stato suddiviso il dominio.

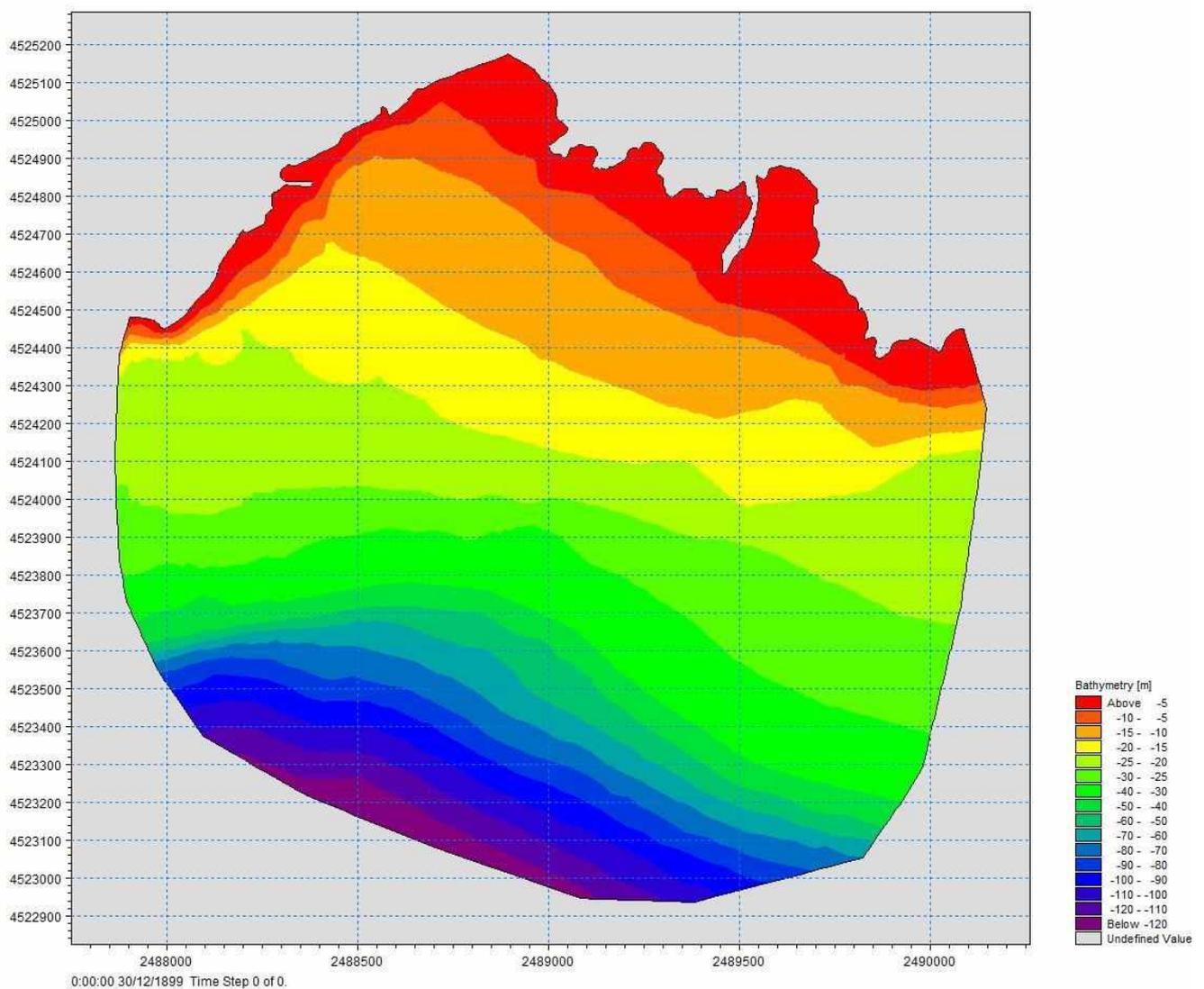


Figura 15: Batimetria implementata nel modello di calcolo

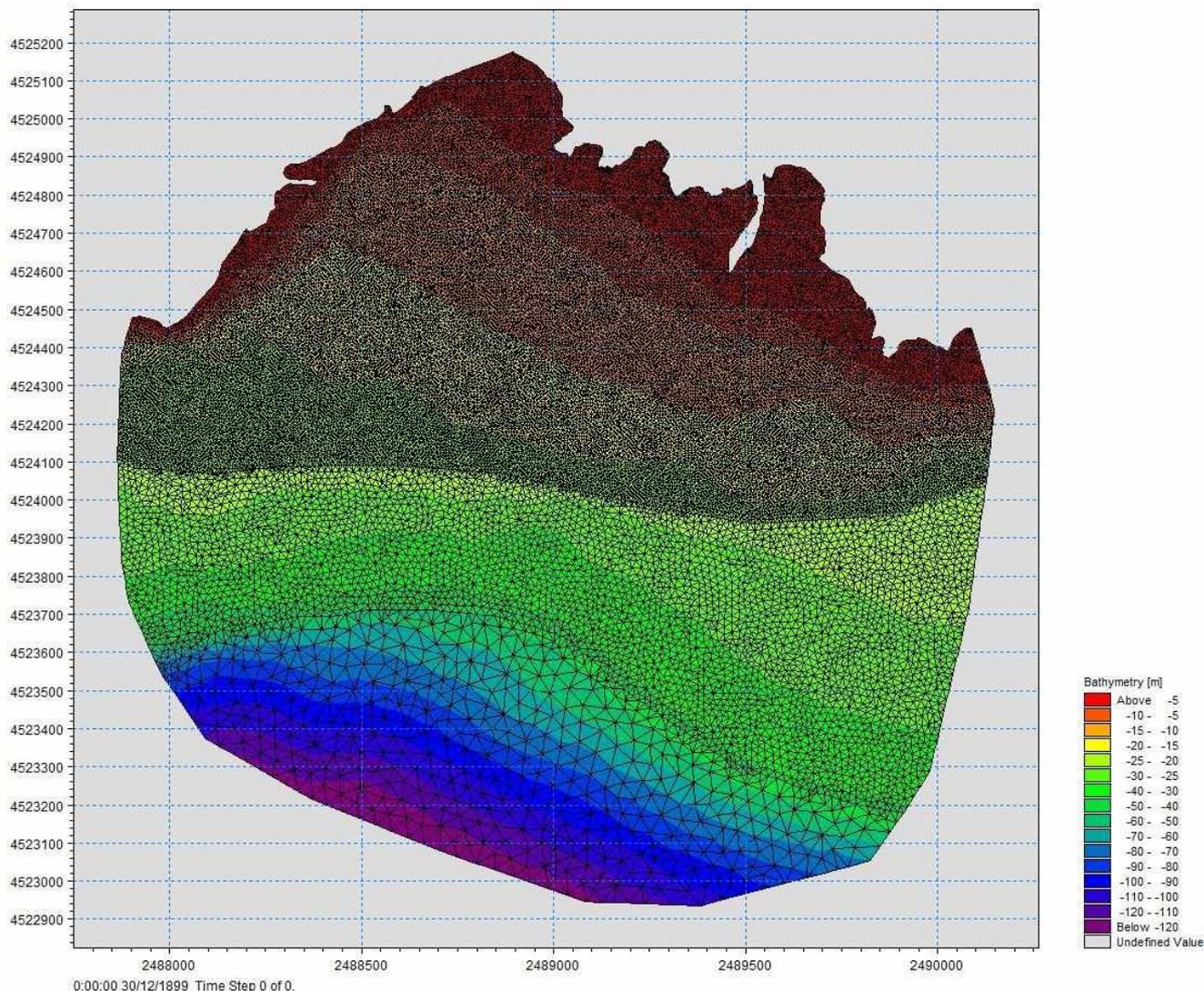


Figura 16: Distribuzione spaziale delle mesh di calcolo

c) Condizioni al contorno

In corrispondenza dei contorni aperti del dominio di calcolo è stato necessario definire specifiche condizioni al contorno. In particolare la boundary di largo è stata assunta come "off-shore boundary", mentre i contorni Sud e Nord sono stati schematizzati come "lateral boundaries".

La "off-shore boundary" consente di definire le caratteristiche dell'onda di volta in volta in ingresso al dominio di calcolo in termini di altezza d'onda significativa, periodo di picco e direzione media di provenienza. In corrispondenza di una condizione al contorno di tipo laterale ("lateral boundary") il modello calcola una soluzione semplificata delle equazioni lungo il contorno (approccio monodimensionale) a partire dalle caratteristiche dell'onda nel punto di incontro tra la boundary laterale e quella off-shore ed in funzione delle caratteristiche

batimetriche lungo il contorno laterale stesso. Tale condizione al contorno consente quindi alle onde di propagarsi da e verso l'esterno del dominio di calcolo senza influenzare il risultato all'interno del dominio stesso.

Lungo la "off-shore boundary" del dominio di calcolo, sono stati assunti, quali condizioni al contorno, i valori delle caratteristiche ondose di largo (H_s e T_s) associate ad un periodo di ritorno $T_r = 100$ anni e relative alle direzioni di provenienza più gravose (DD 220° N – 230°N – 240°N).

d) Simulazioni

Il modello così costruito è stato predisposto per la propagazione dei n. 3 eventi ondosi prima individuati:

DD 220° N: $H_{s0} = 7.28$ m; $T_s = 11.30$ s;

DD 230° N: $H_{s0} = 7.70$ m; $T_s = 11.63$ s;

DD 240° N: $H_{s0} = 7.18$ m; $T_s = 11.22$ s.

Le simulazioni sono state condotte mediante il codice di calcolo MIKE 21 SW (Spectral Waves) nelle modalità: stazionaria e "directionally decoupled parametric".

La formulazione "directionally decoupled parametric" è basata su una parametrizzazione dell'equazione di conservazione dell'energia del moto ondoso. La parametrizzazione è effettuata nel dominio della frequenza mediante l'introduzione come variabili dipendenti del momento di ordine zero e del momento di primo ordine dello spettro.

Il criterio di frangimento imposto è basato sulla condizione $H/h = 0.78$.

e) Risultati delle simulazioni

Le simulazioni effettuate con il modello di propagazione del moto ondoso MIKE 21 SW, in riferimento agli eventi estremi analizzati, hanno permesso di ottenere la distribuzione delle principali grandezze di moto ondoso (altezza d'onda significativa, periodo di picco e direzione di incidenza) in tutti i punti del dominio di calcolo.

In particolare, nelle successive tabb. 7-8-9, sono riportati i suddetti valori lungo l'asse della condotta di progetto, calcolati nel range di profondità compreso tra la batimetrica -5.0 m.s.m. e la batimetrica -50.00 m.s.m. e relativi alle n. 3 mareggiate estreme analizzate.

Onda 1	Hs [m]	Ts (s)	DD (°N)
caratteristiche di largo	7,28	11,30	220,00
Risultati modello			
Batimetriche	Hs [m]	Tp (s)	DD (°N)
-5	3,48	10,66	207,68
-10	5,68	11,03	212,75
-15	6,28	11,30	212,51
-20	6,13	11,42	210,80
-25	6,05	11,46	212,72
-30	6,23	11,47	215,60
-40	6,69	11,49	218,69
-50	6,82	11,49	219,25

Tabella 7: Risultati del modello di propagazione – mareggiata centennale DD220°N

Onda 2	Hs [m]	Ts (s)	DD (°N)
caratteristiche di largo	7,70	11,63	230,00
Risultati modello			
Batimetriche	Hs [m]	Tp (s)	DD (°N)
-5	3,49	10,91	210,66
-10	5,79	11,30	217,80
-15	6,71	11,59	219,72
-20	6,31	11,73	217,62
-25	6,12	11,78	219,10
-30	6,31	11,79	222,46
-40	6,92	11,81	226,98
-50	7,09	11,82	228,10

Tabella 8: Risultati del modello di propagazione – mareggiata centennale DD230°N

Onda 3	Hs [m]	Ts (s)	DD (°N)
caratteristiche di largo	7,18	11,22	240,00
Risultati modello			
Batimetriche	Hs [m]	Tp (s)	DD (°N)
-5	3,40	10,53	213,50
-10	5,62	10,89	222,74
-15	6,46	11,17	227,03
-20	5,85	11,31	225,90
-25	5,55	11,36	227,19
-30	5,68	11,38	230,48
-40	6,31	11,40	235,33
-50	6,55	11,41	237,00

Tabella 9: Risultati del modello di propagazione – mareggiata centennale DD240°N

Nelle figg. 17-18-19, sono altresì visualizzati i campi d'onda ottenuti dall'applicazione del modello per ciascuna delle n. 3 simulazioni eseguite.

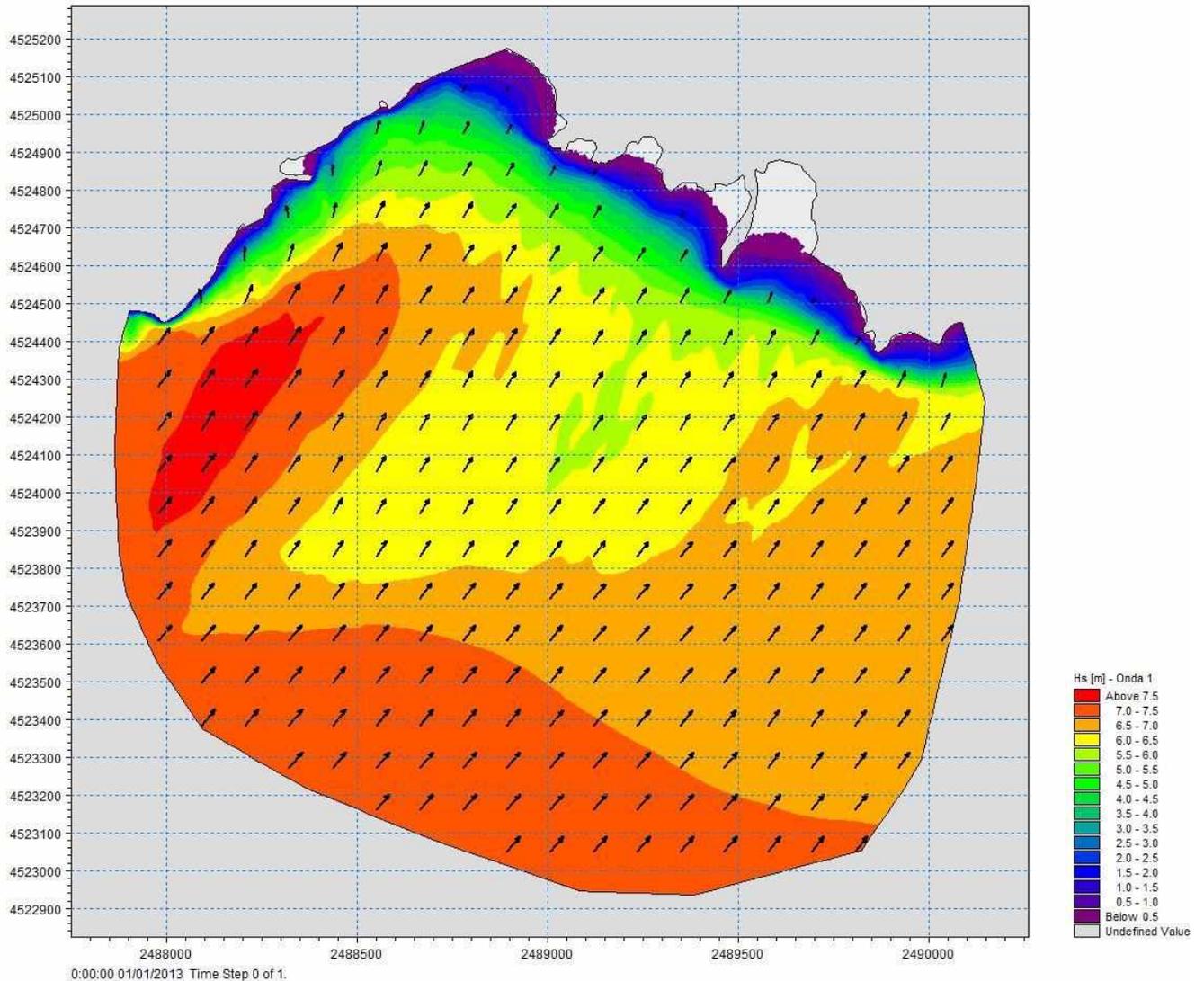


Figura 17: Campo d'onda – $H_s = 7.28 \text{ m}$; $T_s = 11.30 \text{ s}$; DD 220°N

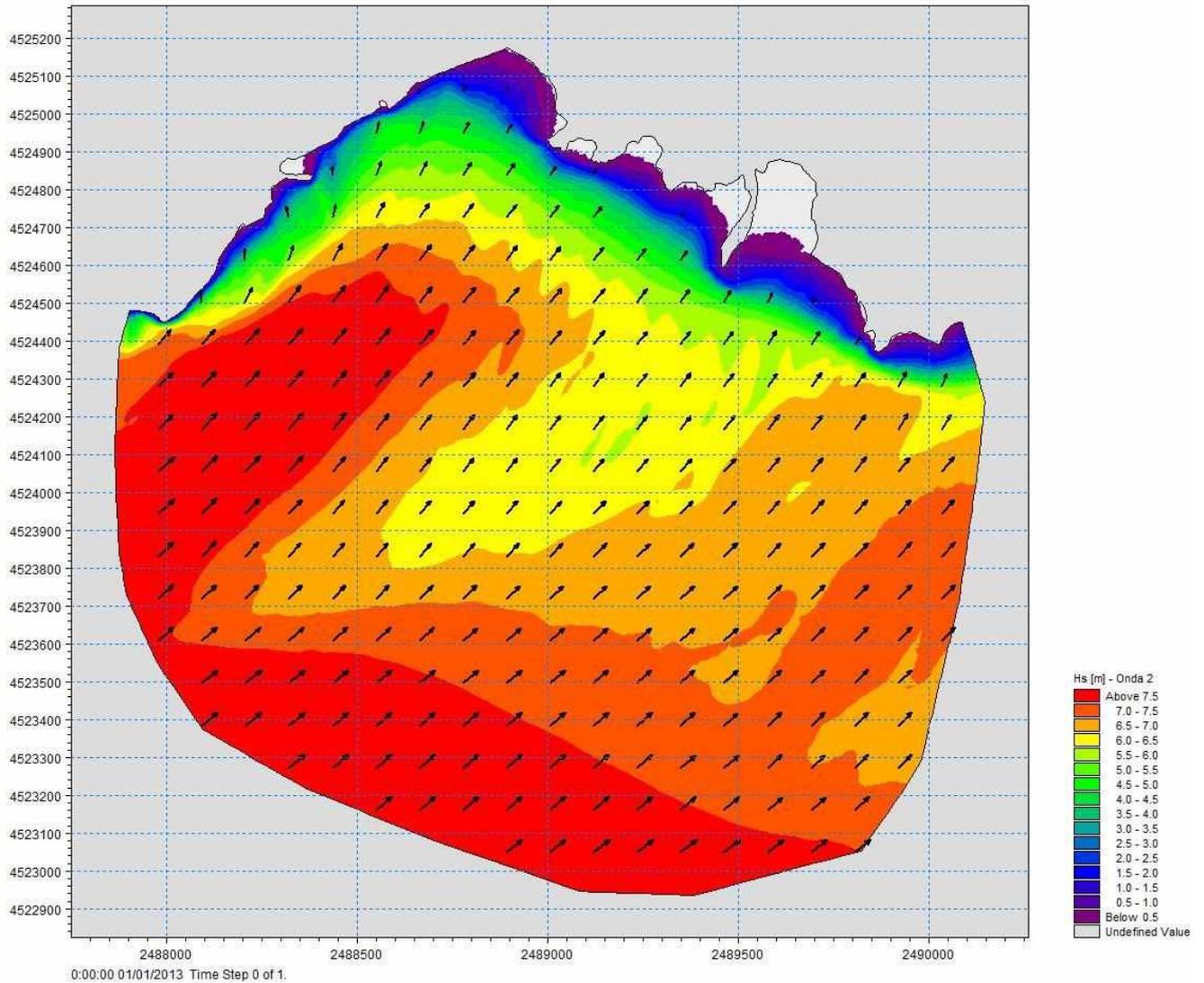


Figura 18: Campo d'onda – $H_s = 7.70$ m; $T_s = 11.63$ s; DD 230°N

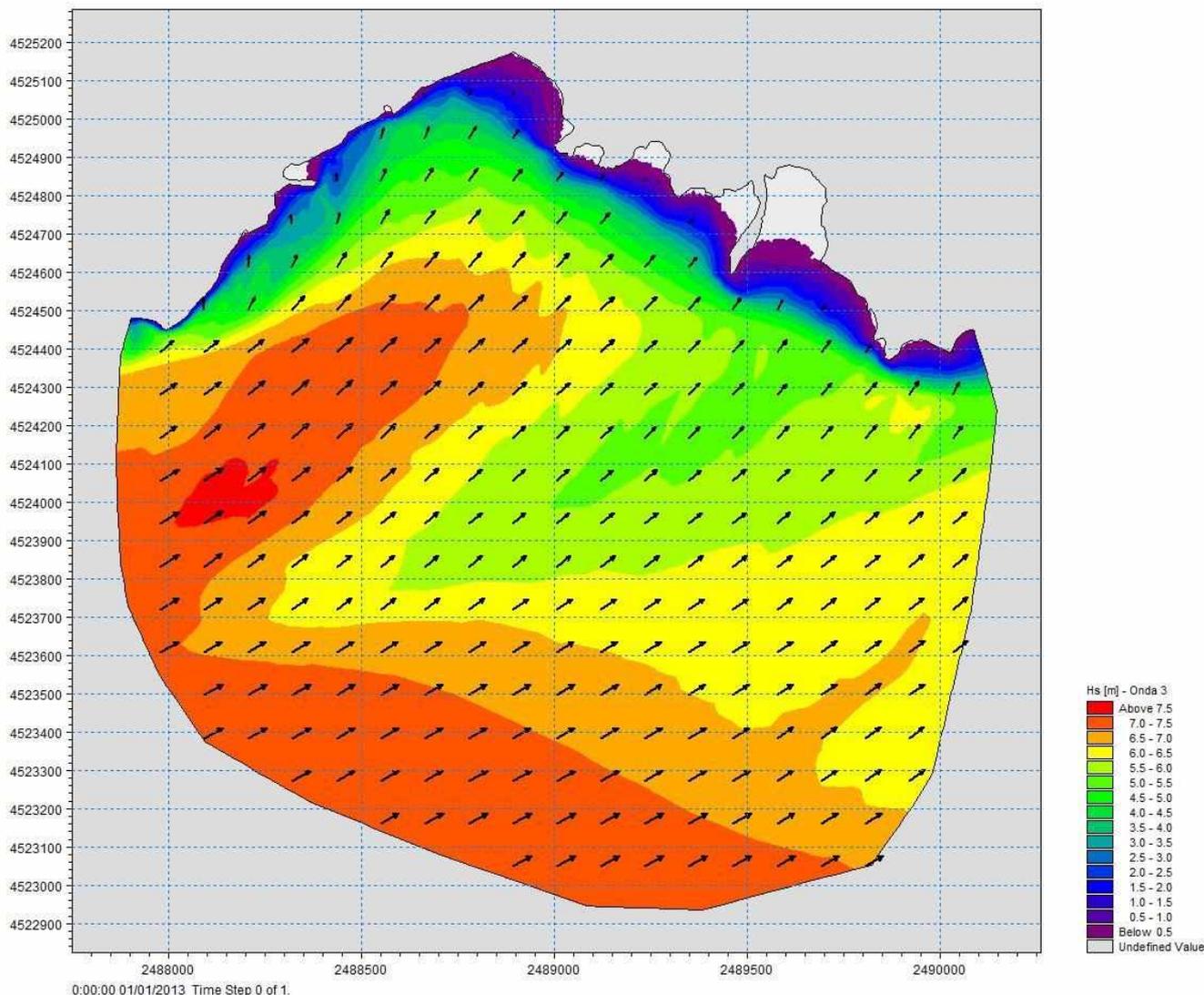


Figura 19: Campo d'onda – $H_s = 7.18$ m; $T_s = 11.22$ s; DD 240° N

4.2. VALUTAZIONE DEI CARICHI ONDOSI AGENTI SULLE CONDOTTE SOTTOMARINE DI PROGETTO

I calcoli riportati nel seguito si riferiscono alla valutazione delle azioni idrodinamiche indotte dalle onde incidenti sulle condotte di progetto (terza nuova condotta e prolungamento condotte esistenti).

Più specificamente, come già detto, con riferimento alla terza nuova condotta, possono distinguersi i seguenti n. 4 tratti caratterizzati da una differente tipologia di posa:

- 1° Tratto (sez. "A"): profondità comprese tra i 5.0 m ed i 15.0 m (picch. 02 - 53; L = 504.50 m): lungo tale tratto orientato lungo la DD 190° N, la condotta risulta totalmente interrata e lo spessore del ricoprimento risulta sempre superiore a 1.50 m; lungo il tratto in esame non si è proceduto alla valutazione dei carichi ondosi agenti

sulla condotta e quindi non sono state eseguite verifiche di stabilità in quanto la profondità di interrimento della tubazione garantisce che la stessa non risulti esposta all'azione diretta del moto ondoso; si è comunque previsto di porre in opera almeno n. 1 coppone per ciascuna canna di tubazioni di lunghezza pari a 12.0 m.

- 2° Tratto (sez. "B"): profondità comprese tra i 15.0 m ed i 20.0 m (picch. 53 - 75; L = 220.00 m): lungo tale tratto, anche esso orientato secondo la DD 190°N, la condotta risulta ancora interrata ma con uno spessore di ricoprimento ridotto fino ad un minimo di 90 cm; in via cautelativa, la valutazione dei carichi ondosi e le relative verifiche di stabilità sono state eseguite considerando la condotta integralmente "fuori terra" e quindi trascurando l'azione stabilizzante del ricoprimento. Lungo tale tratto si è previsto un interasse tra i copponi di zavorramento pari a 4.0 m.
- 3° Tratto (sez. "C"): profondità comprese tra i 20.0 m ed i 30.0 m (picch. 75 - 99; L = 224.72 m): lungo tale tratto di "transizione", orientato in parte lungo la DD190°N ed in parte lungola DD160°N, la condotta risulta gradualmente "fuoriuscire" dal fondale e, pertanto, la valutazione dei carichi ondosi e le relative verifiche di stabilità sono state eseguite considerando la condotta integralmente "fuori terra"; rientra in tale range di profondità, come detto, anche il tronco "obliquo" della condotta sottomarina posto a cavallo dei banchi coralligeni, lungo il quale la direzione di posa risulta parallela alla DD 160°N, il che determina una maggiore esposizione della tubazione sottomarina nei confronti del moto ondoso incidente. Lungo tale tratto si è previsto un interasse tra i copponi di zavorramento pari a 6.0 m.
- 4° Tratto (sez. "D"): profondità comprese tra i 30.0 m ed i 50.0 m (picch. 99-126bis; L = 273.60 m): lungo tale tratto la condotta risulta integralmente "fuori terra" ed è orientata secondo la DD 190°N; essa però risente solo parzialmente dell'azione del moto ondoso a causa della maggiore profondità del fondale di posa. Lungo tale tratto si è previsto un interasse tra i copponi di zavorramento pari a 12.0 m.

Con riferimento ai prolungamenti delle condotte esistenti, posati a profondità variabili tra i 40 m ed i 50 m, la sezione di intervento è assimilata alla sez. tipo "D" prima descritta (condotte integralmente "fuori terra" – interasse copponi pari a 12.0 m).

In via riepilogativa, quindi, le azioni idrodinamiche connesse al moto ondoso sono state calcolate esclusivamente nell'intervallo di profondità compreso tra le batimetriche **-15.00 m.s.m.** e **-30.00 m.s.m.**; infatti il tratto a profondità minore risulta interrato a sufficiente profondità e non è quindi soggetto all'azione diretta del moto ondoso, mentre quello a profondità superiore è soggetto ad azioni di minore intensità ed il suo comportamento, in termini di stabilità, è stato assimilato a quello del tratto posato alla profondità di 30 m.

In allegato 3, in corrispondenza del suddetto intervallo di profondità, con riferimento ai risultati riportati

nelle precedenti tabb. 7-8-9, per ciascuno degli stati di mare prima considerati vengono riportati i valori dell'altezza d'onda significativa H_s , del periodo significativo T_s ($T_s = T_p/1.10$), dell'angolo di incidenza DD ($^\circ N$), dell'angolo α ($^\circ$) formato dai fronti d'onda con l'asse della condotta, nonché dei parametri adimensionali h/gT^2 e H/gT^2 . Successivamente, a partire dai suddetti valori di H_s e T_s , si è proceduto alla determinazione delle velocità e delle accelerazioni orizzontali al fondo, mediante l'applicazione della teoria di riferimento del moto ondoso più idonea. Infine, sempre con riferimento a ciascun degli stati di mare considerati, sono state calcolate le azioni idrodinamiche indotte dal moto ondoso sulle condotte, sia in direzione orizzontale che verticale.

4.2.1. Valutazione delle velocità e delle accelerazioni al fondo

Per gli stati di mare prima considerati, la valutazione dei valori orbitali delle velocità e delle accelerazioni al fondo lungo l'intervallo di profondità -15.00/-30.00 m.s.m., è stata effettuata mediante l'applicazione delle teorie di riferimento del moto ondoso più idonee; a tal fine, per l'individuazione delle teorie da impiegare, si è fatto riferimento all'abaco di Le Mehautè (fig. 20), in cui vengono definiti i campi di applicazione delle diverse teorie in funzione delle coppie di valori adimensionali h/gT^2 e H/gT^2 .

Da tale abaco è stato possibile ricavare che, in tutti i casi considerati, la teoria più idonea a stimare i valori delle velocità e delle accelerazioni locali risulta essere quella di Stokes al 2° ordine di approssimazione.

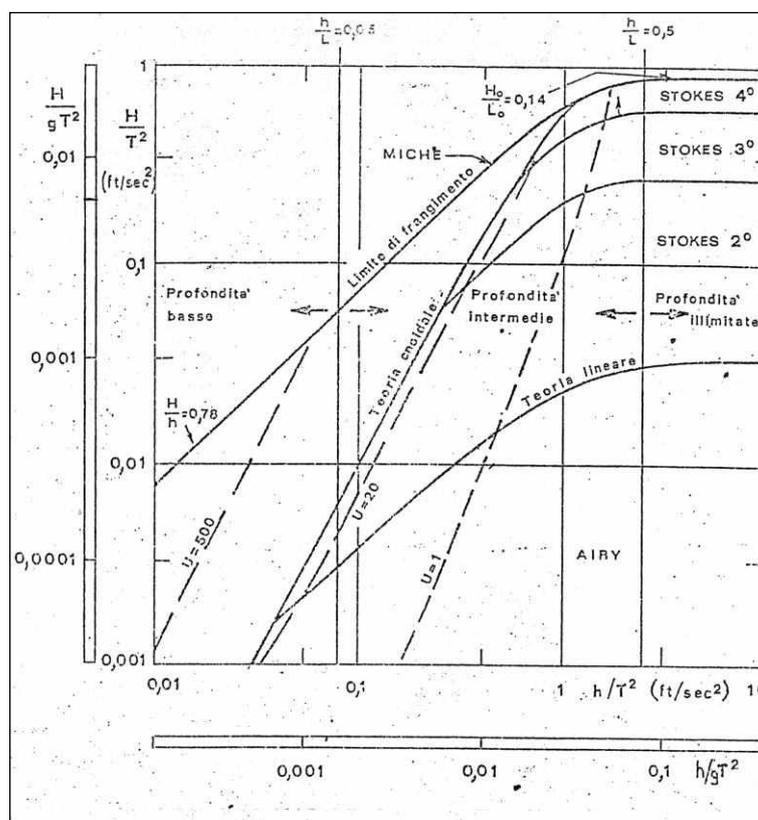


Figura 20: Abaco di Le Mehautè

In tutti i casi, la lunghezza d'onda L è stata calcolata mediante l'applicazione della nota relazione di Airy:

$$L = \frac{gT_s^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad (17)$$

Secondo la teoria di Stokes al 2° ordine di approssimazione i valori istantanei delle velocità orbitali e delle accelerazioni al fondo sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$U = \frac{\pi H}{T} \frac{1}{\sinh kh} \cos \Phi + \frac{3}{4} \frac{\pi H}{T} \frac{\pi H}{L} \frac{1}{\sinh^4 kh} \cos 2\Phi \quad (18)$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} = \frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{1}{\sinh kh} \sin \Phi + \frac{3}{4} \frac{4\pi L}{T^2} \left(\frac{\pi H}{L}\right)^2 \frac{1}{\sinh^4 kh} \sin 2\Phi \quad (19)$$

in cui:

h = profondità del fondale;

H = altezza d'onda significativa;

L = lunghezza d'onda;

T = periodo d'onda significativo;

Φ = fase dell'onda.

I risultati delle calcolazioni effettuate in merito alle velocità ed accelerazioni al fondo sono riportati nei tabulati in allegato 3 nei quali, in funzione della profondità del fondale, per ciascuno degli stati di mare analizzati sono indicati:

- i valori delle altezze d'onda di calcolo, delle lunghezze d'onda e del periodo;
- gli angoli di incidenza α formati dai fronti d'onda con l'asse delle condotte;
- i valori dei parametri adimensionali h/gT^2 e H/gT^2 con l'indicazione della teoria del moto ondoso presa a riferimento (teoria di Stokes al 2° ordine di approssimazione);
- i valori istantanei delle velocità e delle accelerazioni orbitali al fondo espressi in funzione della fase Φ dell'onda (teoria di Stokes al 2° ordine di approssimazione).

4.2.2. Calcolo delle azioni idrodinamiche agenti sulle condotte in direzione orizzontale e verticale

Le azioni idrodinamiche indotte dal moto ondoso presentano una componente orizzontale ed una verticale:

- la componente orizzontale è data dalla somma della forza d'inerzia F_M e di quella di *drag*, F_D ;

- la componente verticale, F_L , detta forza di *lift*, è diretta verso l'alto.

Ai fini delle verifiche di stabilità delle condotte, si è proceduto alla valutazione delle sole componenti in direzione trasversale alle condotte; l'espressione analitica delle suddette forze per unità di lunghezza è fornita dalle seguenti espressioni (Benassai – Di Natale, 1989):

Forze orizzontali (componenti in direzione trasversale alle condotte):

$$F_{M_t} = 0.25 C_m'^{\alpha} \rho \pi D^2 \frac{\partial U}{\partial t} \cos \alpha \quad (20)$$

$$F_{D_t} = 0.5 C_d'^{\alpha} \rho D U \cos \alpha \left| U \cos \alpha \right| \quad (21)$$

Forze verticali:

$$F_L = 0.5 C_l'^{\alpha} \rho D U^2 \cos^2 \alpha \quad (22)$$

Nelle precedenti espressioni, oltre ai simboli noti, si ha:

- $\frac{\partial U}{\partial t}$ = accelerazione orizzontale locale delle particelle fluide al fondo;
- D = diametro delle condotte di PRFV;
- U = velocità orizzontale locale delle particelle fluide al fondo;
- ρ = densità dell'acqua di mare (= 105 kg s²/m⁴);
- α = angolo di inclinazione del fronte d'onda rispetto all'asse della condotta (v. fig. 21);
- $C_m'^{\alpha}$, $C_d'^{\alpha}$, $C_l'^{\alpha}$ = coefficienti adimensionali.

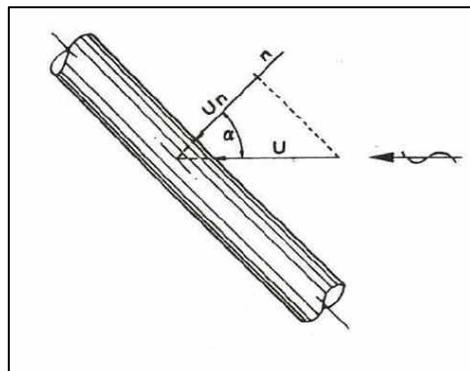


Figura 21 – Schema di riferimento

I suddetti coefficienti, di natura sperimentale, sono stati determinati dagli abachi proposti da Sarpkaya (1982) in funzione del numero di Keulegan e Carpenter, ($KC = \frac{U_{\max} T}{D}$) e dell'angolo di inclinazione α (fig. 22).

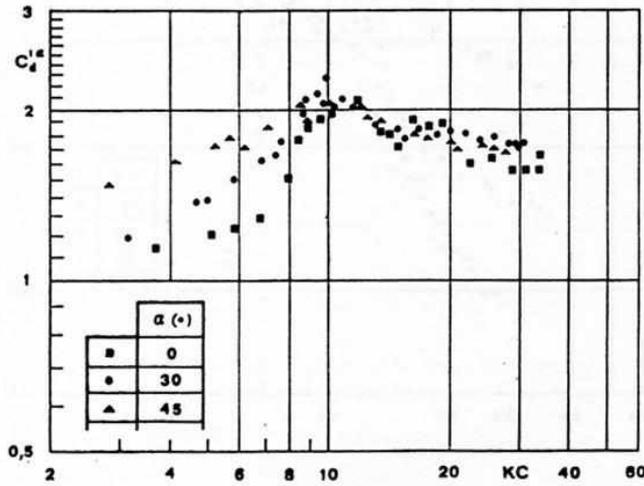


Fig. 8 - Andamento dei valori sperimentali del coefficiente di "drag" C_d^α in funzione di KC (superficie scabra $\epsilon/D = 1/100$; $\beta = 4000$), da [10]

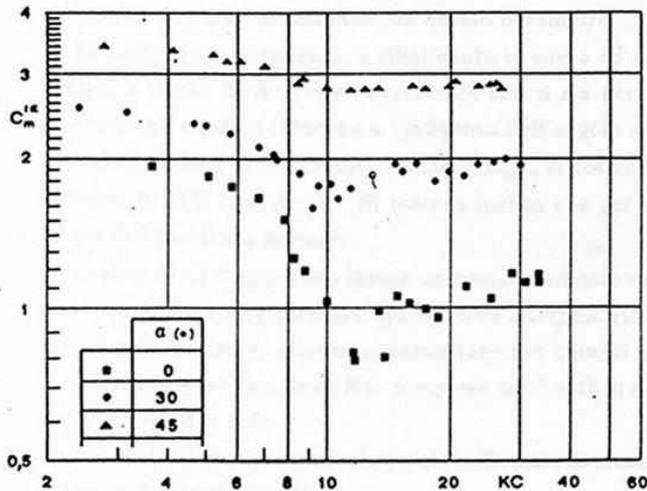


Fig. 9 - Andamento dei valori sperimentali del coefficiente di "inerzia" C_m^α in funzione di KC (superficie scabra $\epsilon/D = 1/100$; $\beta = 4000$), da [10].

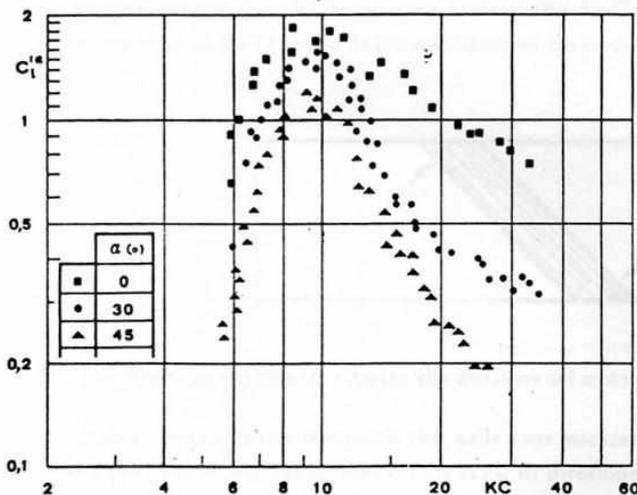


Fig. 10 - Andamento dei valori sperimentali del coefficiente di "lift" C_l^α in funzione di KC (superficie scabra $\epsilon/D = 1/100$; $\beta = 4000$), da [10].

Figura 22 – Abachi di Sarpkaya

In particolare, nel caso in esame, con riferimento alla condizione più gravosa di "superficie scabra", si sono assunti ovunque i seguenti valori dei suddetti coefficienti:

$$C'^{\alpha}_m = 3.00; C'^{\alpha}_d = 2.00; C'^{\alpha}_l = 1.00.$$

I risultati delle calcolazioni effettuate sono riportati negli stessi tabulati dell'allegato 3 nei quali, a partire dai valori istantanei delle velocità e delle accelerazioni orbitali al fondo espressi in funzione della fase Φ dell'onda ed in funzione del valore dell'angolo di incidenza α , sono indicati:

- i valori del parametro KC e dei coefficienti $C'^{\alpha}_m, C'^{\alpha}_d, C'^{\alpha}_l$;
- i valori delle componenti trasversali delle forze orizzontali di drag (F_{Dt}) e di inerzia (F_{mt}) agenti sulle condotte;
- i valori delle componenti trasversali delle forze verticali di lift agenti sulle condotte (F_{lt}).

4.3. VERIFICHE DI STABILITA' DELLE CONDOTTE SOTTOMARINE DI PROGETTO

La stabilità del sistema è assicurata allorché il peso in acqua per unità di lunghezza delle condotte in PRFV e dei relativi manufatti di zavorramento, verifica la seguente condizione:

$$W_c \geq W_p \quad (23)$$

essendo:

$$W_p = k \left(\frac{F_o}{f} + F_v \right) \quad (24)$$

in cui:

W_p = azione verticale risultante orientata verso l'alto maggiorata del coefficiente k (Kg/m);

k = coefficiente di sicurezza variabile in relazione alla natura dei fondali di posa che viene assunto, in via cautelativa, pari ad 1,5 (v. norme DNV)

W_c = peso delle condotte di PRFV in acqua e dei relativi zavorramenti (Kg/m);

F_v = risultante verticale (Kg/m);

F_o = risultante orizzontale (Kg/m);

f = coefficiente di attrito (f ~ 0.60).

Tenendo conto delle valutazioni riportate al paragrafo precedente, le risultanti verticale ed orizzontale sono

poste pari a:

$$F_V = F_L \text{ (forza di lift);}$$

$$F_O = F_D + F_M \text{ (forza di drag + forza di inerzia);}$$

Il valore di W_c per metro lineare è dato dalla somma del peso in acqua della condotta e dei manufatti di appesantimento; il peso fuori acqua ed in acqua delle condotte di PRFV aventi peso per unità di volume pari a 2.00 t/m^3 , è il seguente:

$$W_{\text{condotte-fuori acqua}} = 0.19 \text{ t/m}$$

Il peso in acqua, calcolato assumendo il peso di volume dell'acqua di mare pari a 1.03 t/m^3 , è pari a:

$$W_{\text{condotte-in acqua}} = 0.19 / 2.0 \times (2.0 - 1.03) = 0.092 \text{ t/m}$$

Relativamente ai copponi in cls, il peso per unità di lunghezza è stato calcolato a partire dal peso in acqua del singolo manufatto e tenendo conto dell'interasse (variabile) degli stessi lungo lo sviluppo delle condotte di progetto. Il peso fuori acqua di ciascuno dei copponi prefabbricati in c.a. previsti (area 1.83 m^2 – lunghezza 2.50 m) è pari a:

$$W_{\text{coppone-fuori acqua}} = 1.83 \times 2.50 \times 2.40 = 10.98 \text{ t}$$

Il peso in acqua, calcolato assumendo anche in tal caso il peso di volume dell'acqua di mare pari a 1.03 t/m^3 , è pari a:

$$W_{\text{coppone-in acqua}} = 1.83 \times 2.50 \times (2.40 - 1.03) = 6.27 \text{ t.}$$

L'incidenza a metro lineare del peso dei manufatti di zavorramento è variabile in relazione all'interasse previsto per gli stessi; si ha:

- 2° tratto (sez. "B"): $15.0 \text{ m} < h < 20.0 \text{ m} \rightarrow i = 4.0 \text{ m}$; $W_{2^\circ \text{ tratto}} = 6.27 / 4.0 = 1.57 \text{ t / m}$
- 3° tratto (sez. "C"): $20.0 \text{ m} < h < 30.0 \text{ m} \rightarrow i = 6.0 \text{ m}$; $W_{3^\circ \text{ tratto}} = 6.27 / 6.0 = 1.05 \text{ t / m}$
- 4° tratto (sez. "D"): $h > 30.0 \text{ m} \rightarrow i = 12.0 \text{ m}$; $W_{4^\circ \text{ tratto}} = 6.27 / 12.0 = 0.52 \text{ t / m}$

Pertanto il valore di W_c nei diversi tratti considerati, dato dalla somma dei pesi in acqua dei manufatti di zavorramento e della condotta, è pari a:

- 2° tratto (sez. "B"): $15.0 \text{ m} < h < 20.0 \text{ m} \rightarrow i = 4.0 \text{ m}$; $W_c = 1.57 + 0.092 = 1.66 \text{ t / m}$
- 3° tratto (sez. "C"): $20.0 \text{ m} < h < 30.0 \text{ m} \rightarrow i = 6.0 \text{ m}$; $W_c = 1.05 + 0.092 = 1.14 \text{ t / m}$
- 4° tratto (sez. "D"): $h > 30.0 \text{ m} \rightarrow i = 12.0 \text{ m}$; $W_c = 0.52 + 0.092 = 0.61 \text{ t / m}$

Nei tabulati dell'allegato 3 sono riportati gli esiti delle verifiche svolte.

Si evidenzia che, per ciascuno dei range di profondità considerati, le verifiche sono state eseguite facendo riferimento ai valori più elevati di W_p e cioè a quelli calcolati a profondità minori, ove si risente maggiormente delle sollecitazioni indotte dal moto ondoso.

Si evidenzia altresì che lungo il tratto "obliquo" avente profondità di posa compresa tra i 23.50 m ed i 29.00 m e direzione di posa parallela alla DD 160°N, le sollecitazioni indotte dal moto ondoso risultano più intense in quanto le onde presentano un angolo di incidenza maggiormente inclinato rispetto all'asse della condotta.

Dall'esame dei risultati si evince che, per tutto il range di profondità considerato, le azioni sollecitanti più intense sono connesse alla mareggiata centennale proveniente dalla DD 240°N; quest'ultima, pur presentando un'altezza d'onda di largo inferiore a quella connessa alla mareggiata centennale proveniente dalla DD 230°N (7.18 m della DD 240°N contro i 7.70 m della DD 230°N), ha un angolo di incidenza maggiormente inclinato rispetto all'asse della condotta e, pertanto, determina azioni instabilizzanti di maggiore intensità.

In ogni caso, le verifiche eseguite risultano sempre soddisfatte, in quanto il valore di W_c è sempre superiore a quello di W_p .

5. CALCOLO DEL GRADO DI DILUIZIONE IN SUPERFICIE

La diluizione delle acque sversate a mare mediante il sistema di diffusori posto al termine delle condotte sottomarine è determinata dalla combinazione di fenomeni di diversa natura, alcuni di carattere idrodinamico, altri di carattere chimico, fisico e biologico.

I fenomeni di carattere idrodinamico si esplicano secondo due modalità differenti che portano entrambe alla diluizione delle sostanze sversate nel fluido ambiente; a seguito dell'efflusso, si verifica un processo di diluizione cd. "iniziale" (S_i) durante la fase di risalita della vena liquida dovuto al mescolamento della stessa con le particelle del fluido ambiente "trascinate" nel suo interno per effetto della naturale turbolenza del getto (fenomeno di diffusione turbolenta). Tale processo si sviluppa in prossimità della superficie di separazione tra fluido ambiente e vena liquida e diventa più intenso in presenza di correnti di massa o di moto ondoso. Un ulteriore effetto di diluizione dovuto alla diffusione turbolenta delle acque si verifica durante la propagazione della massa inquinante verso la costa determinata dalle correnti superficiali (diluizione "superficiale" o "sussequente" – S_s), ovvero a causa della mortalità della massa batterica presente nelle acque (S_b).

Nel presente paragrafo vengono riportati i risultati delle valutazioni eseguite relativamente al grado di diluizione iniziale e cioè quello connesso alla risalita del getto effluente in superficie mediante l'applicazione di relazioni empiriche semplificate; le valutazioni sono state effettuate, sia con riferimento al caso di profondità di scarico pari a $h = 40$ m (situazione attuale) che a quello relativo alla situazione di progetto ($h = 50$ m) e sono state finalizzate ad evidenziare il miglioramento indotto in termini ambientali (incremento del grado di diluizione in superficie) conseguente all'approfondimento della profondità di scarico. Per una valutazione di maggior dettaglio degli effetti determinati dagli scarichi sottomarini e, soprattutto, della loro "combinazione" con quelli derivanti dagli scarichi in battigia, si rimanda alle analisi modellistiche contenute nel Report sviluppato da DHI, allegato alla presente versione progettuale.

5.1. CALCOLO DEL GRADO DI DILUIZIONE LUNGO LA RISALITA DEL GETTO IN SUPERFICIE

Il processo di diluizione iniziale che avviene durante la risalita di una vena liquida effluente di assegnata densità, ρ , e con velocità iniziale V_0 , immessa in un ambiente recipiente in quiete di densità maggiore, ρ_0 , è funzione della quantità di moto iniziale del getto e della spinta di galleggiamento; in generale il primo effetto prevale sul secondo nella zona circostante a quella di scarico, mentre si estingue mano a mano che la vena risale verso la superficie. Il grado di diluizione, pertanto, risulta funzione dell'altezza di risalita "utile" della vena, y_u , proporzionale al valore della profondità di scarico, Y ($y_u = 5/6 Y$) e pari alla lunghezza del tratto lungo il quale ha luogo l'effettivo processo di mescolamento e del valore del numero di Froude densimetrico, funzione della

velocità di efflusso e del diametro del diffusore, che si esprime secondo la seguente relazione:

$$F_0 = \frac{V_0}{\sqrt{g \cdot D \cdot \left(\frac{\rho_0 - \rho}{\rho_0}\right)}} \quad (25)$$

in cui:

V_0 = velocità media all'efflusso in corrispondenza di ciascun tronchetto diffusore DN600;

ρ_0 = densità del fluido ambiente (= 105 kg s²/m⁴);

ρ = densità del liquido effluente (= 102 kg s²/m⁴);

g = accelerazione di gravità (= 9.81 m/s²);

D = dimensione caratteristica della luce di efflusso del diffusore ($D = 0.60$ m).

Con riferimento al caso di scarico ad asse orizzontale, il calcolo del grado di diluizione iniziale, S_1 , pari al rapporto tra la concentrazione finale delle acque scaricate (in corrispondenza della superficie di pelo libero marino) ed iniziale (in corrispondenza della sezione di efflusso), è stato effettuato mediante l'utilizzo della relazione empirica di Cederwall, di seguito riportata:

$$S_1 = 1 / \left[0,54 \cdot F_0 \cdot \left(0,38 \cdot \frac{y_u}{D} \cdot \frac{1}{F_0} + 0,66 \right)^{\frac{5}{3}} \right] \quad \text{valida per } y_u/D \geq 0,5 F_0 \quad (26)$$

$$S_1 = 1 / \left[0,54 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{y_u}{D} \cdot \frac{1}{F_0} \right)^{\frac{7}{16}} \right] \quad \text{valida per } y_u/D < 0,5 F_0 \quad (27)$$

Nella figura seguente (fig. 23) è riportato lo schema grafico cui fanno riferimento le relazioni di Cederwall.

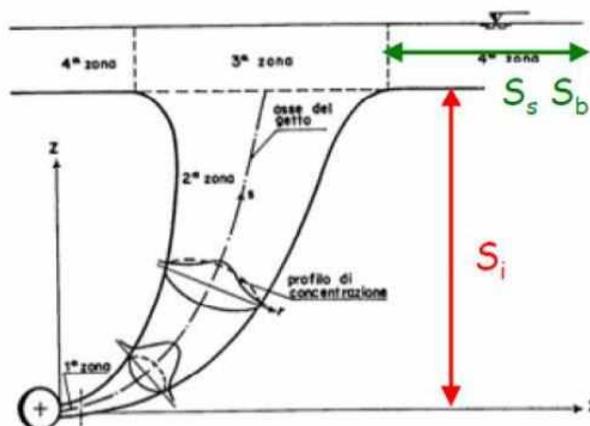


Figura 23 – Schema di riferimento

Considerato che, sia la terza nuova condotta che le n. 2 condotte esistenti oggetto di prolungamento convogliano una portata $Q = 1.80 \text{ m}^3/\text{s}$ e che per ciascuna condotta si è prevista l'installazione di un diffusore "a croce" dotato di n. 3 tronchetti di scarico DN600, la portata scaricata da ciascuna luce di efflusso è pari a:

$$Q_u = Q/3 = 0.60 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Si ha pertanto:

$$\sigma_u = 3.14 \times 0.6^2/4 = 0.28 \text{ m}^2$$

La velocità di efflusso, V_0 , vale, pertanto:

$$V_0 = Q_u/\sigma_u = 2.14 \text{ m/s}$$

In conseguenza di ciò, il numero di Froude densimetrico risulta:

$$F_0 = 5.10$$

Nei due casi considerati si ha:

$$h = 40 \text{ m}; y_u = 33.33 \text{ m}; y_u/D = 55.56 - \text{ si applica la (26)} \rightarrow S_i = 0.0266$$

$$h = 50 \text{ m}; y_u = 41.67 \text{ m}; y_u/D = 69.44 - \text{ si applica la (26)} \rightarrow S_i = 0.0192$$

Pertanto, in relazione al previsto incremento della profondità di scarico delle condotte esistenti dagli attuali 40 m a 50 m di fondale (profondità di scarico prevista anche per la terza nuova condotta), si ottiene una maggiore diluizione delle acque scaricate in corrispondenza della superficie di pelo libero marino, il che determina una riduzione della concentrazione dei parametri contenuti nelle acque di scarico pari a circa il 40%.

6. VERIFICHE IDRAULICHE

Nel presente paragrafo sono stati riportati i risultati delle verifiche idrauliche eseguite per il sistema di scarico a fondale di progetto.

Quest'ultimo, come già detto, è costituito da n. 3 condotte DN1200 che, per un primo tratto ($L_{terra} \cong 580$ m), sono inglobate nella platea di fondazione dello scaricatore in galleria (Galleria di Seiano) e, per il tratto a seguire ($L_{mare} \cong 1300$ m), corrono lungo il fondale marino antistante lo sbocco a mare del suddetto scaricatore, fino ad una profondità di circa 50 m. Le n. 3 condotte sono costituite da tubazioni in acciaio per tutto il tratto in galleria e per un primo tratto del tronco sottomarino che si estende fino al piede della scogliera sommersa di protezione esistente ($L_{tot\ acciaio} \cong 660$ m); per il tratto successivo le condotte sono costituite da tubazioni in PRFV ($L_{PRFV} \cong 1230$ m), in parte interrato nel fondale marino ed in parte fuori terra, fino al diffusore finale imbasato, come detto, alla profondità di 50 m. Come già ampiamente descritto in precedenza, nell'ambito del presente progetto si prevede la realizzazione della terza nuova condotta sottomarina (a partire dalla scogliera sommersa esistente fino alla profondità di 50 m ($L_{3a\ condotta} \cong 1233$ m) ed il prolungamento delle n. 2 condotte esistenti dall'attuale profondità di scarico di 40 m fino alla profondità di 50 m ($L_{condotta\ Ovest} \cong 127$ m; $L_{condotta\ Est} \cong 64$ m).

Le verifiche eseguite sono consistite nel controllare che il carico idraulico disponibile in corrispondenza del torrino di carico sia sufficiente a garantire lo scarico a mare della portata di progetto; considerato che quest'ultima risulta pari a $Q_{tot} = 5.40$ m³/s, ciascuna delle n. 3 condotte sottomarine convoglierà una portata di 1.80 m³/s.

All'uopo si è provveduto a valutare le perdite di carico continue e concentrate in condotta, oltre a quelle connesse alle oscillazioni di marea ed alla differenza di densità tra liquido scaricato e liquido ambiente ed a confrontare il valore complessivo ottenuto con quello del carico idraulico disponibile .

La perdita di carico complessiva ΔY risulta pari a:

$$\Delta Y = \Delta H_1 + \Delta H'_1 + \Delta H_2 + \Delta H'_2 + \Delta H_3 + \Delta H_4$$

in cui:

ΔH_1 = perdite di carico continue lungo il tratto in acciaio - $L \cong 660$ m (n. 3 condotte DN1200 in acciaio);

$\Delta H'_1$ = perdite di carico concentrate lungo il tratto in acciaio (n. 2 curve con angolo $\leq 45^\circ$ + 1 valvola a farfalla);

ΔH_2 = perdite di carico continue lungo il tratto in PRFV ($L_{max} \cong 1350$ m);

$\Delta H'_2$ = perdite di carico concentrate lungo il tratto in PRFV (n. 2 curve con angolo $\leq 45^\circ$ + n. 1 pezzo a TI

DN1200/DN1200 + n. 1 convergente DN1200/DN600 in corrispondenza del diffusore finale);

ΔH_3 = perdite di carico per differenza di densità;

ΔH_4 = sovrizzo del livello medio mare (oscillazione di marea + wind set up + wave set up)

6.1. PERDITE DI CARICO CONTINUE

Le perdite di carico continue ΔH_{1-2} sono state ricavate dalla nota relazione:

$$\Delta H_{1-2} = J * L \quad (28)$$

La cadente piezometrica J risulta (relazione di Darcy-Weisbach):

$$J = \lambda \frac{V^2}{2gD} \quad (29)$$

in cui il coefficiente di resistenza λ si ricava dalla formulazione di Colebrook e White:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon/D}{3.715} \right) \quad (29)$$

essendo:

$$R_e = \frac{VD}{\nu} \quad (\text{Numero di Reynolds} - \nu = \text{viscosità cinematica} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s});$$

D = diametro della tubazione (m);

V = velocità media in condotta (m/s);

ε = scabrezza della tubazione (mm);

g = accelerazione di gravità (9.81 m/s²).

Si ha:

D = 1.20 m;

V = 1.59 m/s.

Si assume cautelativamente $\varepsilon = 0.50$ mm per le condotte in acciaio ed $\varepsilon = 0.15$ mm per le condotte in PRFV.

In definitiva si ottiene:

- *Tratto in acciaio*

$$\lambda = 0.016$$

$$J = 0.0018$$

$$L = 650 \text{ m}$$

$$\Delta H_1 = 1.14 \text{ m}$$

- *Tratto in PRFV*

$$\lambda = 0.013$$

$$J = 0.0014$$

$$L = 1350 \text{ m}$$

$$\Delta H_2 = 1.92 \text{ m}$$

6.2. PERDITE DI CARICO CONCENTRATE

Le perdite di carico concentrate sono state ricavate dalla nota relazione:

$$\sum_i H_i = \frac{\alpha_i V_i^2}{2g} \quad (30)$$

in cui il coefficiente α è stato determinato in base al tipo di pezzo speciale considerato.

Nel caso in esame si sono assunti i seguenti valori del coefficiente α :

$\alpha = 1.00$ (valvola a farfalla DN1200);

$\alpha = 0.40$ (curva con angolo di deviazione $\leq 45^\circ$);

$\alpha = 1.80$ (pezzo a TI DN1200/DN1200);

$\alpha = 0.20$ (convergente DN1200/DN600).

Si ottiene:

- *Tratto in acciaio*

$$\Delta H'_1 = 2 \times 0.40 \times 1.59^2 / 2 / 9.81 + 1.00 \times 1.59^2 / 2 / 9.81;$$

$$\Delta H'_1 = 0.23 \text{ m}$$

- *Tratto in PRFV*

$$\Delta H'_2 = 2 \times 0.40 \times 1.59^2 / 2 / 9.81 + 1.80 \times 1.59^2 / 2 / 9.81 + 0.20 \times 1.59^2 / 2 / 9.81;$$

$$\Delta H'_2 = 0.43 \text{ m}$$

6.3. PERDITE DI CARICO PER DIFFERENZA DI DENSITÀ

Le perdite di carico ΔH_3 che si determinano per la differente densità del liquido sversato rispetto a quella del fluido ambiente risultano pari a:

$$\Delta H_3 = \frac{\gamma_s - \gamma_0}{\gamma_0} Z \quad (31)$$

dove:

γ_s = peso specifico dell'acqua di mare = 1030 kg/m³;

γ_0 = peso specifico liquido effluente = 1000 kg/m³;

Z = profondità di scarico (= 50 m).

Si ha:

$$\Delta H_3 = 1.50 \text{ m}$$

6.4. SOVRALZO DEL LIVELLO MEDIO MARE

Il sovrizzo del livello medio mare è determinato, oltre che dall'oscillazione di marea, anche dall'effetto cumulato del moto ondoso (wave set-up) e del vento (wind set-up) che possono risultare particolarmente significativi in occasione di eventi meteo marini intensi.

Si può assumere un valore complessivo del sovrizzo del livello medio mare pari, cautelativamente, a:

$$\Delta H_4 = 1.00 \text{ m}$$

6.5. CARICO IDRAULICO COMPLESSIVO

Il valore del carico idraulico complessivo risulta quindi:

$$\Delta Y = \Delta H_1 + \Delta H'_1 + \Delta H_2 + \Delta H'_2 + \Delta H_3 + \Delta H_4 = 1.14 + 0.23 + 1.92 + 0.43 + 1.50 + 1.00;$$

$$\Delta Y = 6.23 \text{ m}$$

Tale valore è inferiore a quello del carico idraulico disponibile nel torrino di carico (H = +6.50 m.s.m.) e pertanto la verifica è soddisfatta.

7. MODALITA' DI ESECUZIONE DEGLI SCAVI SUBACQUEI

Gli scavi subacquei previsti per l'alloggiamento della terza condotta sottomarina di progetto lungo il tronco da realizzare in trincea, verranno eseguiti con l'impiego del mezzo marittimo munito di apposito escavatore a funi. In particolare si prevede l'utilizzo di una benna mordente bivalve a tenuta ("benna ambientale" o "eco-benna"), che consente di minimizzare il rischio di perdita di sedimenti durante l'escavo, evitando la formazione di fenomeni di torbidità temporanea.

Non si prevede l'utilizzo di fanghi bentonitici per l'esecuzione delle suddette attività di scavo subacqueo.

ALLEGATO 1

Report Waveatlas



PONZA

AGGIORNAMENTO DELL'ANALISI STATISTICA DEI VALORI ESTREMI

DATASET

Serie delle onde
significative registrate tra
il 1989 e il 2014 dalla RON

DA

www.waveatlas.it

Premesse

Il presente documento illustra i risultati delle analisi climatiche caratterizzanti i regimi e gli estremi ondosi del paraggio considerato, per il periodo riportato in epigrafe.

Le tecniche di analisi impiegate nel raggiungere i risultati qui riportati sono quelle già utilizzate per conseguire le informazioni pubblicate nell'Atlante delle onde nei mari Italiani (Piscopia et Al., 2004, ed. APAT – Università Roma Tre, Roma), testo a cui si rimanda per la dettagliata descrizione delle tecniche adottate. La pubblicazione originale è raggiungibile dal portale www.waveatlas.it.

In quanto segue si riportano:

- a. Le indicazioni sulle principali scelte che hanno caratterizzato le analisi svolte;
- b. I principali risultati climatici ottenuti;
- c. Le raccomandazioni e gli avvertimenti utili nell'interpretazione e nell'utilizzo dei risultati presentati.

I dati analizzati e la qualità dell'insieme campionario formato

La prima fase propedeutica dell'analisi delle serie temporali riguarda la valutazione della qualità complessiva dei dati registrati che formeranno l'insieme campionario da esaminare (dataset). In particolare, è necessario individuare l'eventuale presenza di dati anomali e l'incidenza di quelli mancanti. A tale scopo, le serie temporali ottenute interrogando il dataset RON sul portale [Linked ISPRA](#) sono state dapprima aggregate su scala trioraria, preservando le informazioni riguardanti la massima altezza d'onda registrata nel periodo inferiore alla scala di aggregazione. Successivamente, si sono identificati gli intervalli di assenza dati e si sono recuperati quelli di breve durata (uguale o inferiore a sei ore) mediante l'interpolazione lineare dei dati adiacenti.

A partire dalle serie così ottenute, per valutarne l'affidabilità generale, si sono esaminati gli andamenti dell'altezza significativa, della direzione media di provenienza, e dei periodi spettrali medio e di picco nel corso del generico anno climatico (dal 1 luglio al 30 giugno).

In quanto segue si riportano i grafici ottenuti e si sintetizzano le scelte effettuate nella formazione del dataset da utilizzare per l'analisi degli eventi estremi.

In questo caso, gli anni dal luglio 1989 al giugno del 2000 presentano un ottimo rendimento di tutte le grandezze misurate, sia in termini d'insieme, sia nei periodi in cui l'altezza d'onda significativa assume valori sopra la soglia d'identificazione delle mareggiate (qui fissata pari a 1 m). Contemporaneamente, gli andamenti delle grandezze misurate mostrano elevata congruenza tra i valori delle altezze e dei periodi nonché una coerente dispersione direzionale intorno alle direzioni centrali dei paraggi identificabili (cfr. figure da Figura 1 a Figura 11). Quindi tutti gli 11 anni climatici fino al giugno del 2000 sono stati inclusi nel dataset analizzato.

Anche gli anni climatici 2002-2003, 2003-2004, 2004-2005, 2010-2011 e 2013-2014 sono stati inclusi nel dataset per l'elevata efficienza del monitoraggio (cfr. da Figura 14 a Figura 16, Figura 22 e Figura 25), mentre il 2009-2010 e 2011-2012 sono stati inclusi dal dataset in ragione della buona copertura presentata nei mesi invernali e ai colmi delle mareggiate osservate pur se i rendimenti di registrazione, compresi tra circa il 55% e il 70%, non sono confortanti (cfr. Figura 21 e Figura 23).

Gli anni climatici 2001-2002 e 2008-2009 (cfr. Figura 13 e Figura 20) sono stati esclusi per mancanza di dati registrati, mentre il 2000-2001, 2005-2006, 2006-2007, 2007-2008, 2012-2013 e 2014-2015 sono stati esclusi per rendimenti di registrazione inferiori al 50%, con misure raccolte

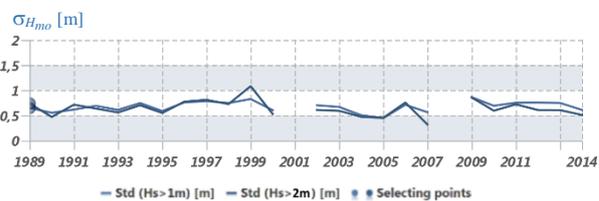
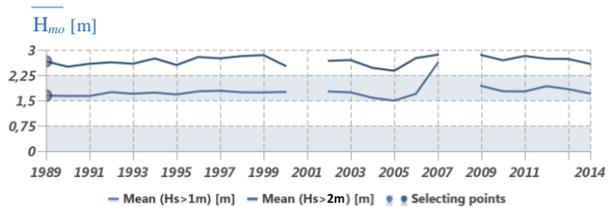
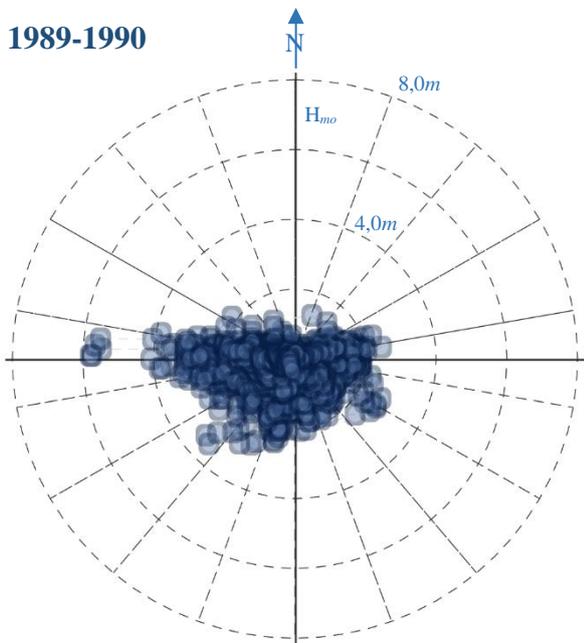
soprattutto nei mesi estivi o primaverili (cfr. Figura 12, da Figura 17 a Figura 19, Figura 24 e Figura 26).

I rendimenti di misura nei 18 anni climatici selezionati sono sintetizzati nella sottostante tabella.

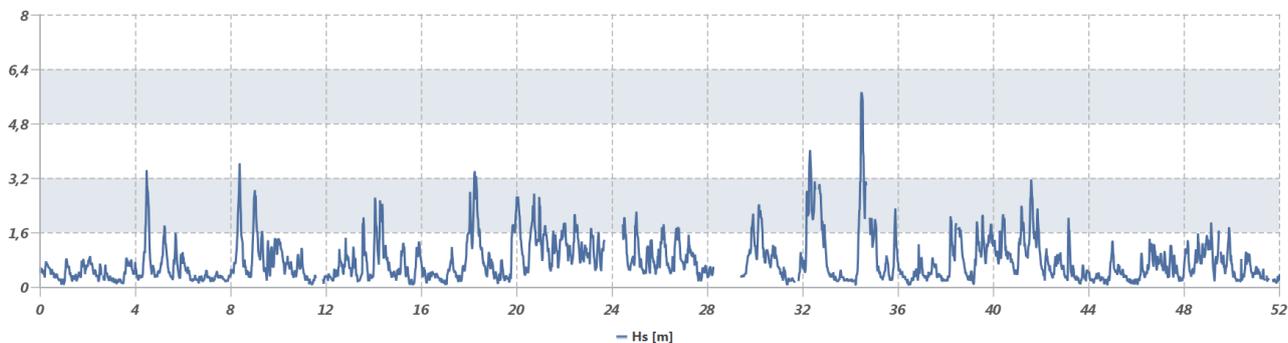
Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	η_{Hmo}	η_{θ}	η_{Tp}	η_{Tm}	η_{Hmo}	η_{θ}	η_{Tp}	η_{Tm}	
1989	93.9	93.9	93.9	93.9	91.2	91.2	91.2	91.2	SI
1990	94.0	94.0	94.0	94.0	87.4	87.4	87.4	87.4	SI
1991	94.9	94.8	94.9	94.9	87.9	87.8	87.9	87.9	SI
1992	90.8	90.8	90.8	90.8	84.2	84.2	84.2	84.2	SI
1993	93.6	93.6	93.6	93.6	90.1	90.1	90.1	90.1	SI
1994	85.3	85.3	85.3	85.3	86.5	86.5	86.5	86.5	SI
1995	89.6	89.5	89.6	89.6	76.5	76.4	76.5	76.5	SI
1996	92.8	92.8	92.8	92.8	92.9	92.9	92.9	92.9	SI
1997	68.5	68.5	68.5	68.5	59.1	59.1	59.1	59.1	SI
1998	98.8	98.8	98.8	98.8	100.0	100.0	100.0	100.0	SI
1999	90.6	90.6	90.6	90.6	81.7	81.7	81.7	81.7	SI
2000	47.7	47.7	47.7	47.7	26.6	26.6	26.6	26.6	NO
2001	-	-	-	-	-	-	-	-	NO
2002	85.9	85.8	85.9	85.9	89.7	89.7	89.7	89.7	SI
2003	84.8	84.8	84.8	84.8	71.3	71.3	71.3	71.3	SI
2004	83.8	83.8	83.8	83.8	93.1	93.1	93.1	93.1	SI
2005	46.5	46.5	46.5	46.5	18.4	18.4	18.4	18.4	NO
2006	44.8	44.8	44.8	44.8	57.2	57.2	57.2	57.2	NO
2007	1.2	1.2	1.2	1.2	47.4	47.4	47.4	47.4	NO
2008	-	-	-	-	-	-	-	-	NO
2009	53.3	53.3	53.3	53.3	100.0	100.0	100.0	100.0	SI
2010	96.4	96.4	96.4	96.4	92.2	92.2	92.2	92.2	SI
2011	69.4	69.4	69.4	69.4	46.9	46.9	46.9	46.9	SI
2012	47.5	47.5	47.5	47.5	99.2	99.2	99.2	99.2	NO
2013	98.7	98.7	98.7	98.7	96.4	96.4	96.4	96.4	SI
2014	50.3	50.3	50.3	50.3	24.9	24.9	24.9	24.9	NO

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
89-90	93.9	93.9	93.9	93.9	91.2	91.2	91.2	91.2	SI

1989-1990



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

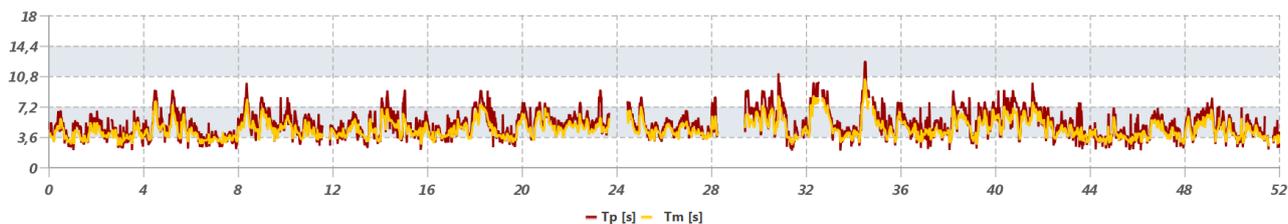
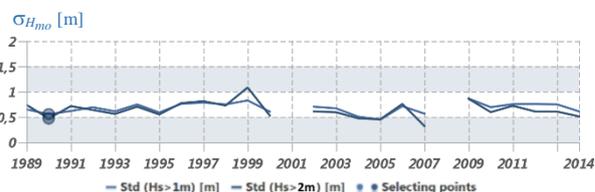
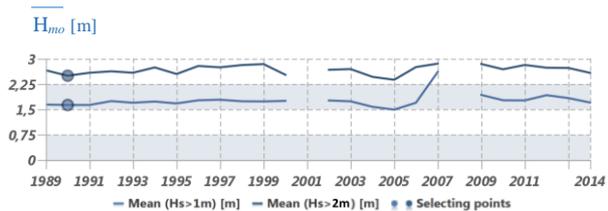
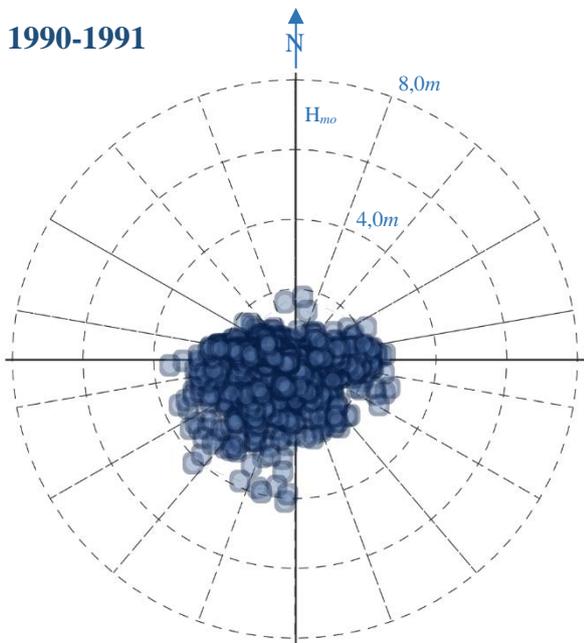


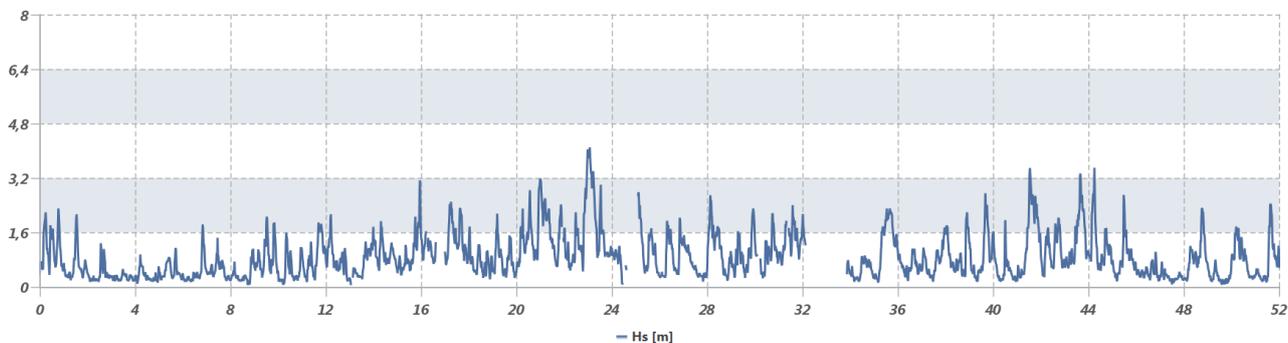
Figura 1 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 1989 e il giugno del 1990. L'anno climatico è stato **INCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
90-91	94.0	94.0	94.0	94.0	87.4	87.4	87.4	87.4	SI

1990-1991



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

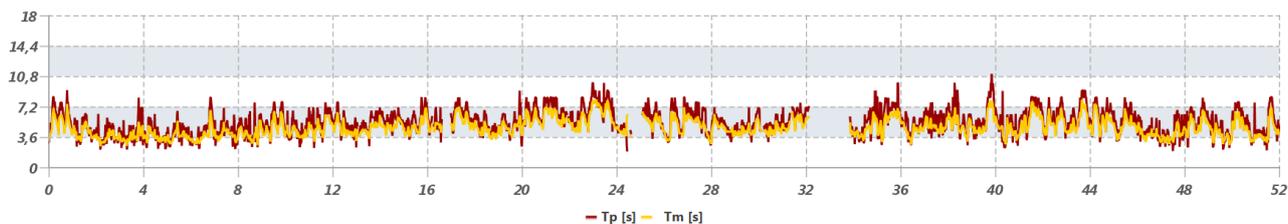


Figura 2 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 1990 e il giugno del 1991. L'anno climatico è stato **INCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
91-92	94.9	94.8	94.9	94.9	87.9	87.8	87.9	87.9	SI

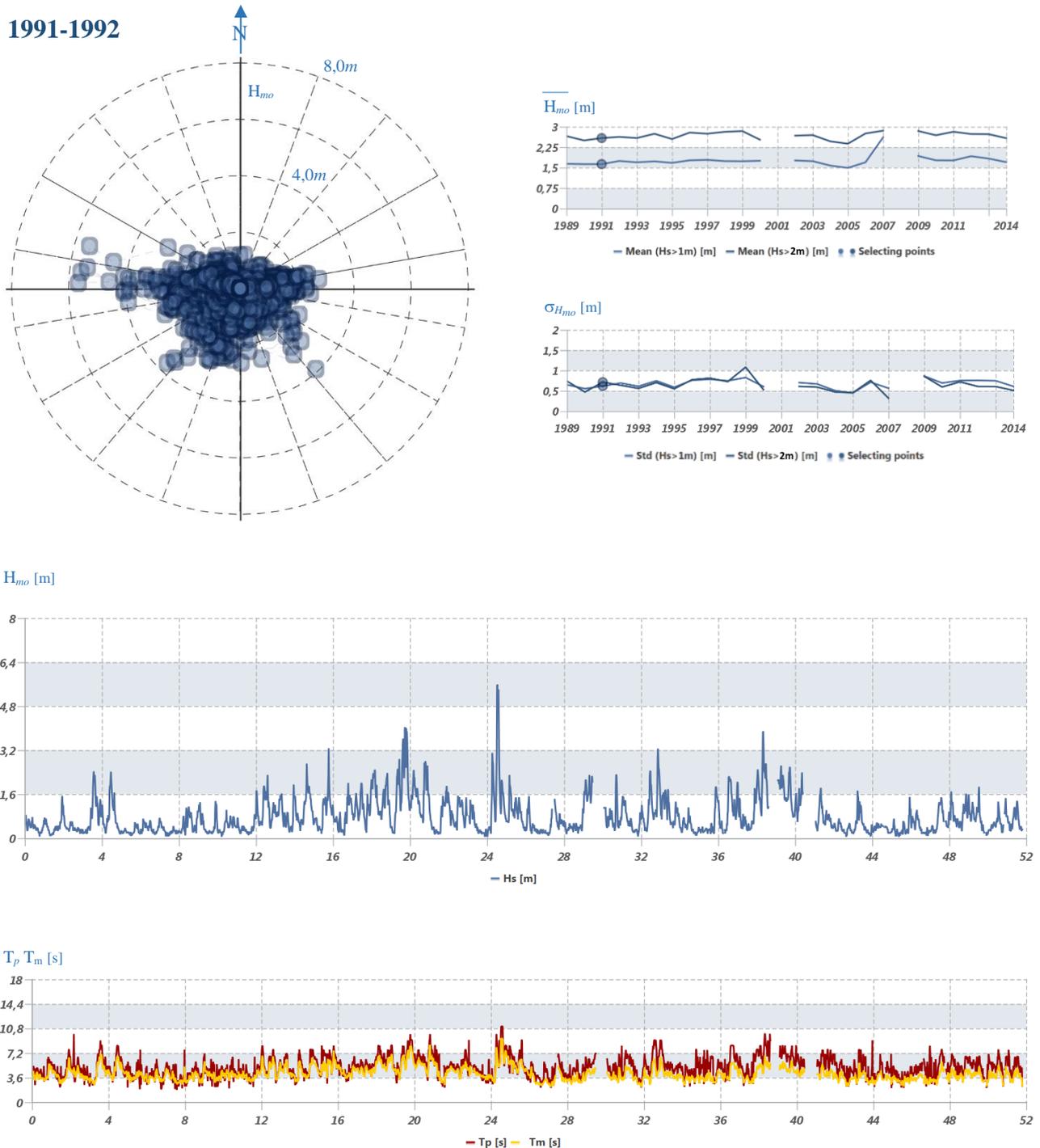
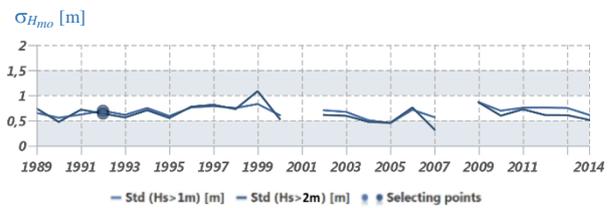
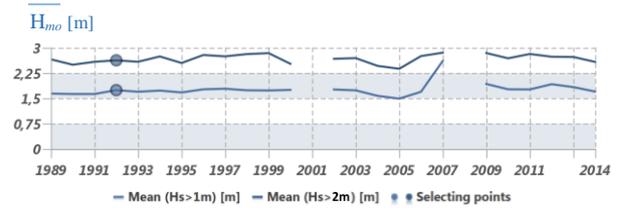
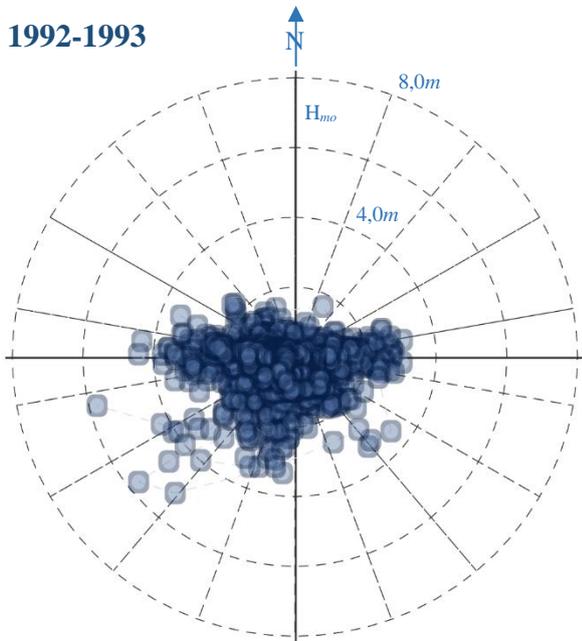


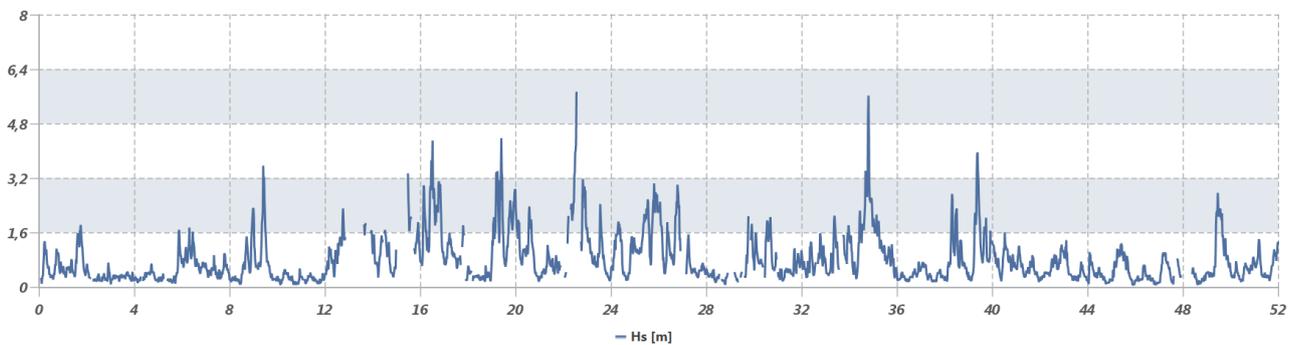
Figura 3 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 1991 e il giugno del 1992. L'anno climatico è stato **INCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
92-93	90.8	90.8	90.8	90.8	84.2	84.2	84.2	84.2	SI

1992-1993



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

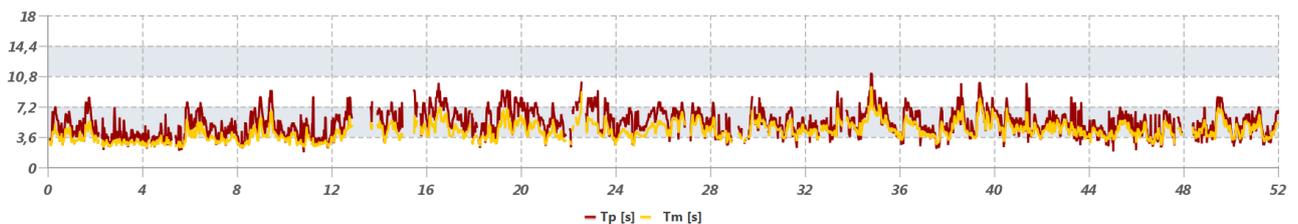
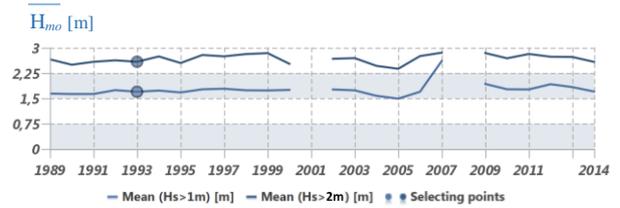
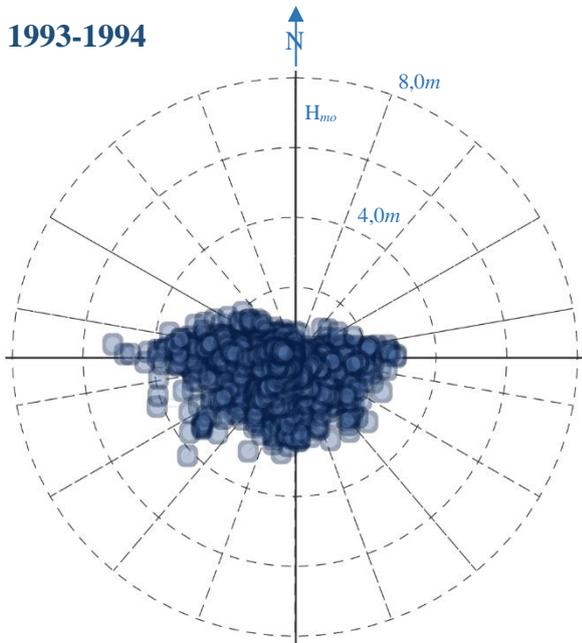


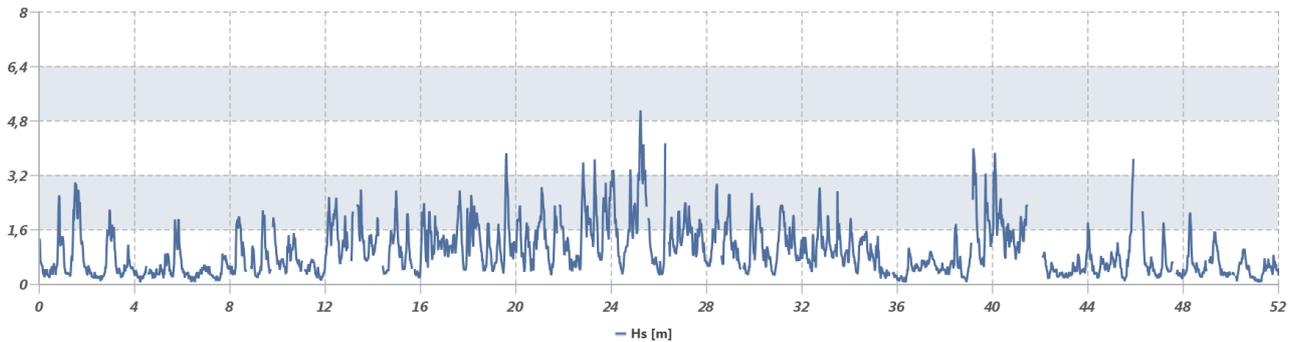
Figura 4 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 1992 e il giugno del 1993. L'anno climatico è stato **INCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
93-94	93.6	93.6	93.6	93.6	90.1	90.1	90.1	90.1	SI

1993-1994



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

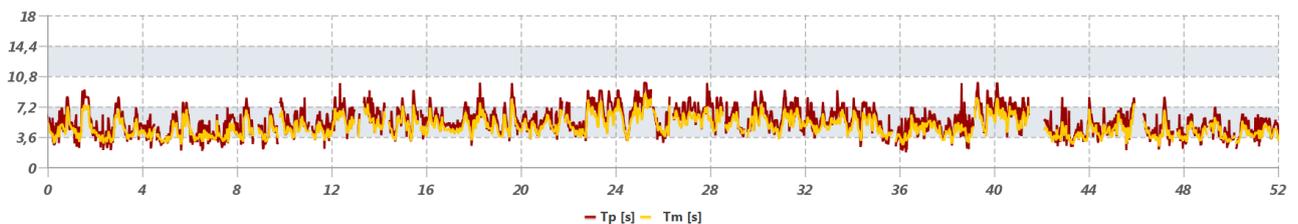
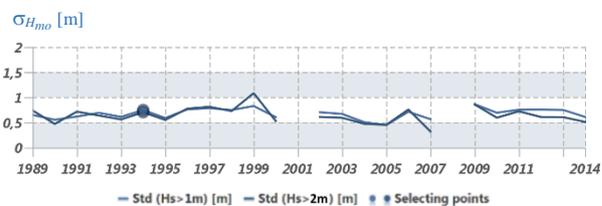
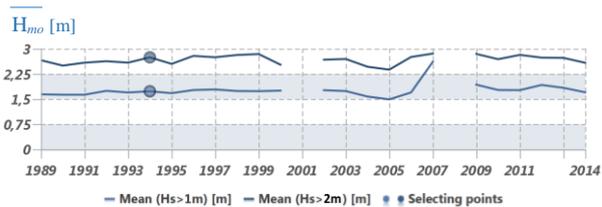
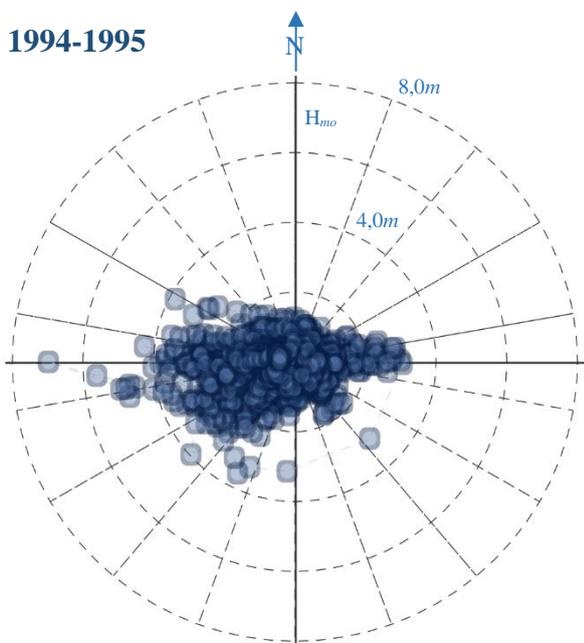


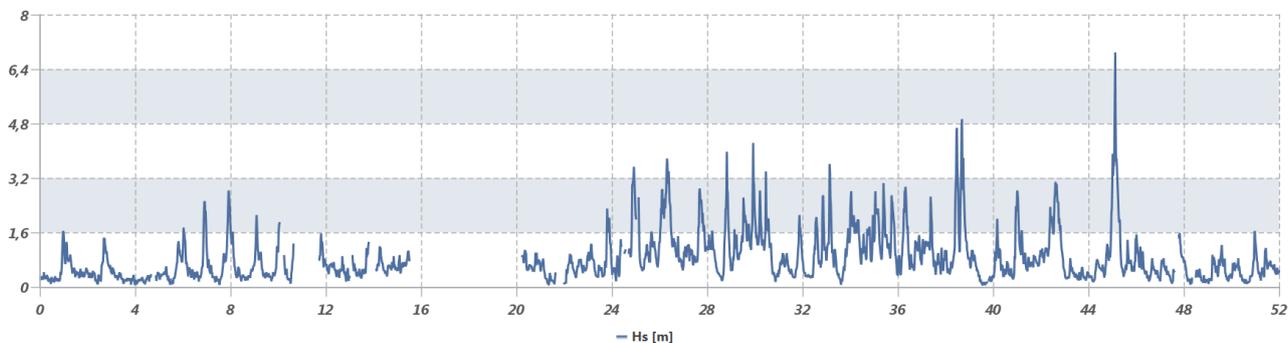
Figura 5 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 1993 e il giugno del 1994. L'anno climatico è stato **INCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
94-95	85.3	85.3	85.3	85.3	86.5	86.5	86.5	86.5	SI

1994-1995



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

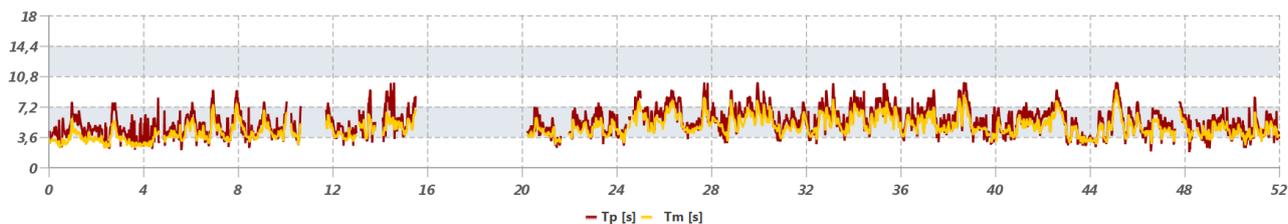
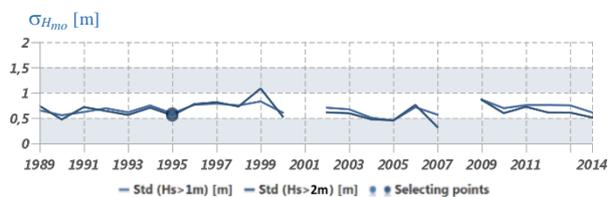
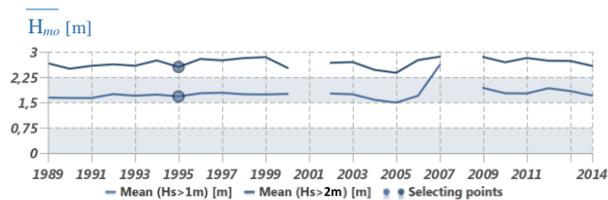
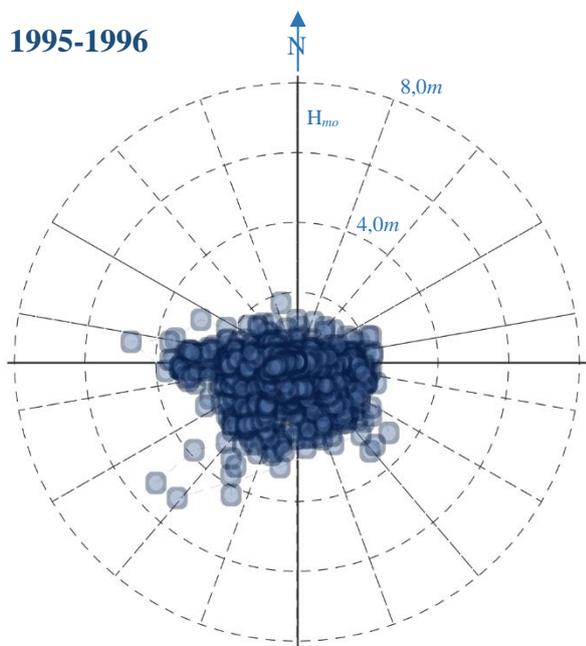


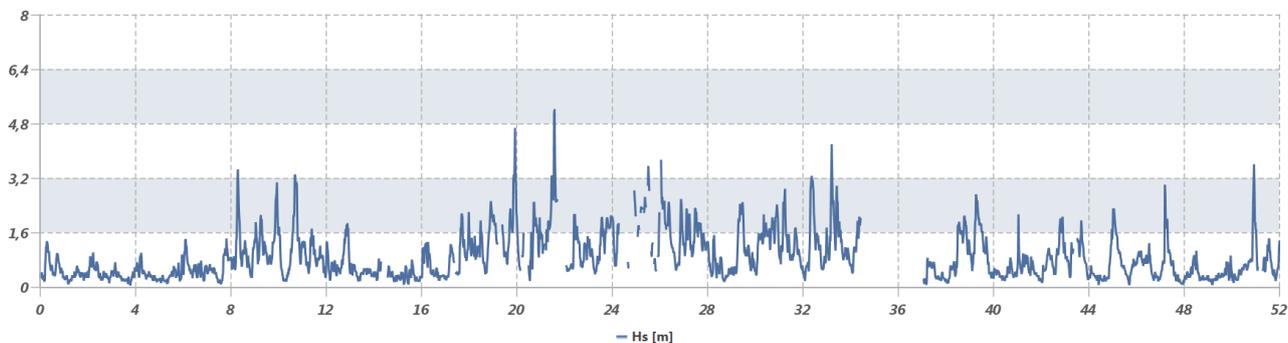
Figura 6 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 1994 e il giugno del 1995. L'anno climatico è stato **INCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
95-96	89.6	89.5	89.6	89.6	76.5	76.4	76.5	76.5	SI

1995-1996



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

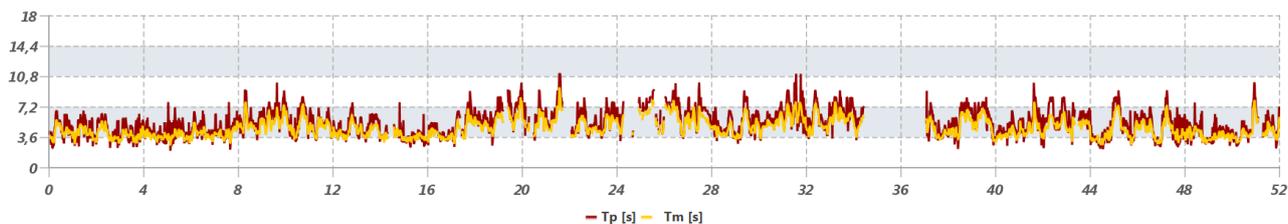
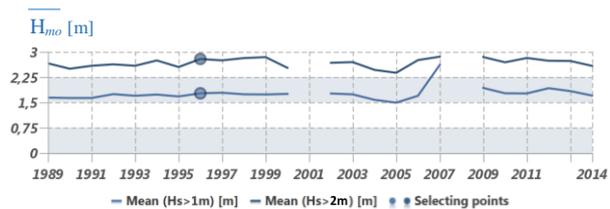
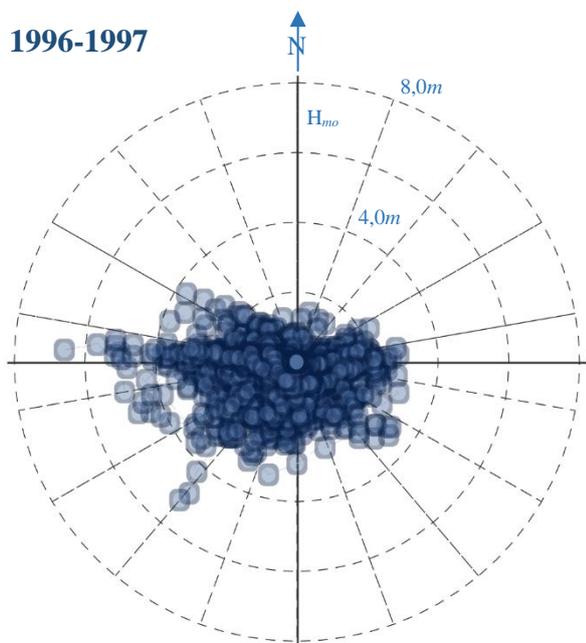


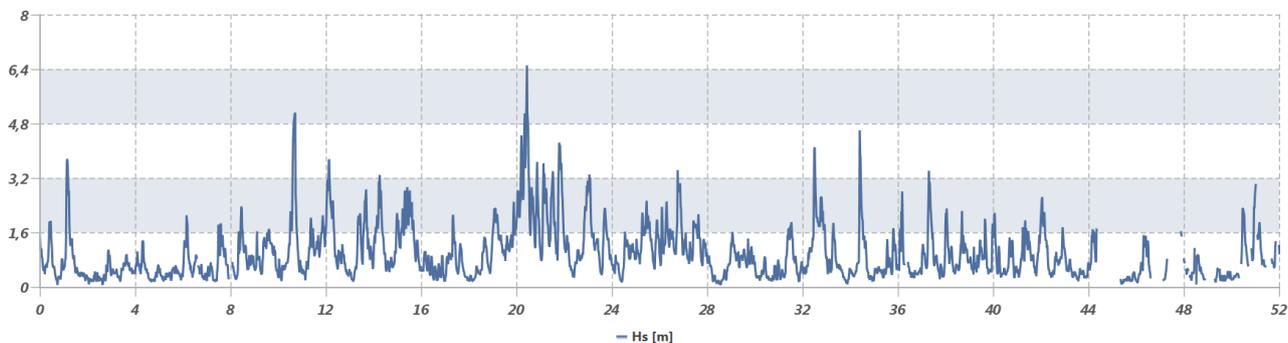
Figura 7 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 1995 e il giugno del 1996. L'anno climatico è stato **INCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
96-97	92.8	92.8	92.8	92.8	92.9	92.9	92.9	92.9	SI

1996-1997



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

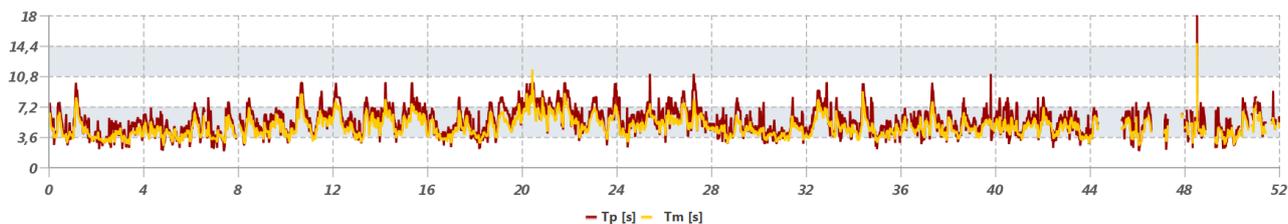
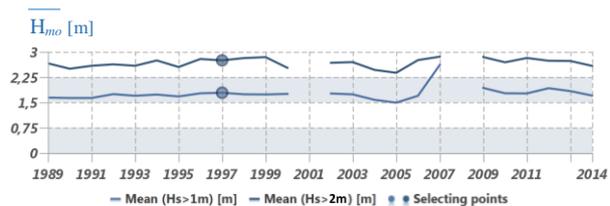
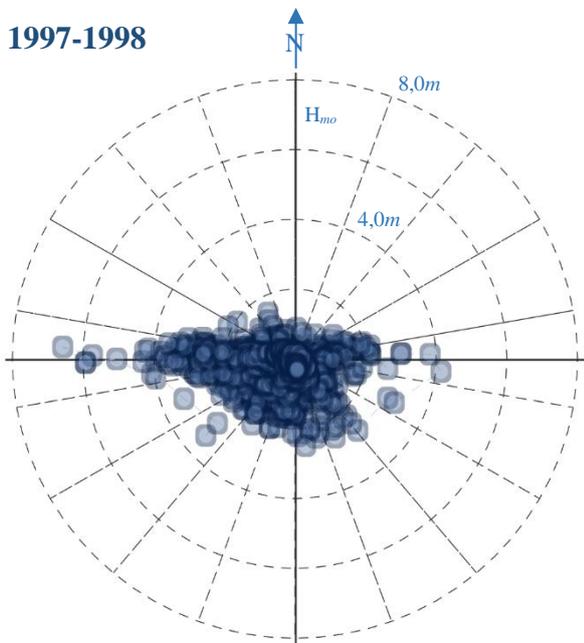


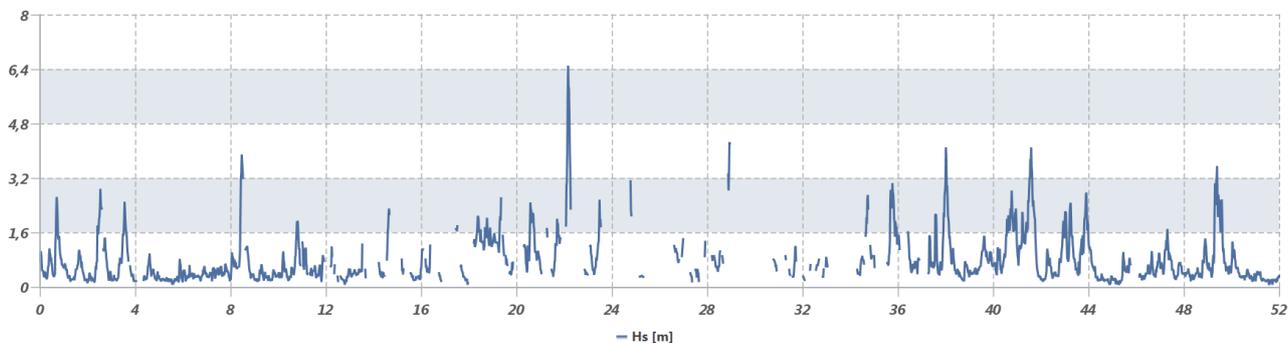
Figura 8 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 1996 e il giugno del 1997. L'anno climatico è stato **INCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
97-98	68.5	68.5	68.5	68.5	59.1	59.1	59.1	59.1	SI

1997-1998



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

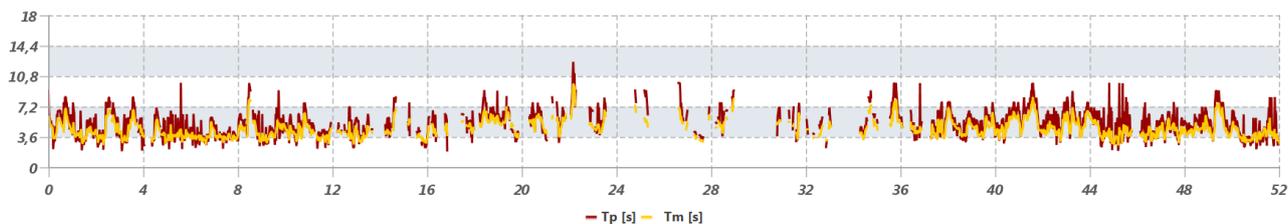
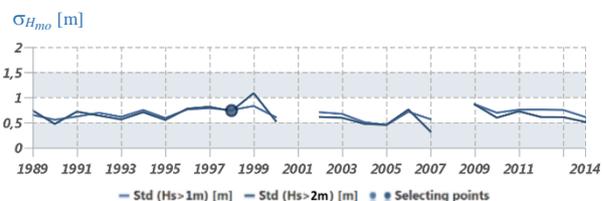
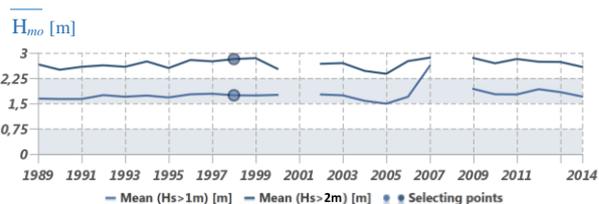
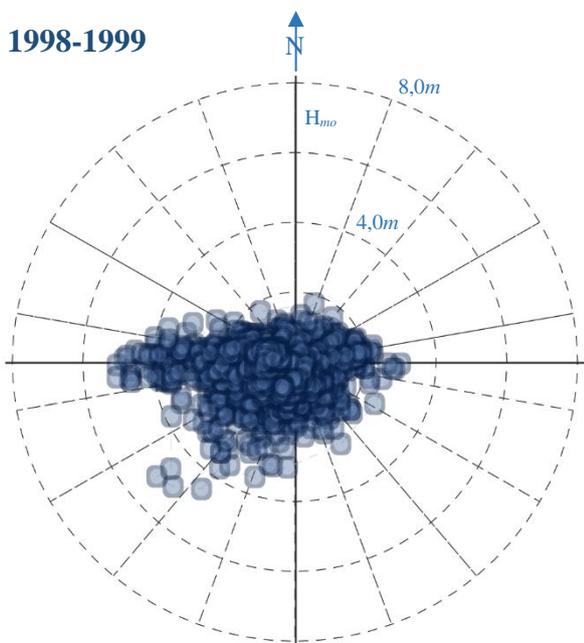


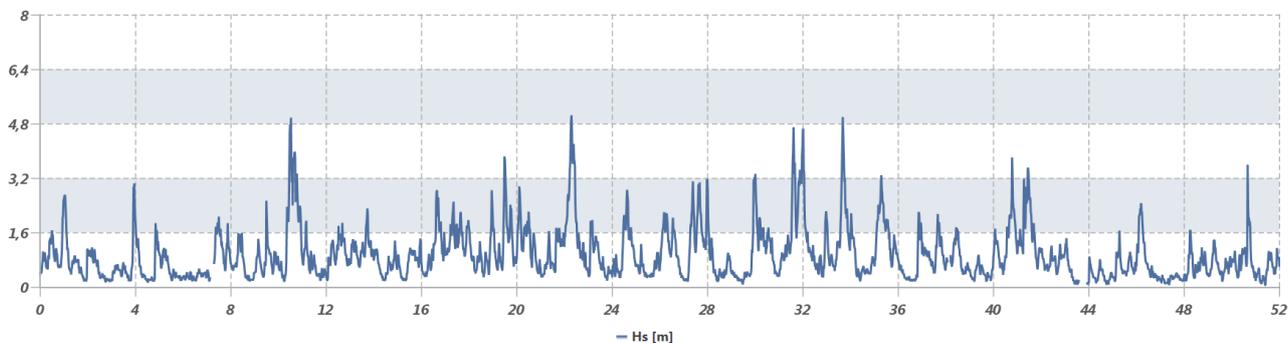
Figura 9 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 1997 e il giugno del 1998. L'anno climatico è stato **INCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
98-99	98.8	98.8	98.8	98.8	100.0	100.0	100.0	100.0	SI

1998-1999



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

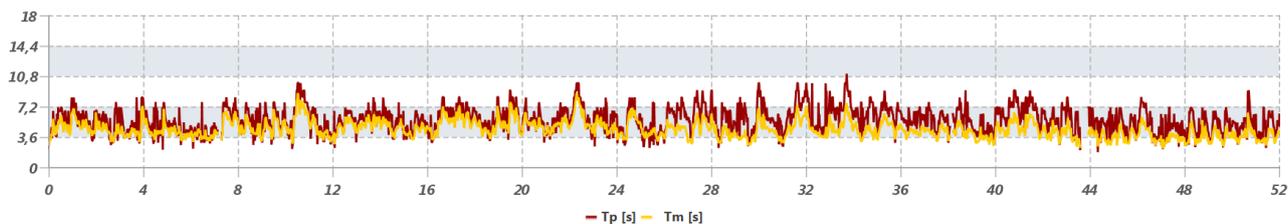
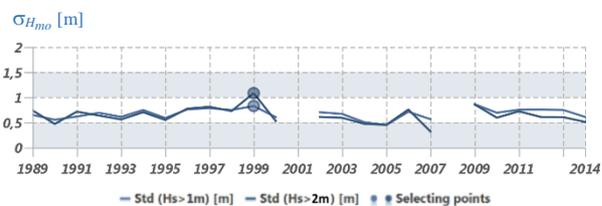
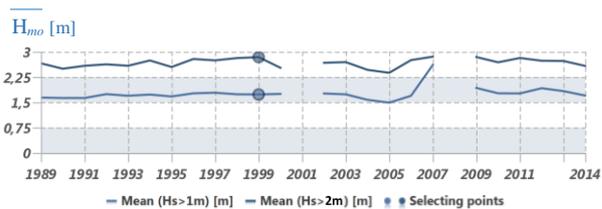
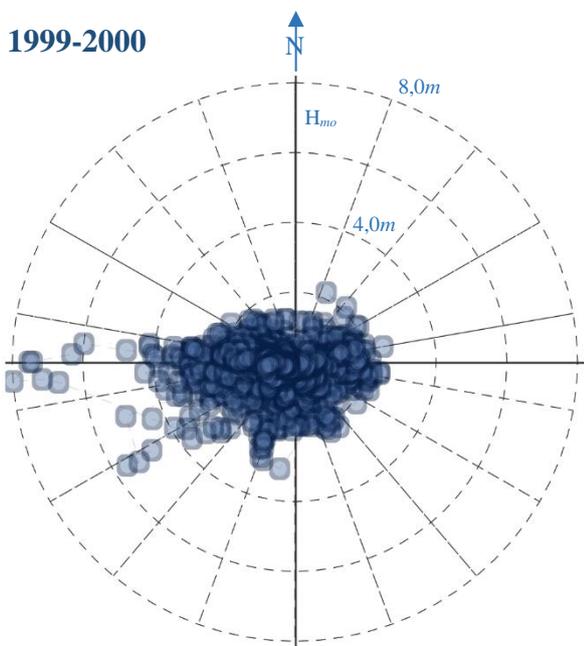


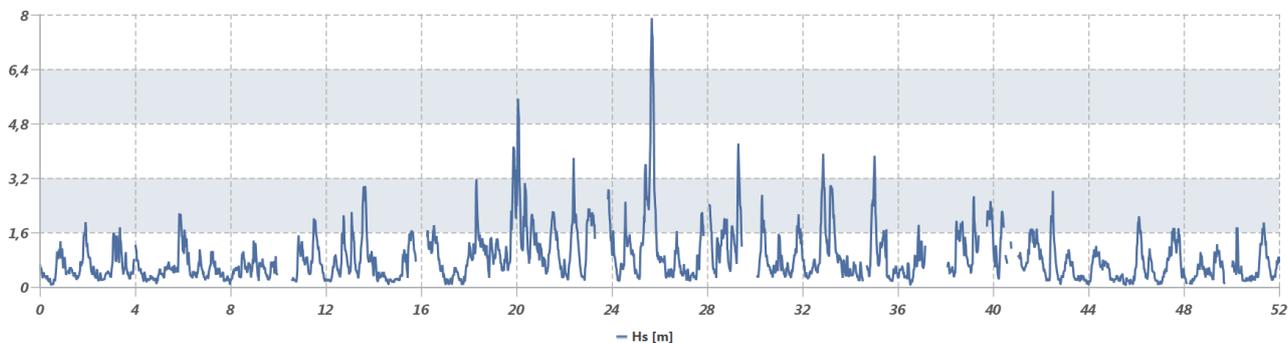
Figura 10 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 1998 e il giugno del 1999. L'anno climatico è stato **INCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
99-00	90.6	90.6	90.6	90.6	81.7	81.7	81.7	81.7	SI

1999-2000



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

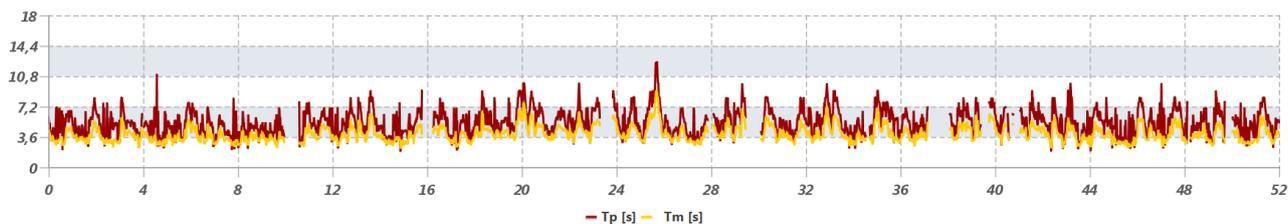
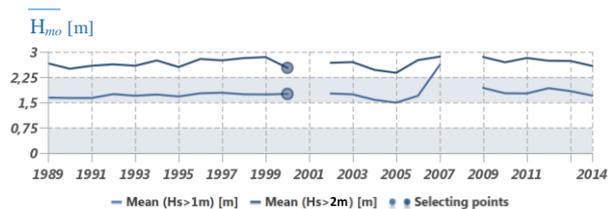
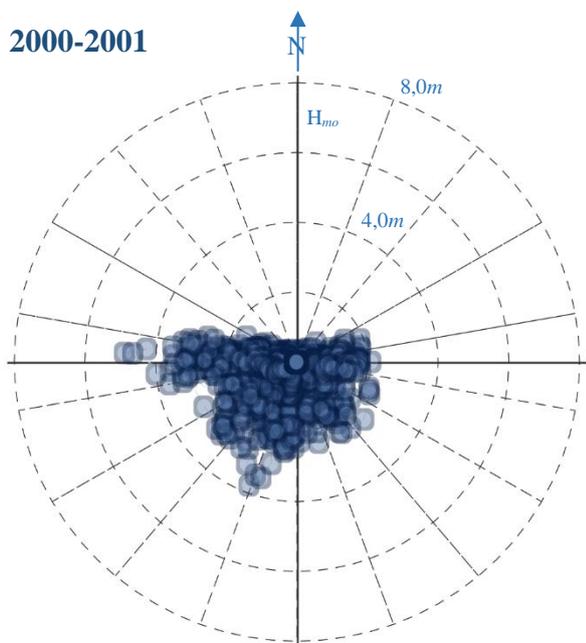


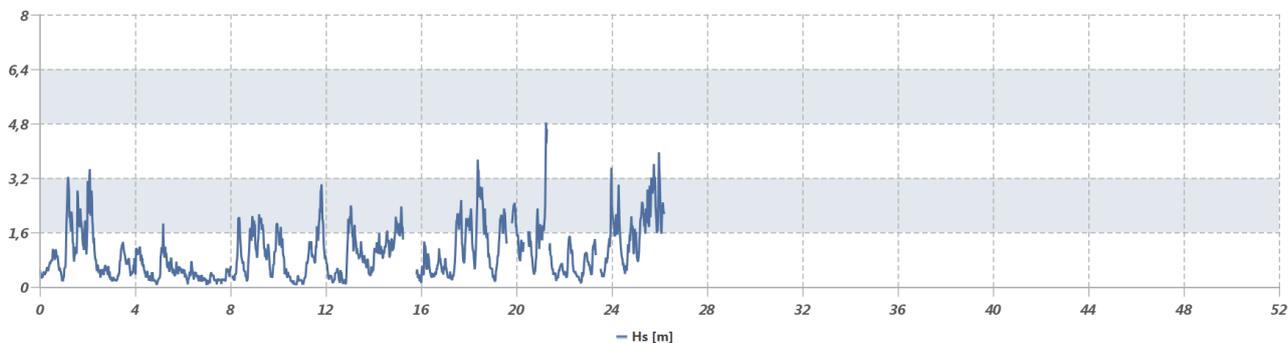
Figura 11 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 1999 e il giugno del 2000. L'anno climatico è stato **INCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
00-01	47.7	47.7	47.7	47.7	26.6	26.6	26.6	26.6	NO

2000-2001



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

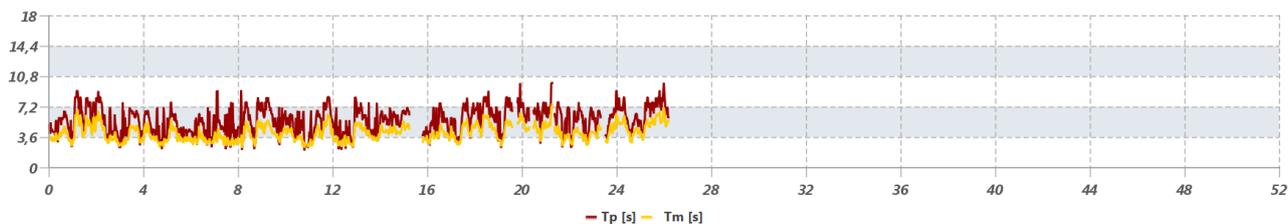
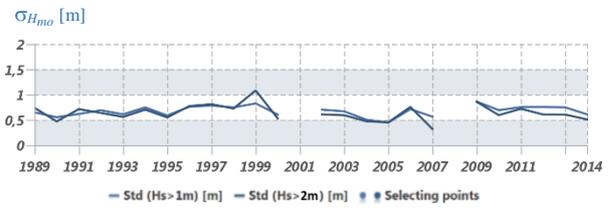
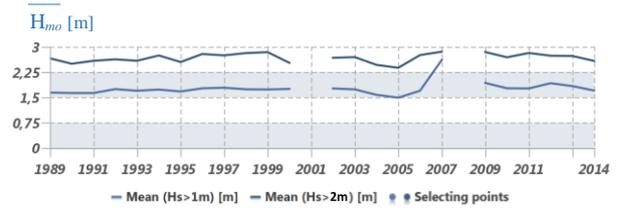
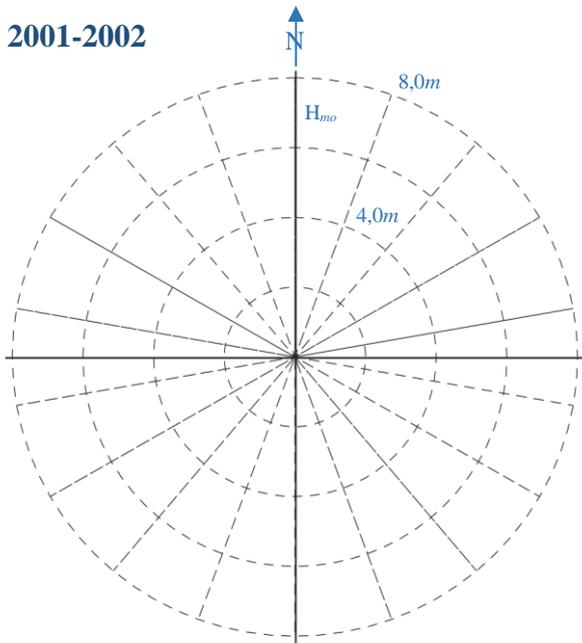


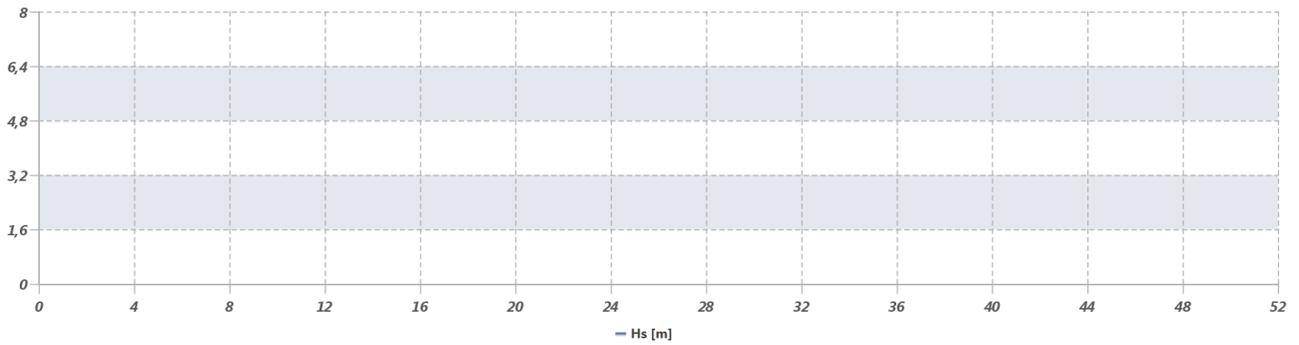
Figura 12 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 2000 e il giugno del 2001. L'anno climatico è stato **ESCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
01-02	-	-	-	-	-	-	-	-	NO

2001-2002



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

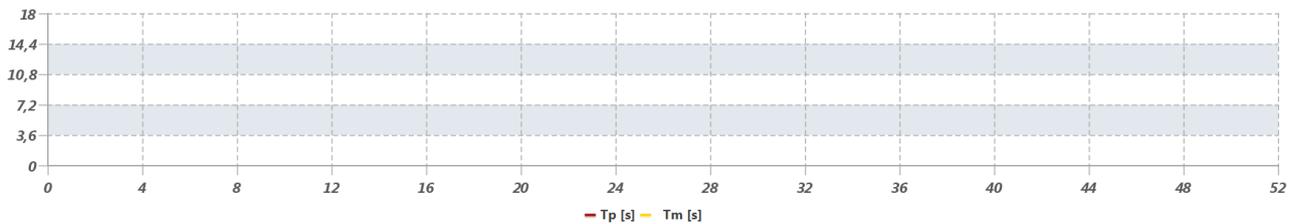
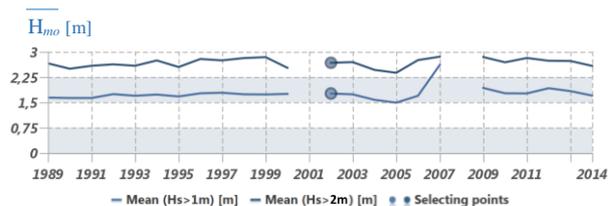
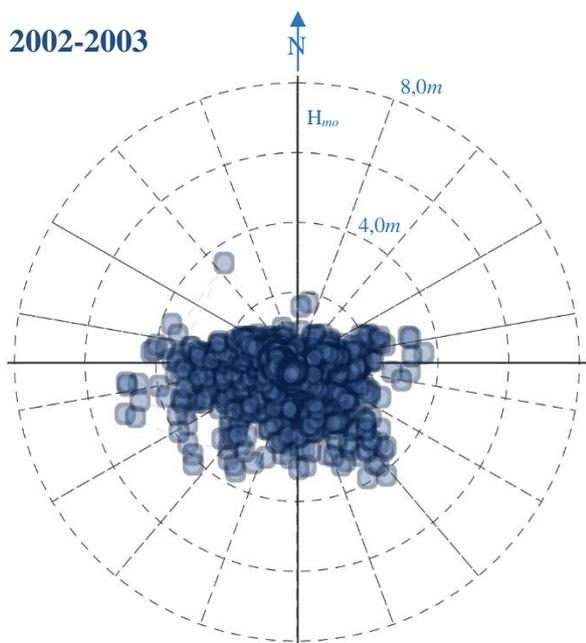


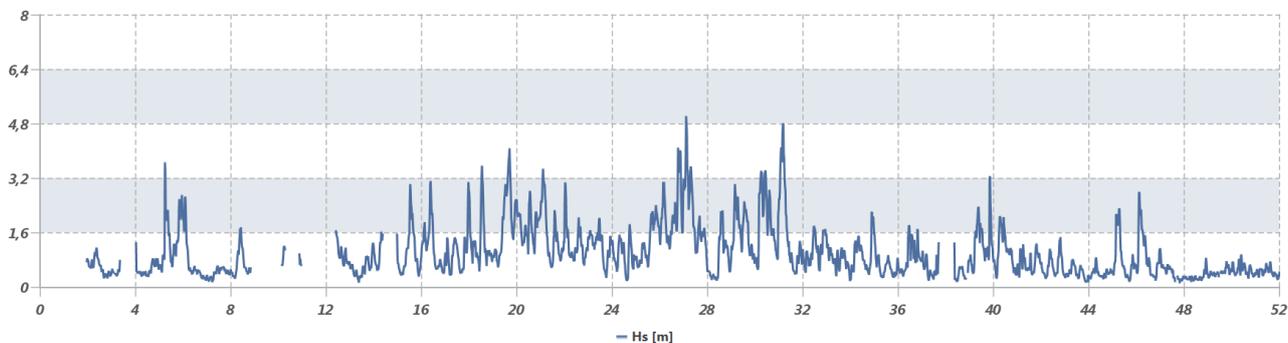
Figura 13 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 2001 e il giugno del 2002. L'anno climatico è stato **ESCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
02-03	85.9	85.8	85.9	85.9	89.7	89.7	89.7	89.7	SI

2002-2003



H_{mo} [m]



T_p , T_m [s]

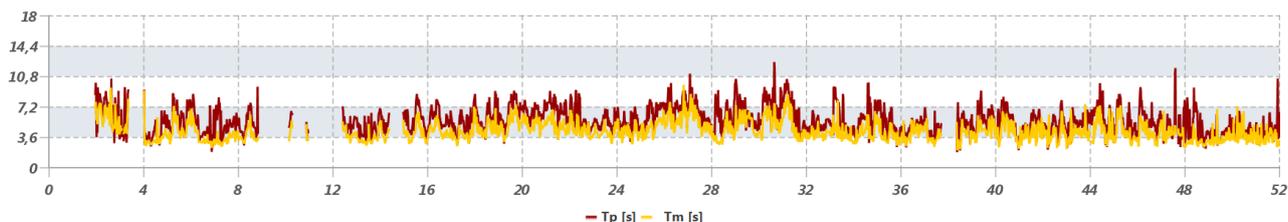
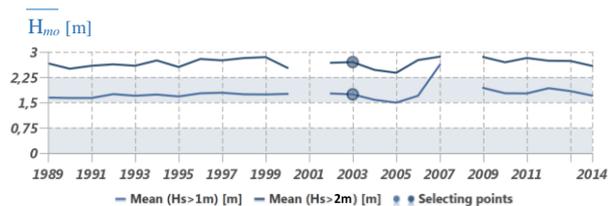
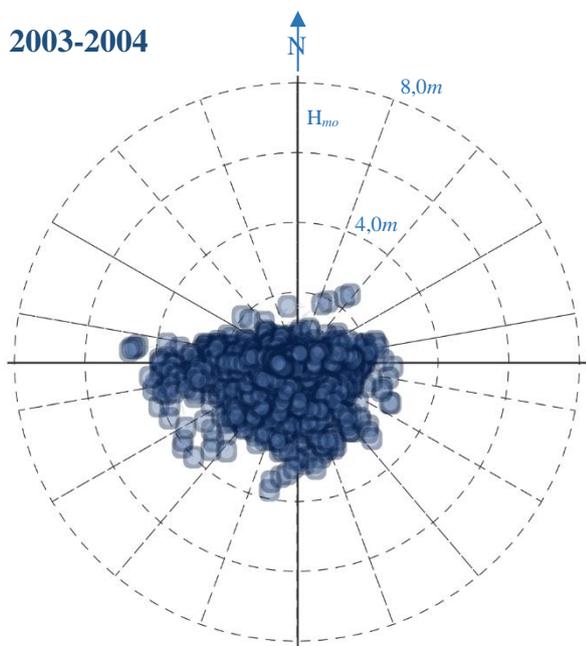


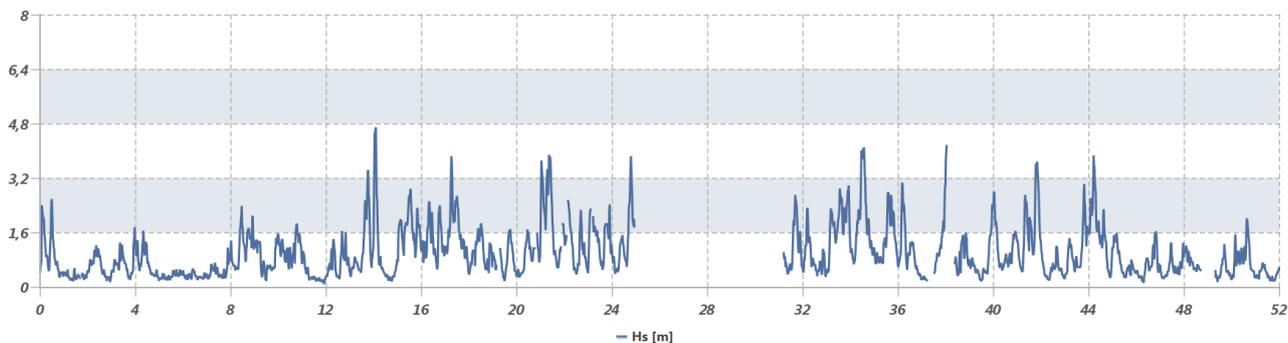
Figura 14 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 2002 e il giugno del 2003. L'anno climatico è stato **INCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
03-04	84.8	84.8	84.8	84.8	71.3	71.3	71.3	71.3	SI

2003-2004



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

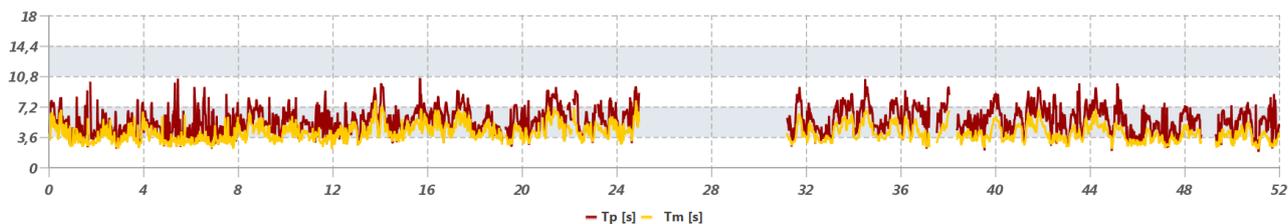
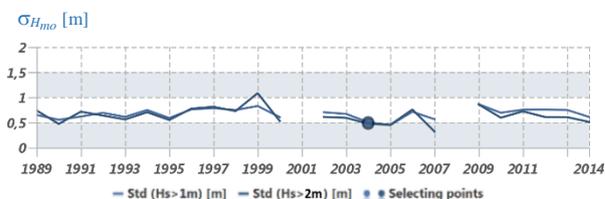
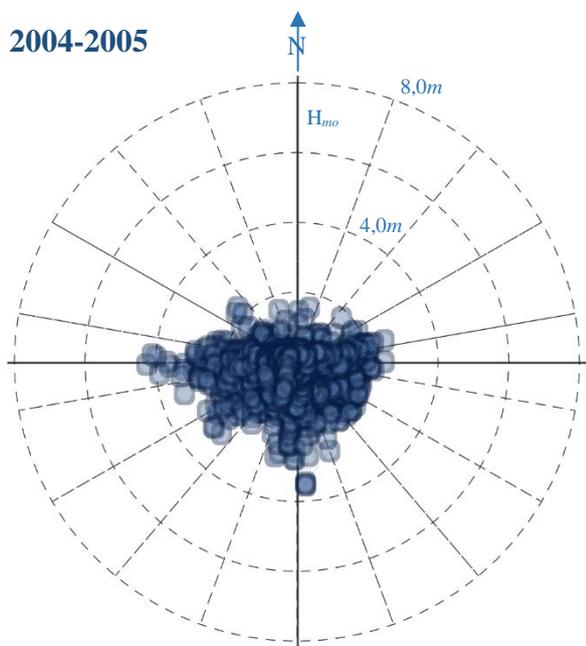


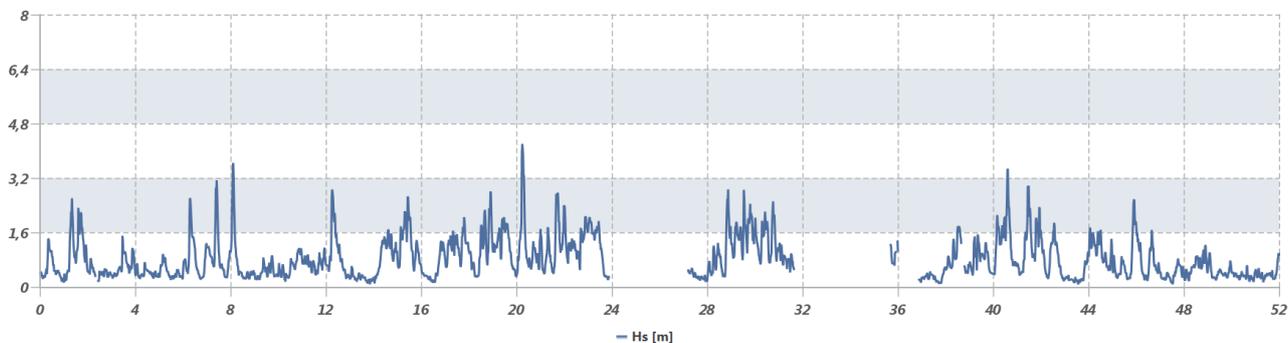
Figura 15 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 2003 e il giugno del 2004. L'anno climatico è stato **INCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
04-05	83.8	83.8	83.8	83.8	93.1	93.1	93.1	93.1	SI

2004-2005



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

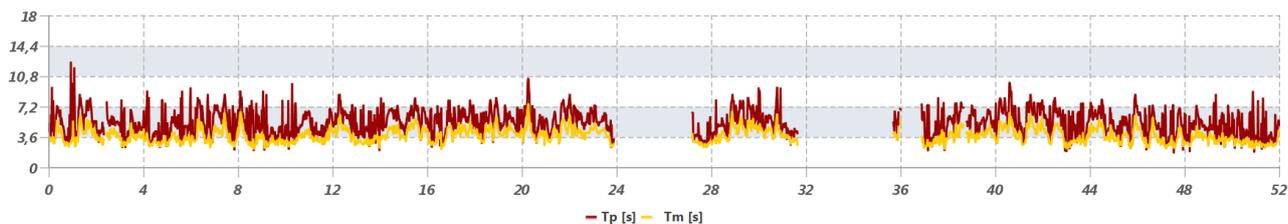
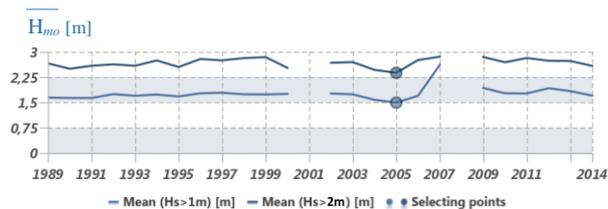
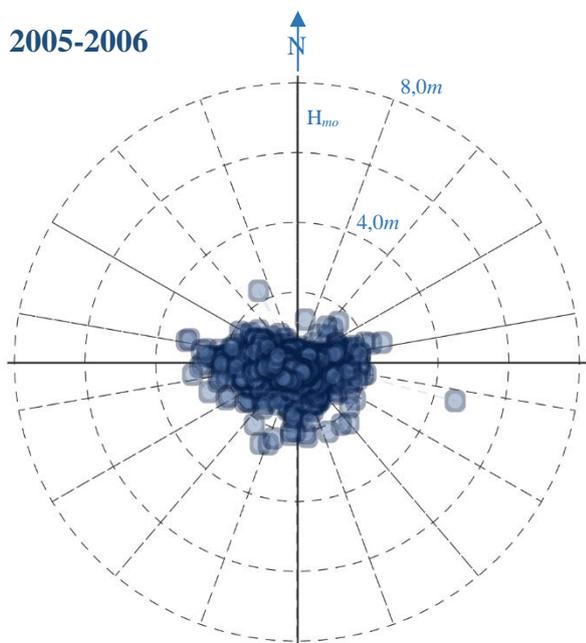


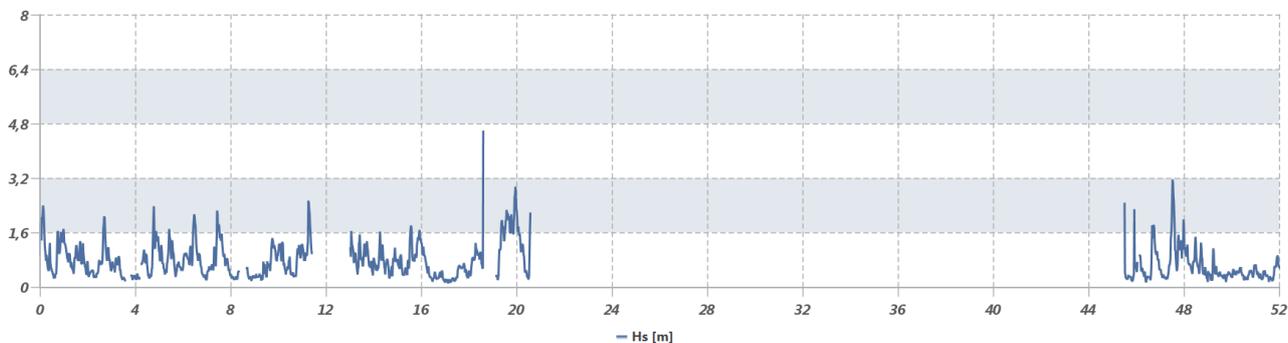
Figura 16 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 2004 e il giugno del 2005. L'anno climatico è stato **INCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
05-06	46.5	46.5	46.5	46.5	18.4	18.4	18.4	18.4	NO

2005-2006



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

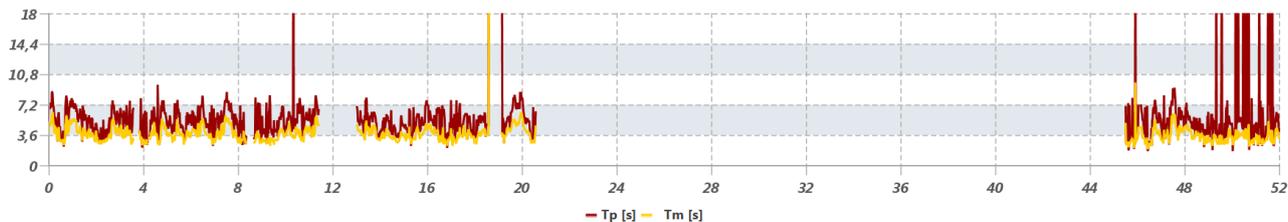
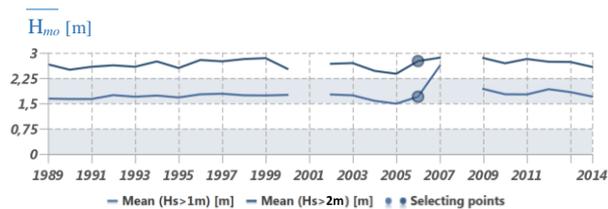
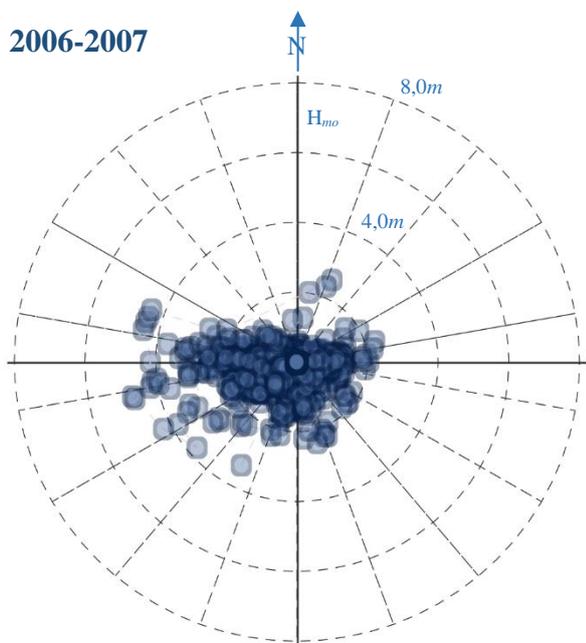


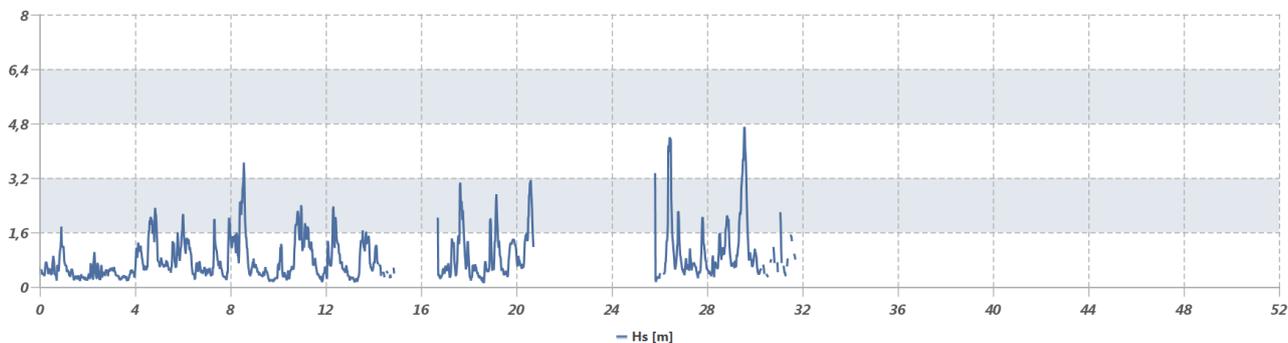
Figura 17 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 2005 e il giugno del 2006. L'anno climatico è stato **ESCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
06-07	44.8	44.8	44.8	44.8	57.2	57.2	57.2	57.2	NO

2006-2007



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

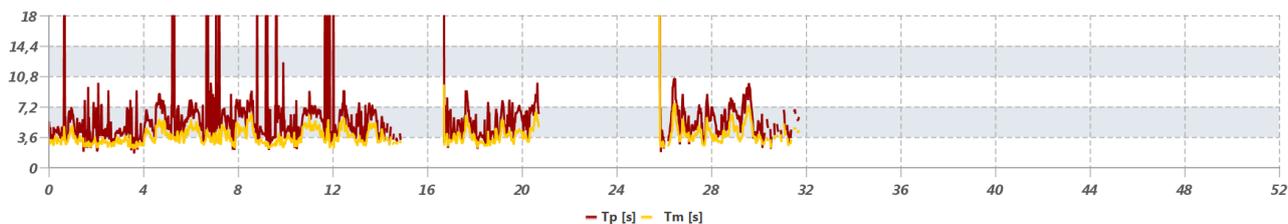


Figura 18 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 2006 e il giugno del 2007. L'anno climatico è stato **ESCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
07-08	1.2	1.2	1.2	1.2	47.4	47.4	47.4	47.4	NO

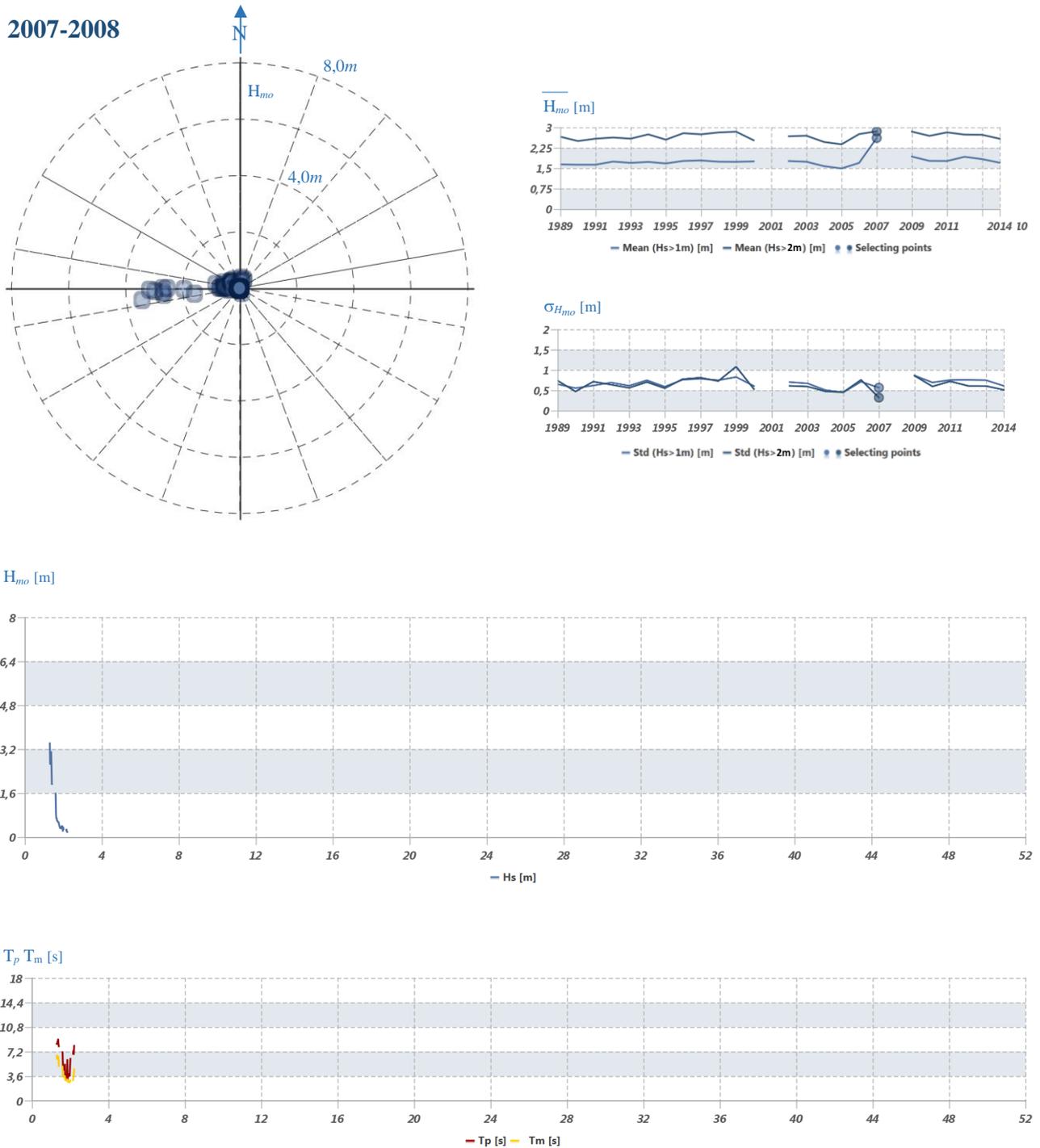
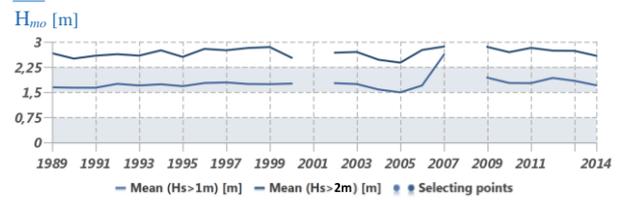
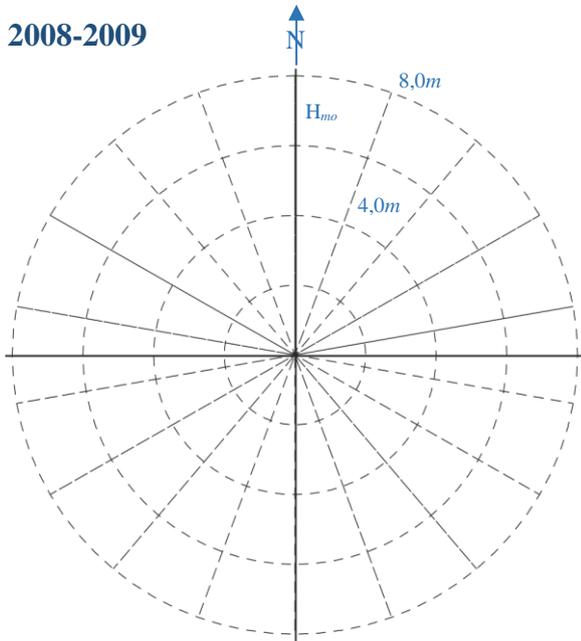


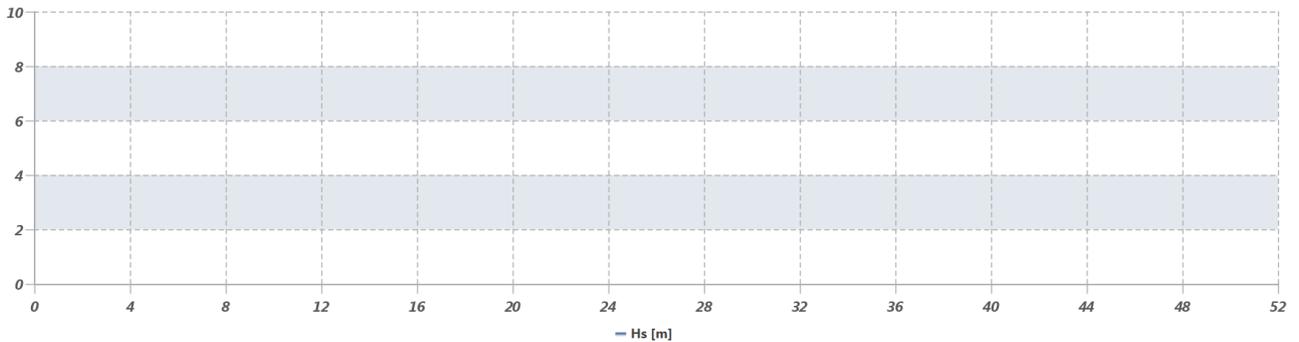
Figura 19 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 2007 e il giugno del 2008. L'anno climatico è stato **ESCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
08-09	-	-	-	-	-	-	-	-	NO

2008-2009



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

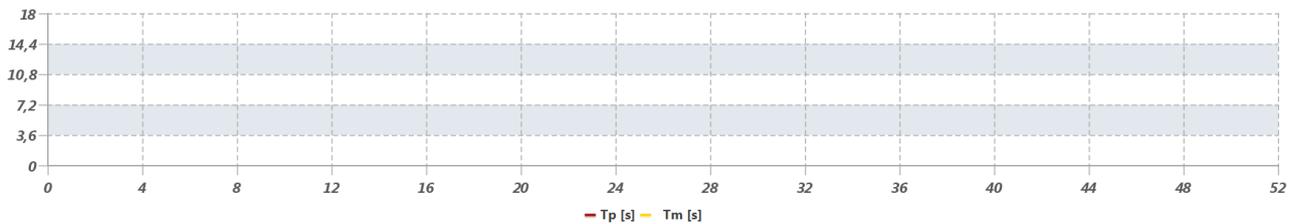
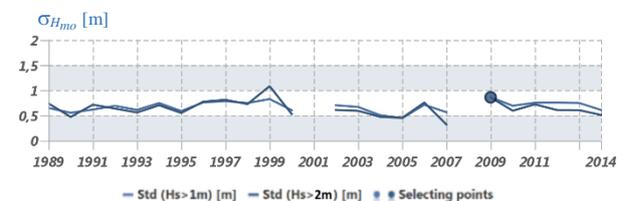
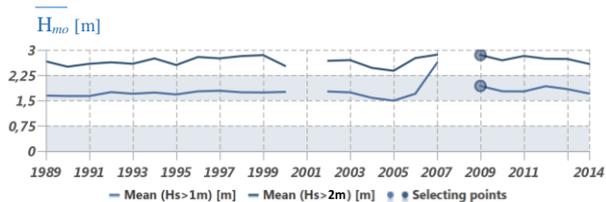
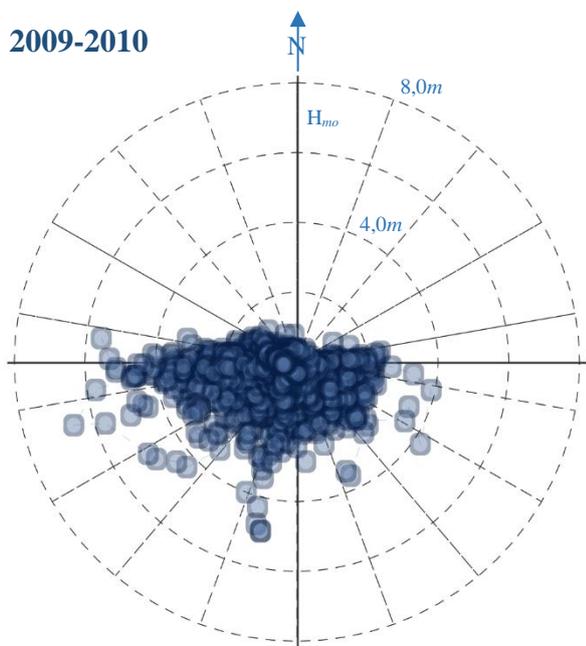


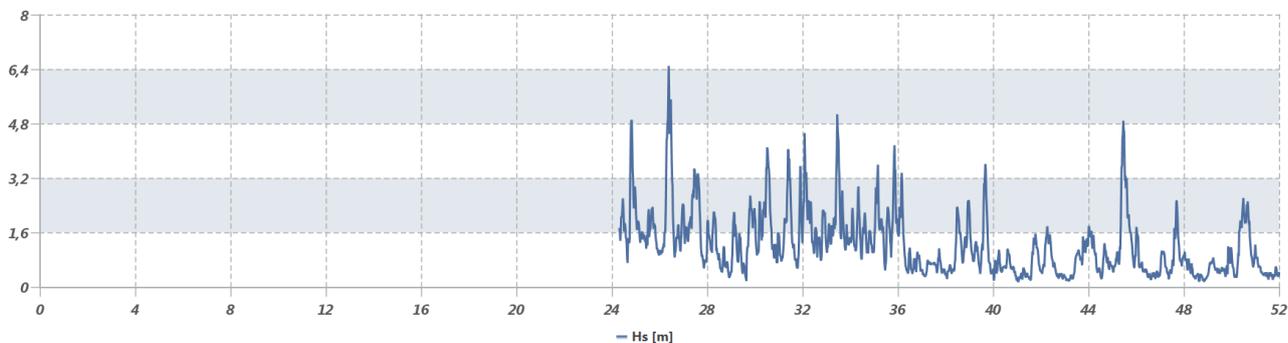
Figura 20 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 2008 e il giugno del 2009. L'anno climatico è stato **ESCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
09-10	53.3	53.3	53.3	53.3	100.0	100.0	100.0	100.0	SI

2009-2010



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

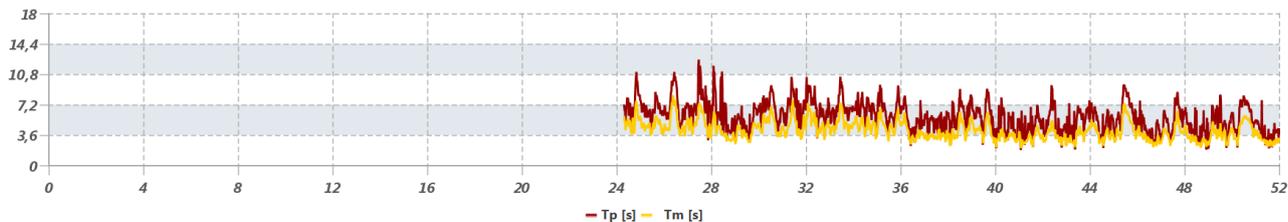
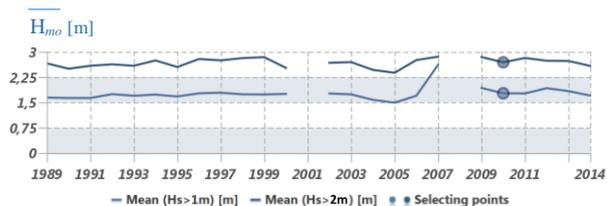
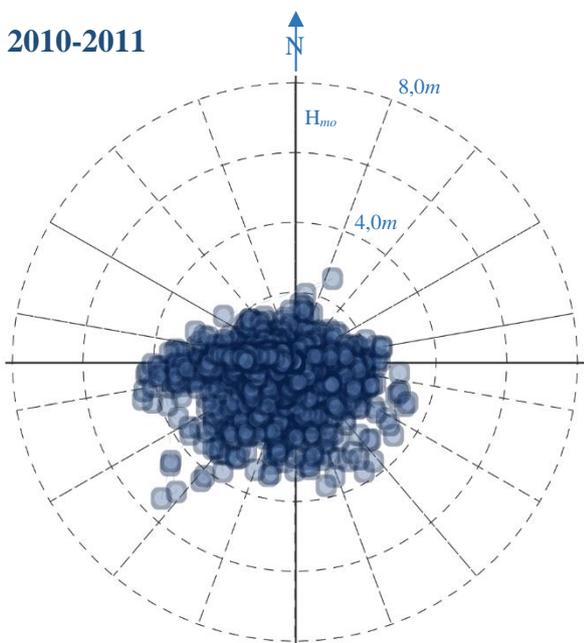


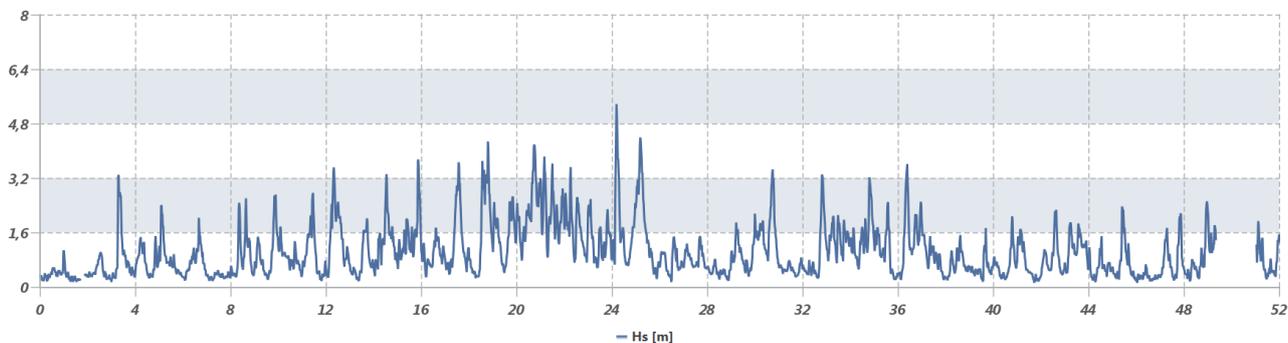
Figura 21 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 2009 e il giugno del 2010. L'anno climatico è stato **INCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
10-11	96.4	96.4	96.4	96.4	92.2	92.2	92.2	92.2	SI

2010-2011



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

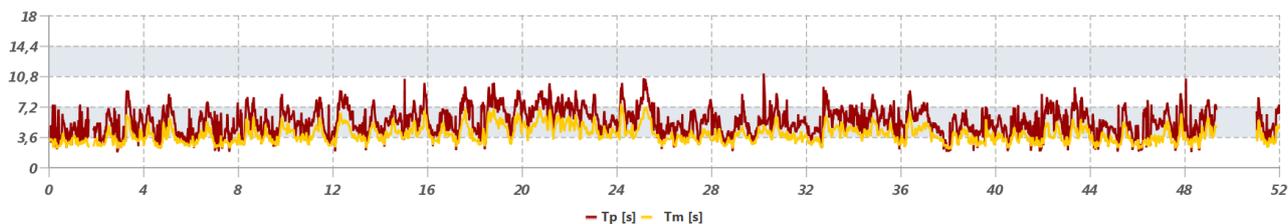
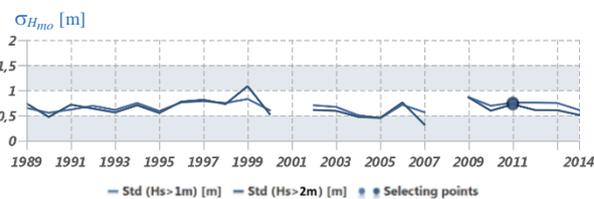
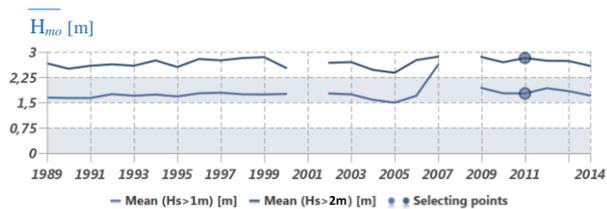
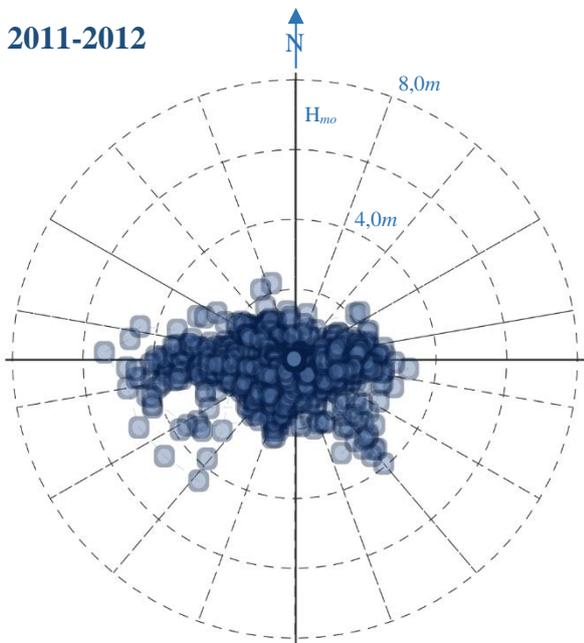


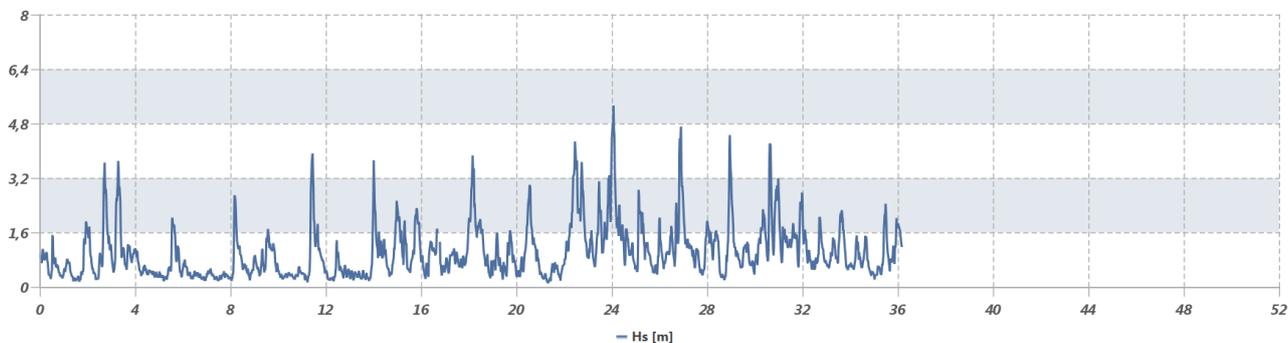
Figura 22 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 2010 e il giugno del 2011. L'anno climatico è stato **INCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
11-12	69.4	69.4	69.4	69.4	46.9	46.9	46.9	46.9	SI

2011-2012



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

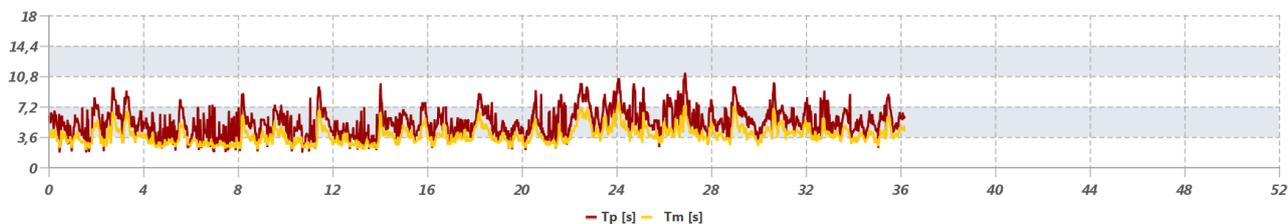
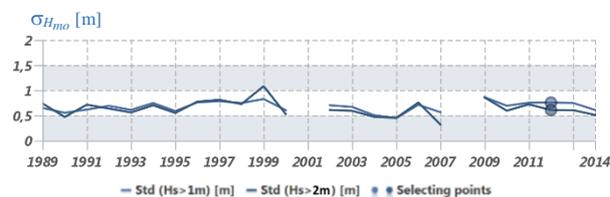
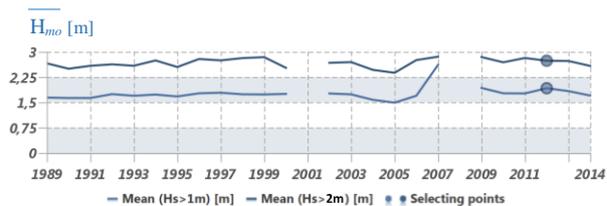
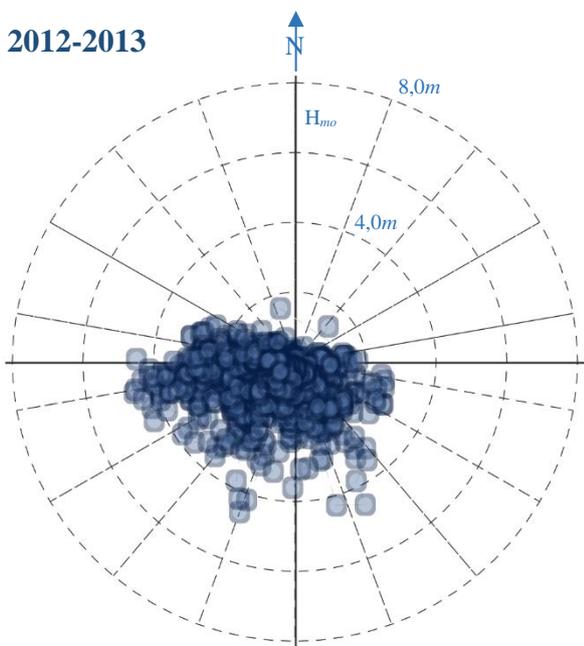


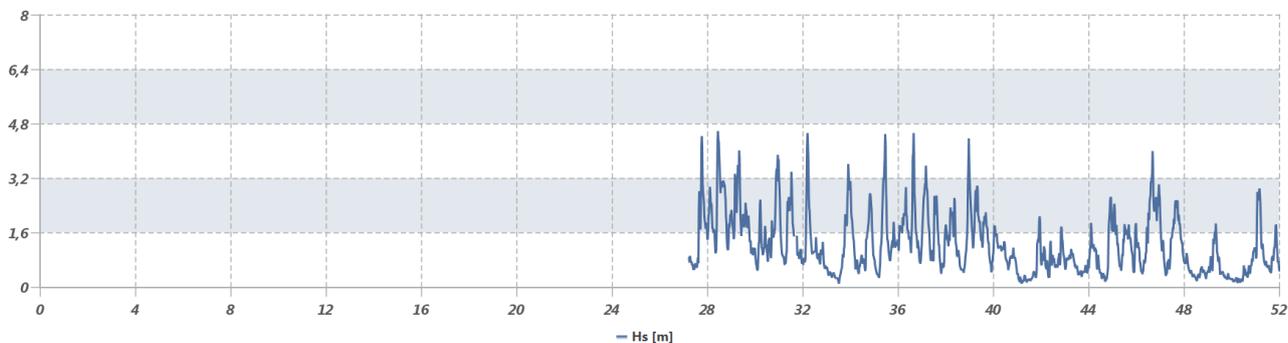
Figura 23 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 2011 e il giugno del 2012. L'anno climatico è stato **INCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
12-13	47.5	47.5	47.5	47.5	99.2	99.2	99.2	99.2	NO

2012-2013



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

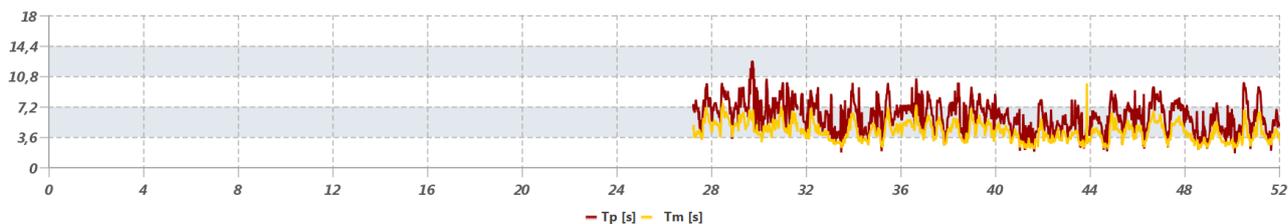
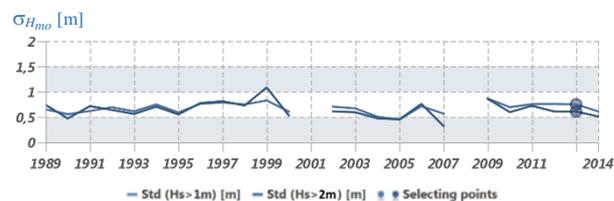
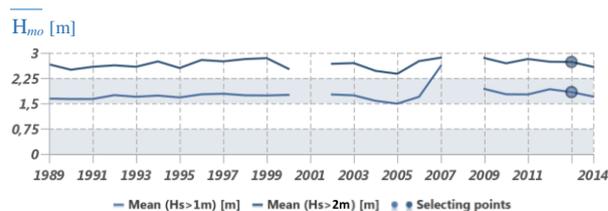
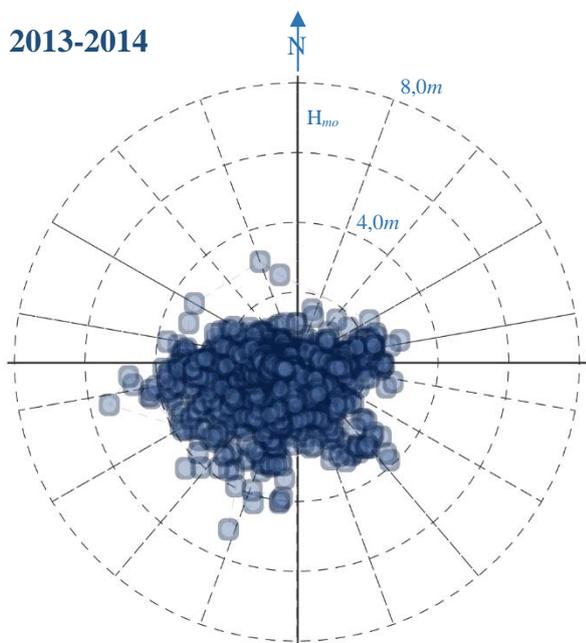


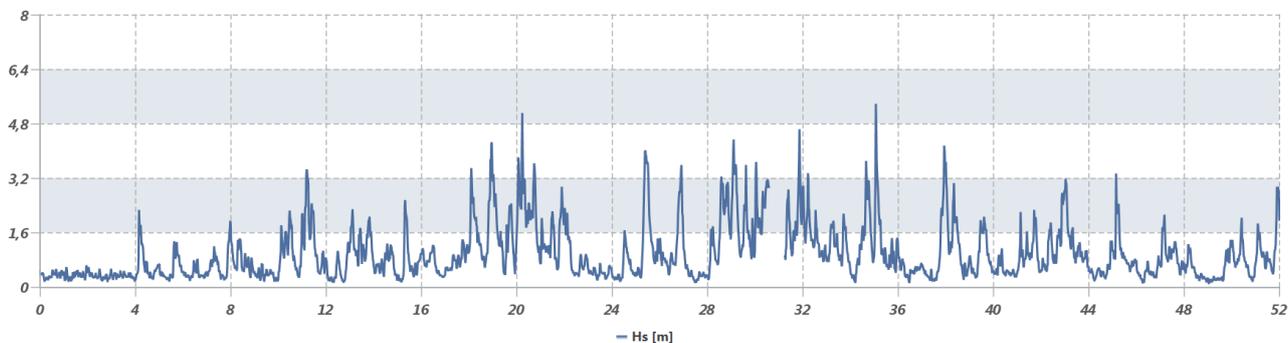
Figura 24 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 2012 e il giugno del 2013. L'anno climatico è stato **ESCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
13-14	98.7	98.7	98.7	98.7	96.4	96.4	96.4	96.4	SI

2013-2014



H_{mo} [m]



T_p T_m [s]

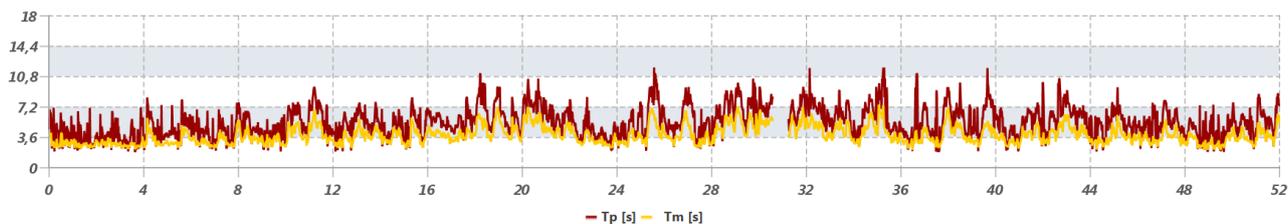


Figura 25 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 2013 e il giugno del 2014. L'anno climatico è stato **INCLUSO**

Anno	Rendimento annuale complessivo				Rendimento annuale sopra soglia				Incluso
	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	$\eta_{H_{mo}}$	η_{θ}	η_{T_p}	η_{T_m}	
14-15	50.3	50.3	50.3	50.3	24.9	24.9	24.9	24.9	NO

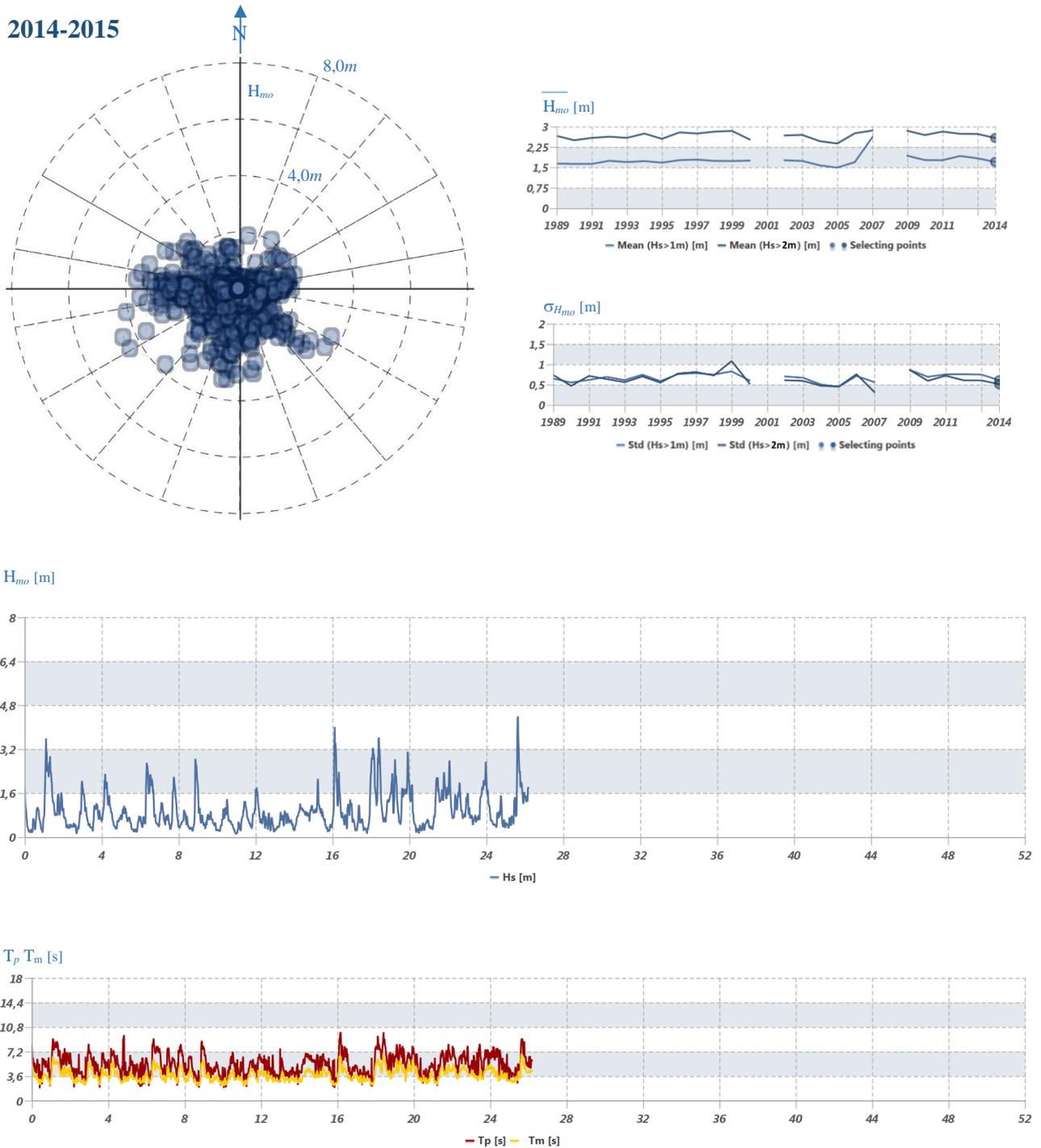


Figura 26 – Andamenti delle misure registrate tra il luglio del 2014 e il giugno del 2015. L'anno climatico è stato **ESCLUSO**

Selezione dei settori direzionali di provenienza delle mareggiate

Dopo aver formato il dataset, da esso si devono estrarre gli eventi estremi da analizzare. L'operazione di estrazione degli estremi campionari deve garantire che i valori selezionati siano descrittivi del fenomeno fisico studiato, omogenei e indipendenti. In questo modo si può confidare che i dati estratti siano identicamente distribuiti.

In bacini irregolari e semi chiusi è più ragionevole ritenere la direzione degli eventi estremi una variabile deterministica. Infatti, la dissimmetrica distribuzione delle aree di generazione del moto ondoso produce sistematicamente una differente risposta del bacino a differenti direzioni di provenienza del vento. Pertanto, l'omogeneità direzionale dell'insieme campionario selezionato può essere garantita imponendo che la direzione media di provenienza dello stato di mare appartenga a fissati settori direzionali. Per individuare i limiti di tali settori, si sono analizzate le seguenti informazioni:

1. La conformazione delle aree di generazione del moto ondoso sottese da ciascuna boa (distribuzione dei fetch geografici);
2. La distribuzione direzionale della frequenza di accadimento delle osservazioni;
3. La distribuzione direzionale dei massimi valori dei colmi di mareggiata.

Si vuole evidenziare che l'esame delle sole curve di frequenza d'accadimento direzionale può portare a sottovalutare alcune preziose informazioni, legate a eventi intensi ma rari, non rappresentate dalle curve di frequenza. Per tale ragione è stata analizzata anche la distribuzione direzionale dei massimi valori dei colmi di mareggiata.

Nella Figura 27 sono riportate le distribuzioni direzionali della frequenza di accadimento e dei valori massimi delle altezze significative (rispettivamente in azzurro e bleu) e del flusso di energia (rispettivamente in arancione e rosso), normalizzate rispetto al massimo valore presentato. Su tali basi si sono potuti identificare i seguenti settori direzionali:

1. $70^{\circ}\text{N} \leq \theta < 170^{\circ}\text{N}$
2. $170^{\circ}\text{N} \leq \theta < 250^{\circ}\text{N}$
3. $210^{\circ}\text{N} \leq \theta < 310^{\circ}\text{N}$

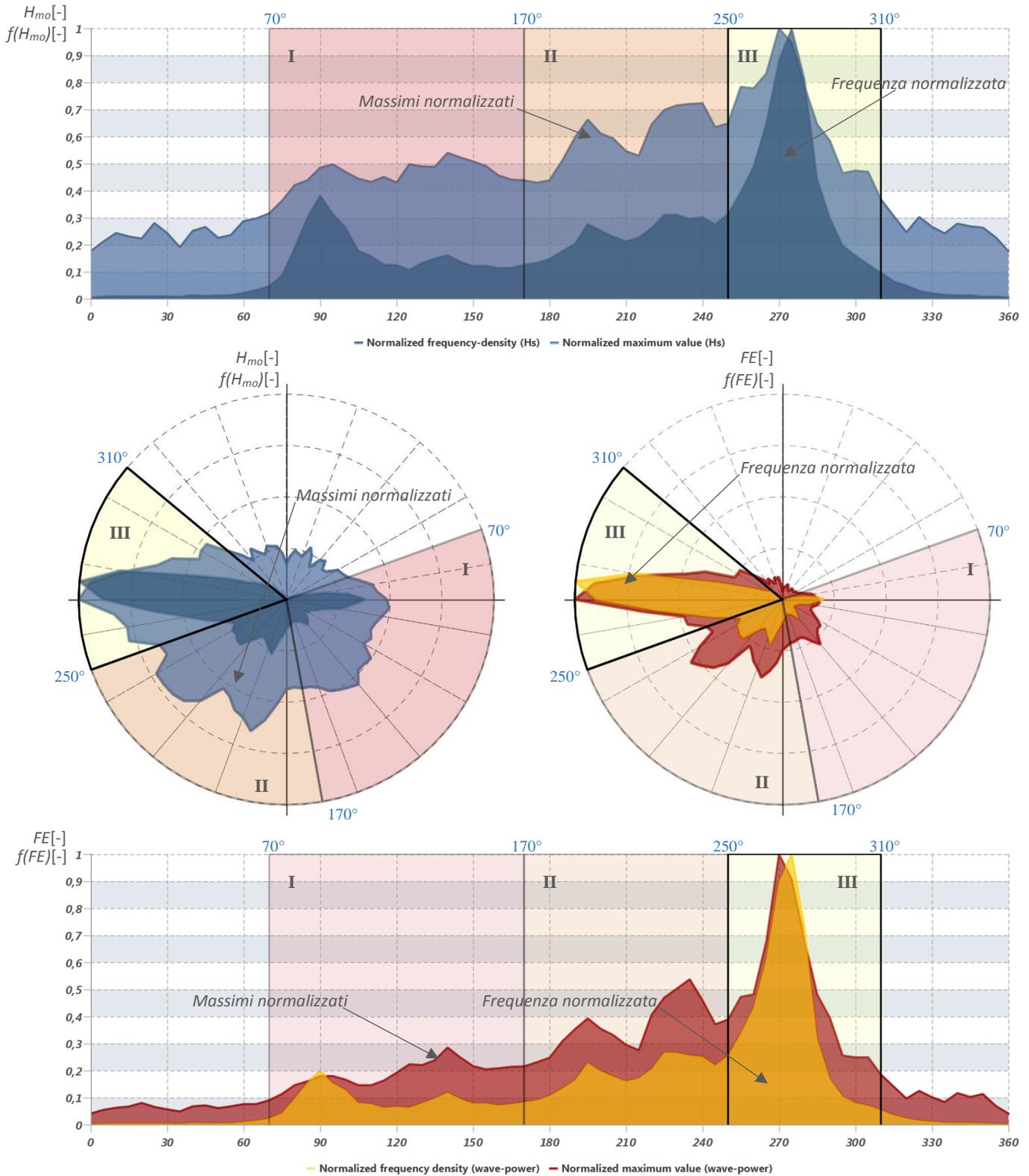


Figura 27 – Distribuzioni direzionali della frequenza di accadimento e dei massimi delle altezze significative (in alto rispettivamente in azzurro e bleu) e del flusso di energia (in basso rispettivamente in arancione e rosso), normalizzate rispetto al valore massimo. Indicazione dei settori direzionali identificati.

I risultati qui riportati si adattano bene anche ai regimi direzionali annuali e stagionali (cfr. figure dalla Figura 28 alla Figura 34 in cui sono ripostati i regimi direzionali annuali, estivi, autunnali, invernali e primaverili come rose dei venti e come tavole di occorrenza numerale e percentuale).

Si annota che i dati utilizzati per il calcolo dei regimi si riferiscono alla serie completa, cioè sono stati utilizzati anche quei dati registrati in anni in cui il rendimento medio annuale di misurazione non era soddisfacente ai fini dell'analisi degli estremi, ovvero allorquando le serie annuali presentavano andamenti eccessivamente frammentati. Nella tabella sottostante si riportano il numero totale dei dati analizzati, quello dei dati nulli e quello dei valori di calma (con altezza significativa inferiore o uguale a 0,5 m).

Numerosità				
75968				
Dati nulli	In inverno	In primavera	In estate	In autunno
23991	6977	6345	4672	5997
Stati di calma	In inverno	In primavera	In estate	In autunno
20138	3262	5938	7852	3086

Tabella dei rendimenti stagionali e dell'occorrenza degli stati di calma, per cui $H_{m0} \leq 0,5 m$.

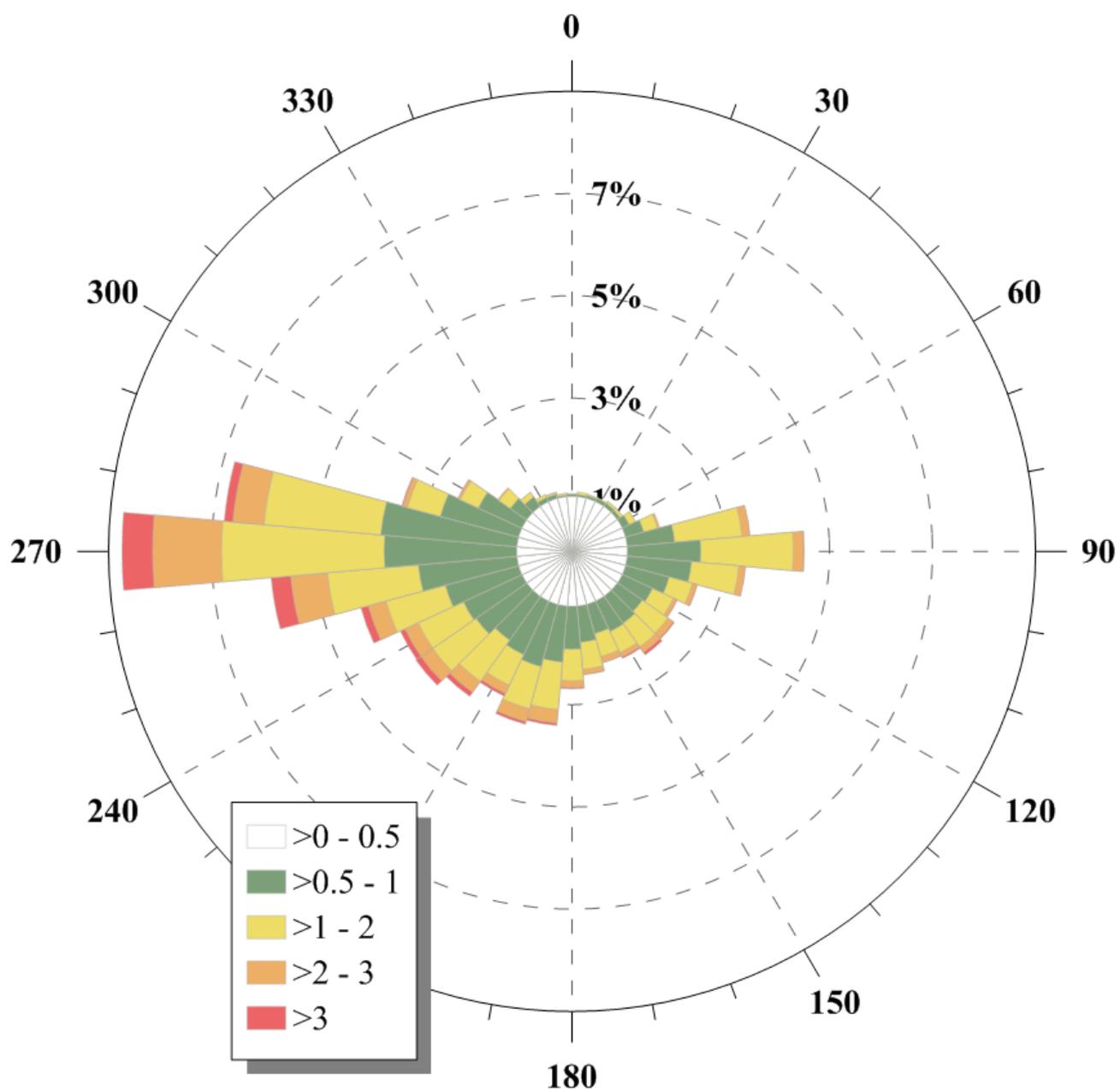


Figura 28 – Regime direzionale annuale.

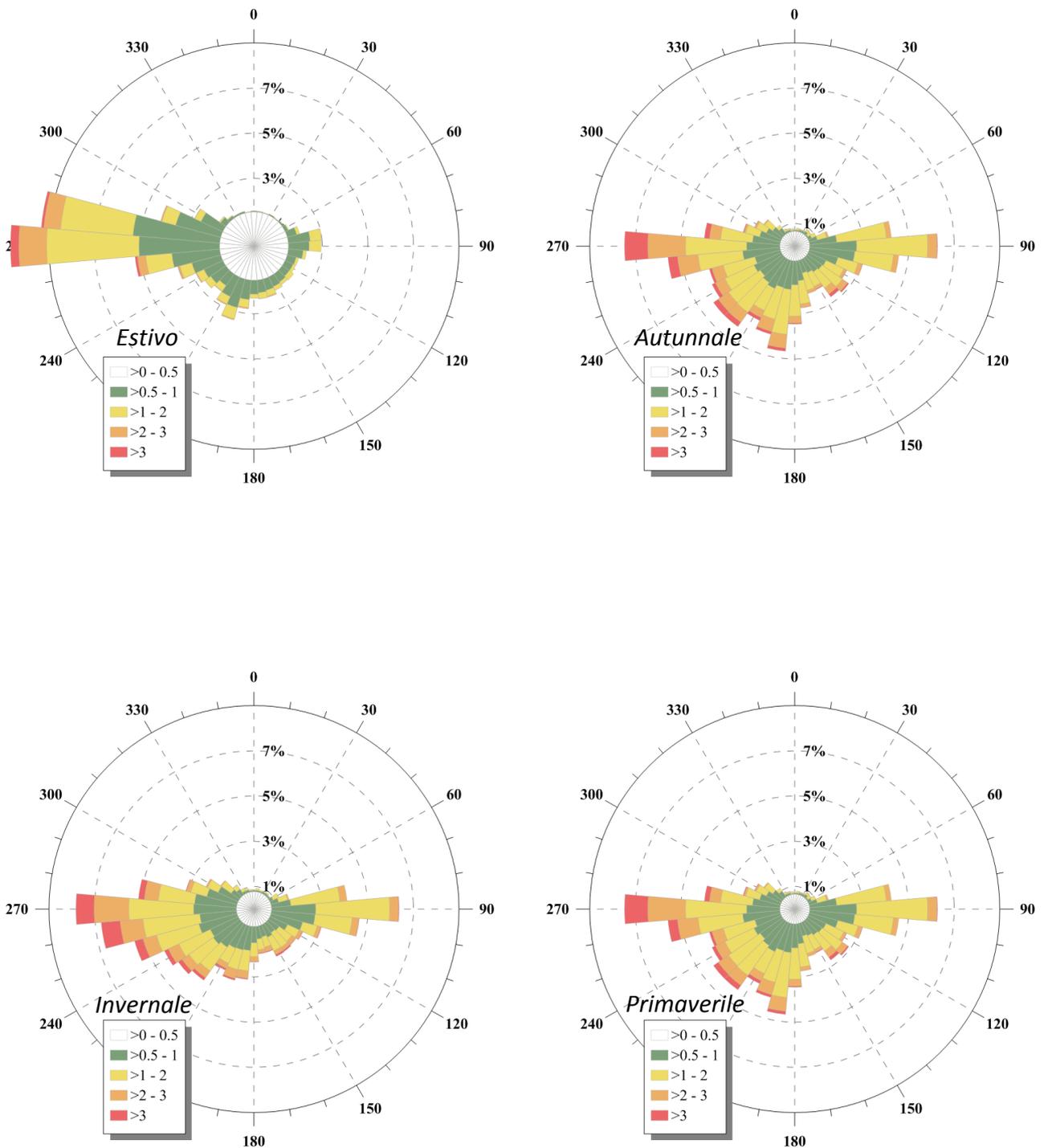


Figura 29 – Regimi direzionali stagionali.

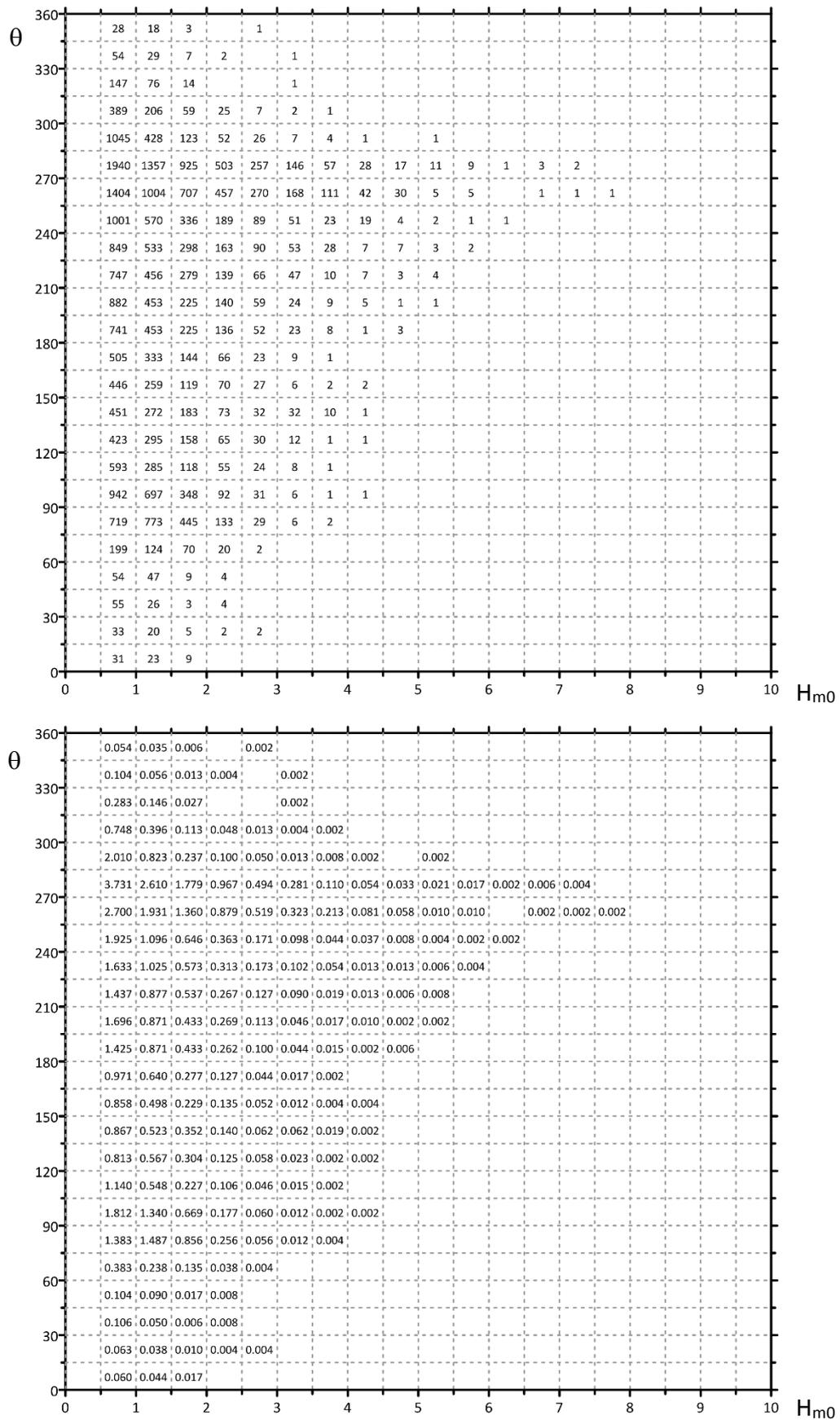


Figura 30 – Tavole di occorrenza numeraria e percentuale - regimi annuali.

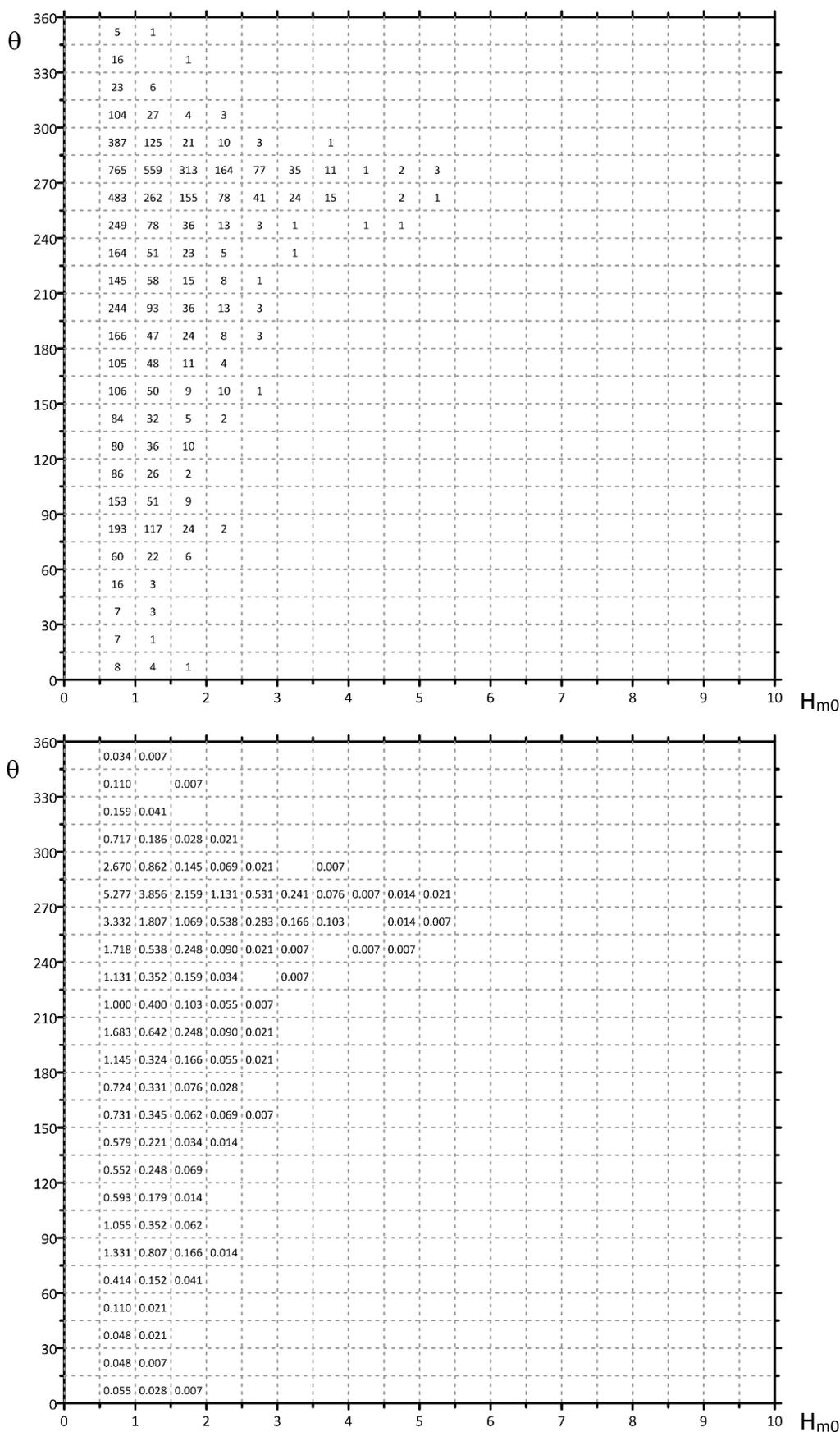


Figura 31 – Tavole di occorrenza numeraria e percentuale - regimi estivi.

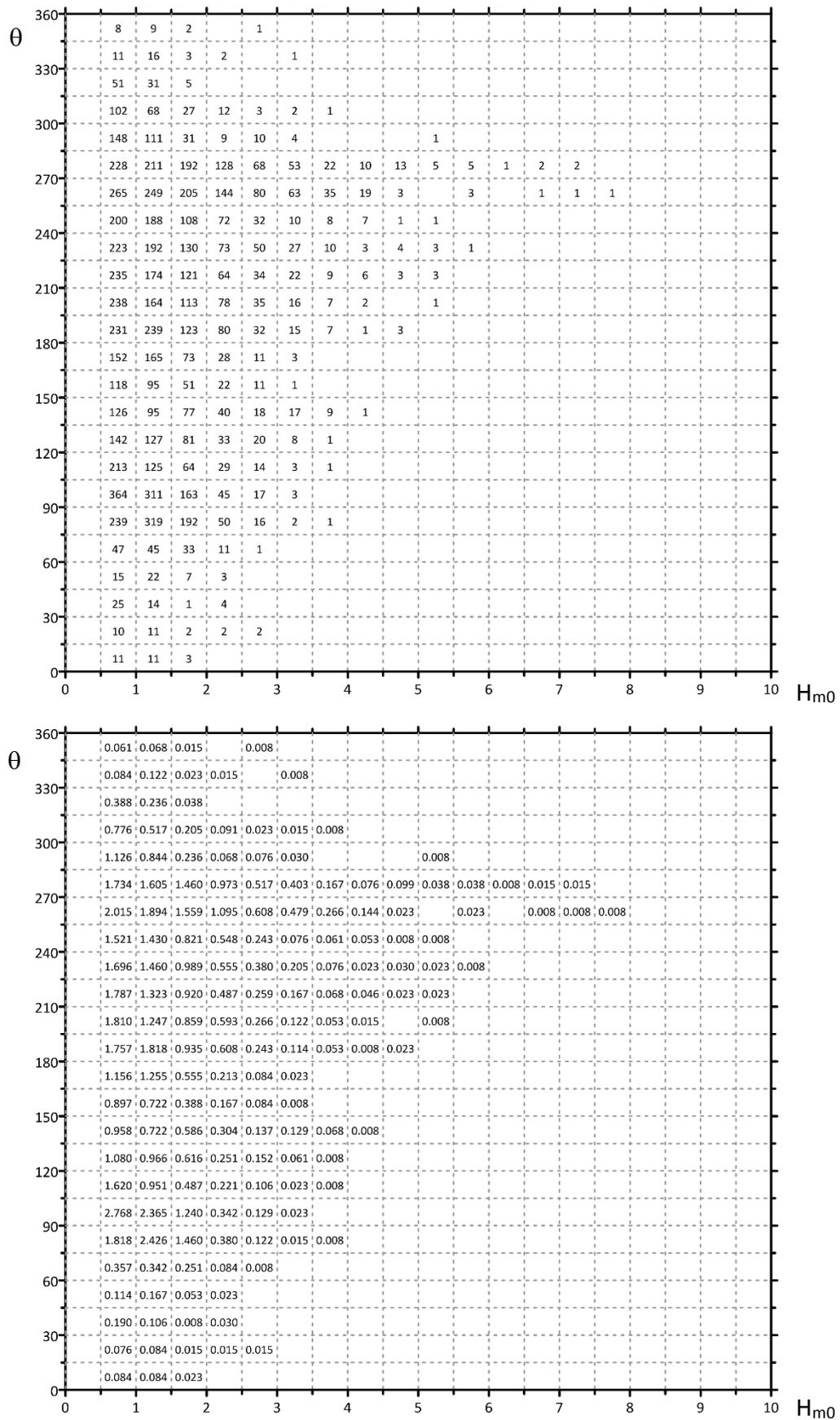


Figura 32 – Tavole di occorrenza numeraria e percentuale - regimi autunnali.

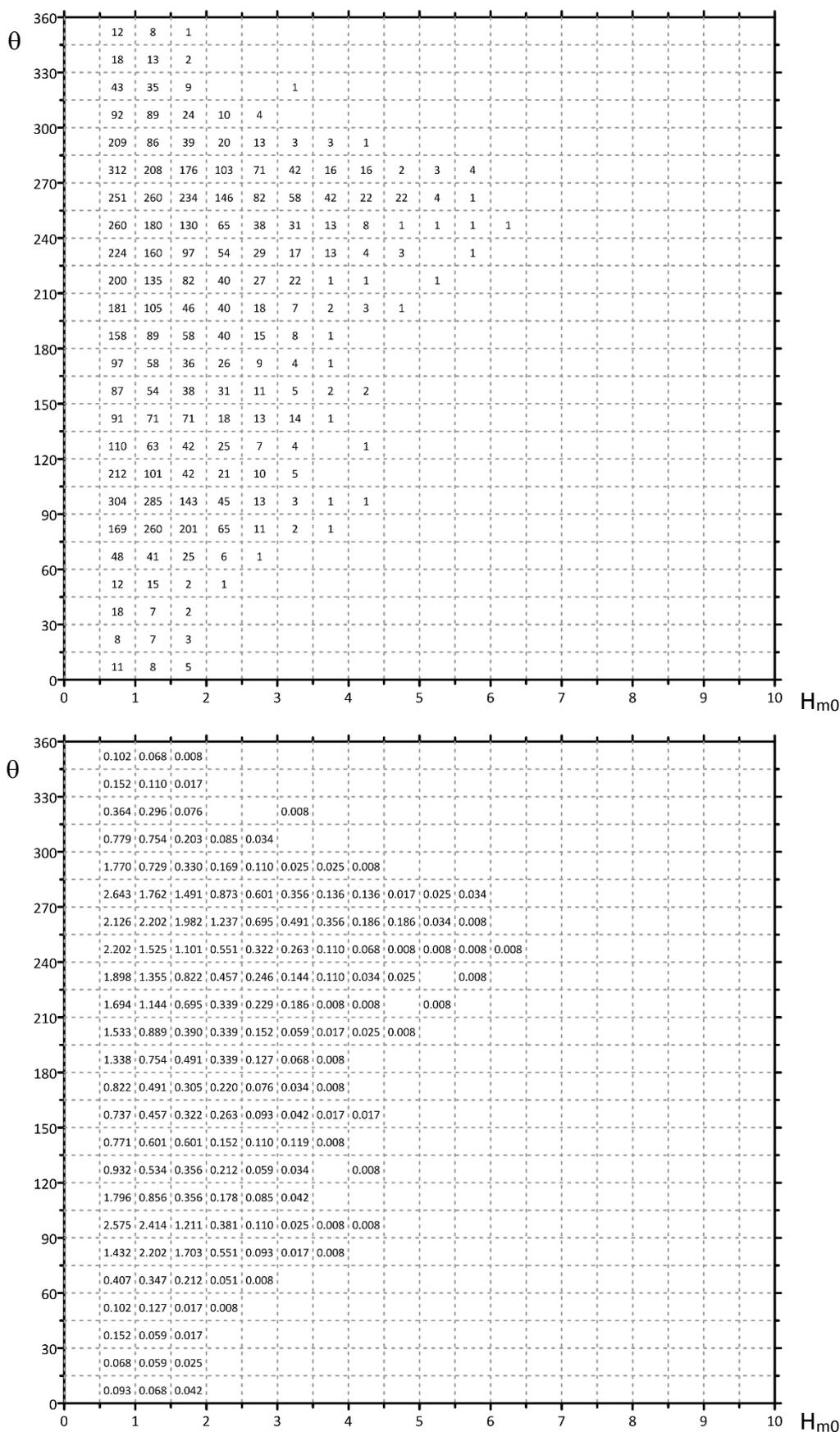


Figura 33 – Tavole di occorrenza numeraria e percentuale - regimi invernali.

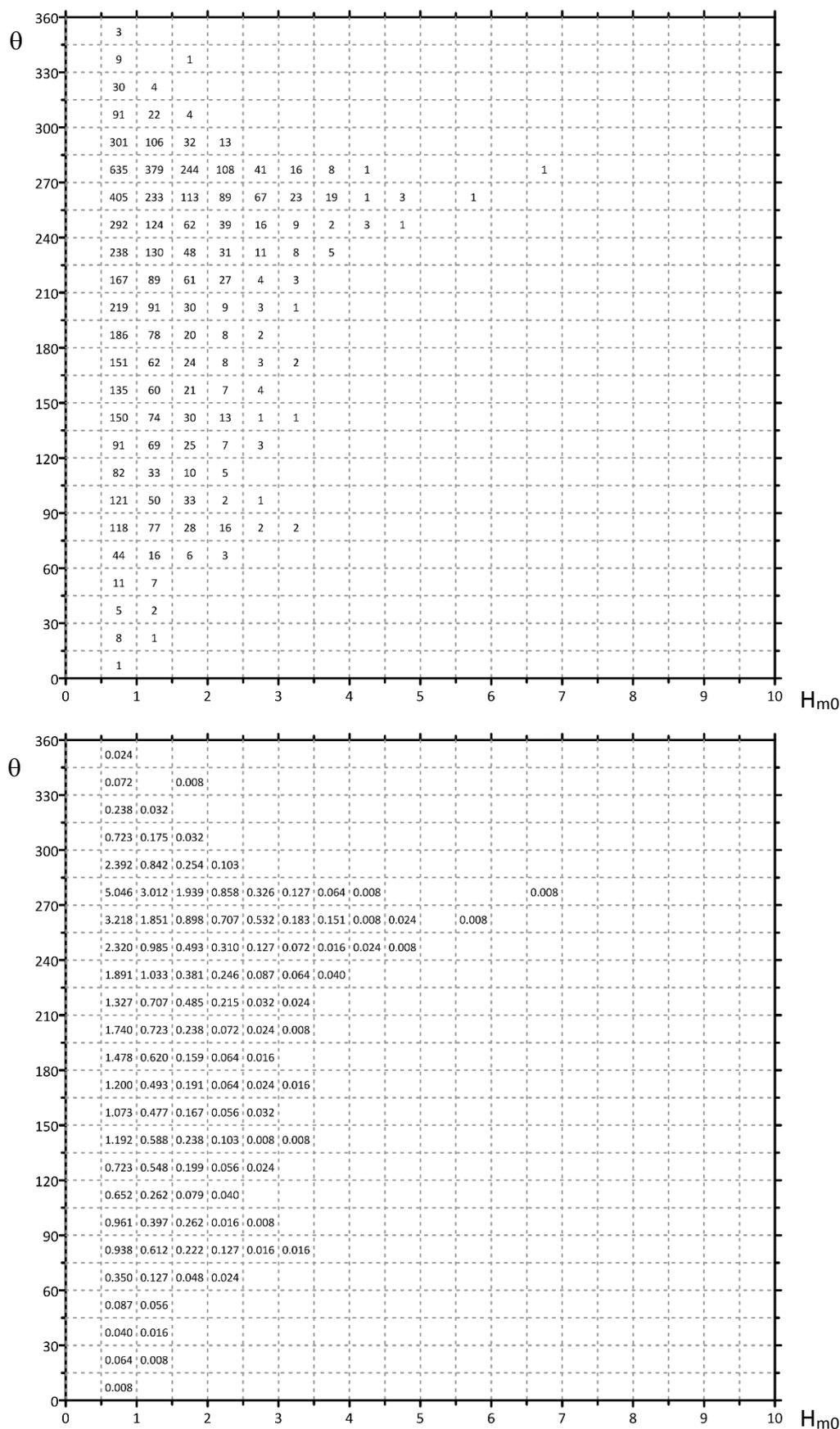


Figura 34 – Tavole di occorrenza numeraria e percentuale - regimi primaverili.

Selezione dei dati omogenei e indipendenti

Selezionati gli stati di mare in base alla loro direzione di provenienza, si devono identificare dei criteri per l'identificazione dell'insieme campionario **omogeneo** ed **indipendente**. La definizione dell'evento "mareggiata" permette di semplificare tale identificazione.

La mareggiata è qui definita come la successione cronologica degli stati di mare caratterizzati da una persistenza dell'altezza significativa sopra la soglia di 1.0 m maggiore di 12 ore consecutive e una persistenza sotto tale soglia non superiore a 6 ore consecutive. Nel caso di serie con misure mancanti, tale persistenza sotto soglia è assunta pari al doppio, ovvero la mareggiata termina se l'assenza di misure dura più di 12 ore, a prescindere dall'ultimo valore dell'altezza d'onda registrata.

Individuata la generica mareggiata, l'evento estremo associato è definito come il colmo d'intensità della successione degli stati di mare, ovvero l'estremo è associato al massimo valore d'altezza d'onda registrato ed ai simultanei valori di periodi e direzione.

L'indipendenza campionaria della serie dei colmi di mareggiata appartenenti ad un determinato settore è assicurata imponendo un intervallo di tempo minimo tra due successivi colmi. L'ampiezza di tale intervallo può essere calcolata in base alla funzione d'autocorrelazione della serie temporale osservata. Imponendo un'indipendenza debole tra gli elementi campionari, si può assumere che il ritardo tra due successivi colmi di mareggiata mutuamente indipendenti sia pari all'intervallo temporale che renda il valore della funzione di autocorrelazione sufficientemente piccolo (in letteratura si raccomanda un valore pari o inferiore a 0.4).

L'omogeneità dell'insieme analizzato può essere conseguita vagliando il campione indipendente per un determinato settore direzionale. In particolare, nel **metodo delle serie di durata parziale sopra soglia**, sono considerate omogenee le mareggiate (indipendenti) con valori d'altezza d'onda al colmo superiori ad una seconda soglia di troncamento.

La funzione di autocorrelazione dell'altezza significativa misurate e la variazione del numero di mareggiate selezionabili variando le soglie precedentemente indicate (minimo intervallo di successione, e soglia di troncamento) sono riportate nelle figure da Figura 35 a Figura 40 per tutti i settori direzionali individuati.

Nelle stesse figure è riportata la distribuzione ordinata in funzione del tempo di ritorno del campione selezionato imponendo il minimo intervallo di successione dei colmi pari a nove giorni e i

valori delle seconde soglie di troncamento pari a:

1. Primo settore ($70^{\circ}\text{N} \leq \theta < 170^{\circ}\text{N}$) – $H_{m_0} > 2,6$ m
2. Secondo settore ($170^{\circ}\text{N} \leq \theta < 250^{\circ}\text{N}$) – $H_{m_0} > 3,2$ m
3. Terzo settore ($250^{\circ}\text{N} \leq \theta < 310^{\circ}\text{N}$) – $H_{m_0} > 4,0$ m

Criteri di selezione dell'insieme omogeneo ed indipendente

Settore direzionale $70^{\circ}\text{N} \leq \theta < 170^{\circ}\text{N}$

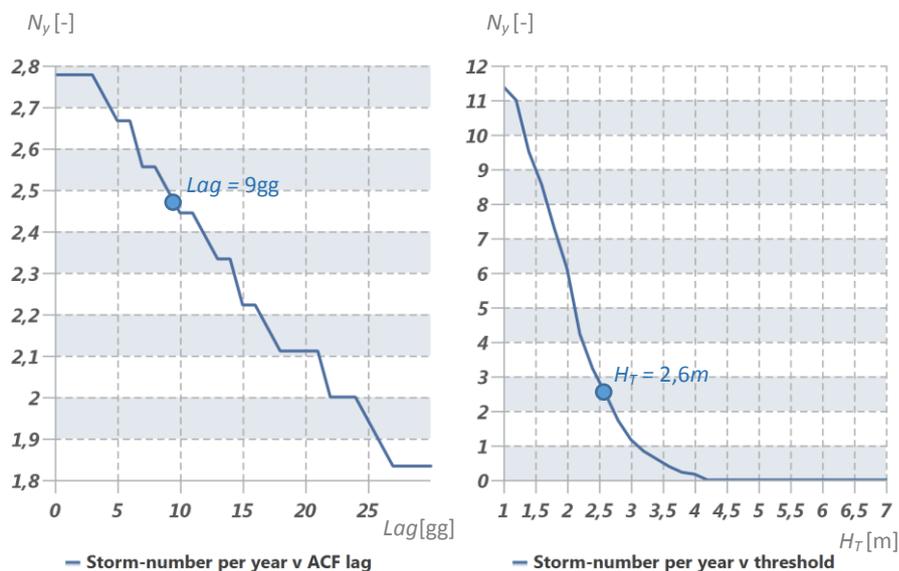
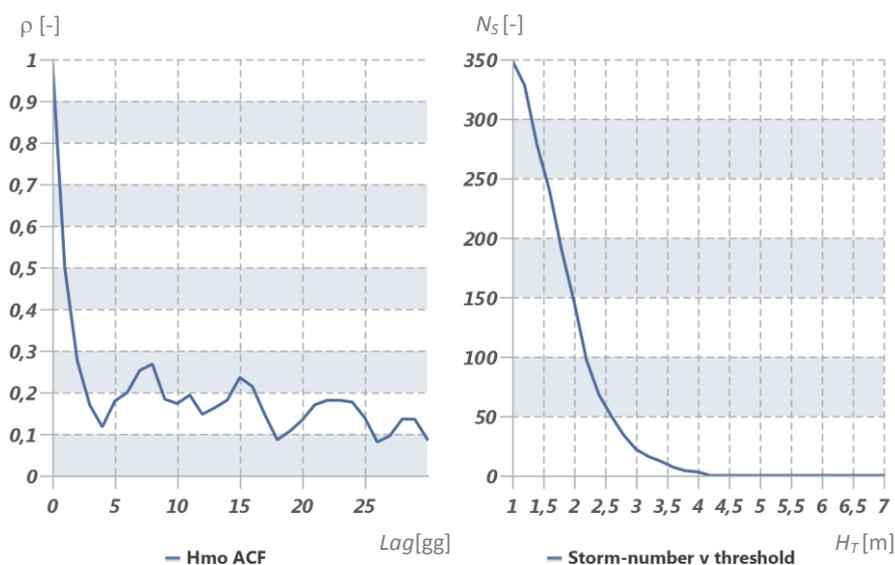
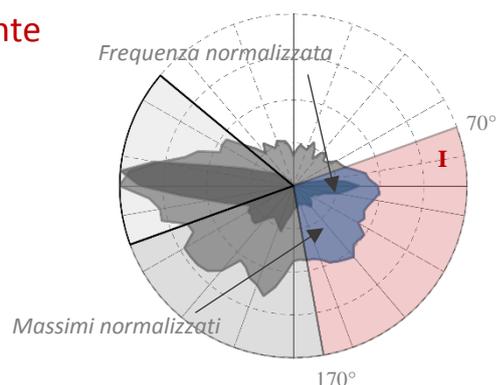


Figura 35 – Funzione di autocorrelazione dell'altezza significativa (in alto a sinistra). Variazione del numero di mareggiate selezionabili in funzione della soglia di troncamento a prescindere dall'intervallo di inter-arrivo (in alto al centro). Variazione del numero medio annuale di mareggiate selezionabili in funzione dell'intervallo temporale di inter-arrivo e della soglia di troncamento (in basso rispettivamente al centro a destra). Nei grafici in basso sono indicati i valori delle soglie imposti per il settore direzionale indicato.

Insieme omogeneo ed indipendente selezionato

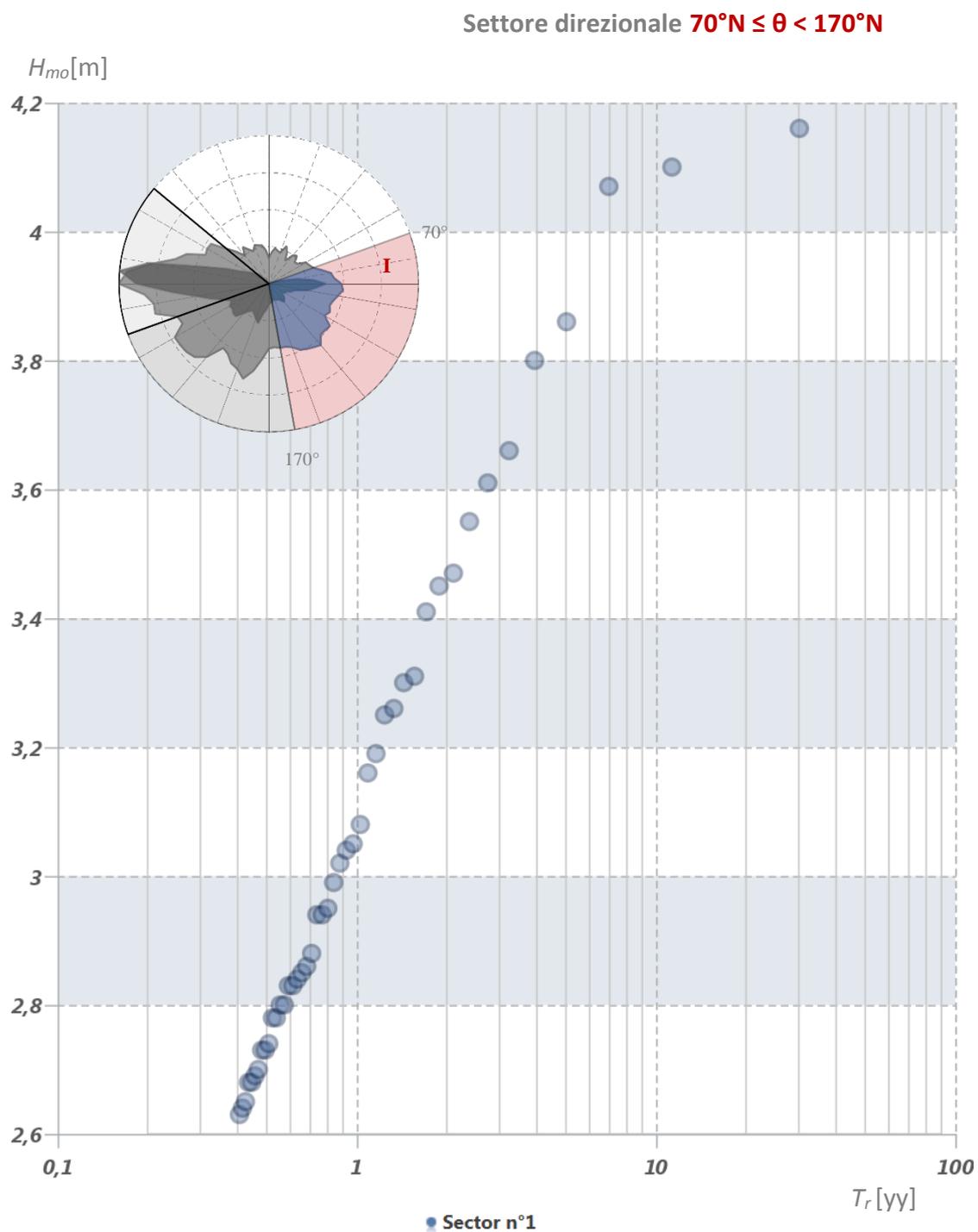


Figura 36 – Distribuzione ordinata del campione estremale estratto in funzione del tempo di ritorno.

Criteri di selezione dell'insieme omogeneo ed indipendente

Settore direzionale $170^\circ\text{N} \leq \theta < 250^\circ\text{N}$

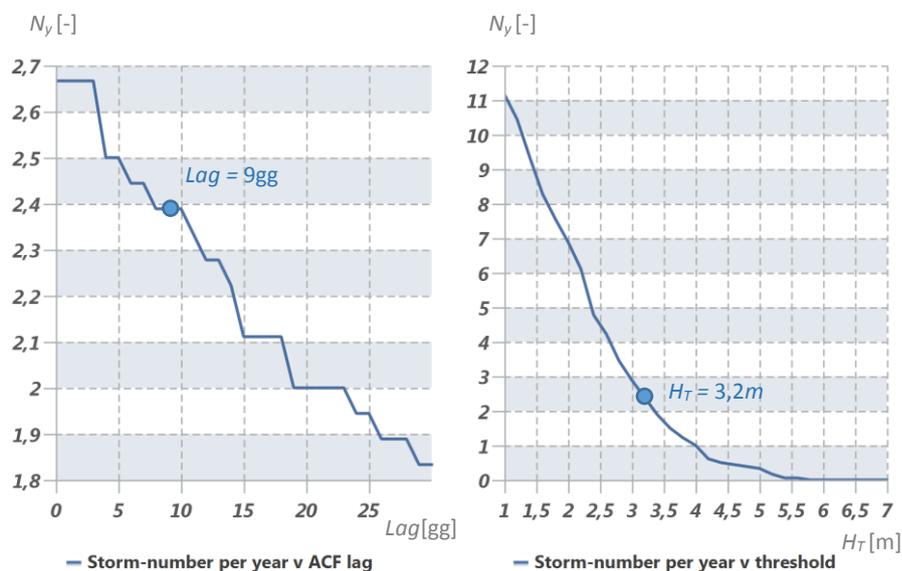
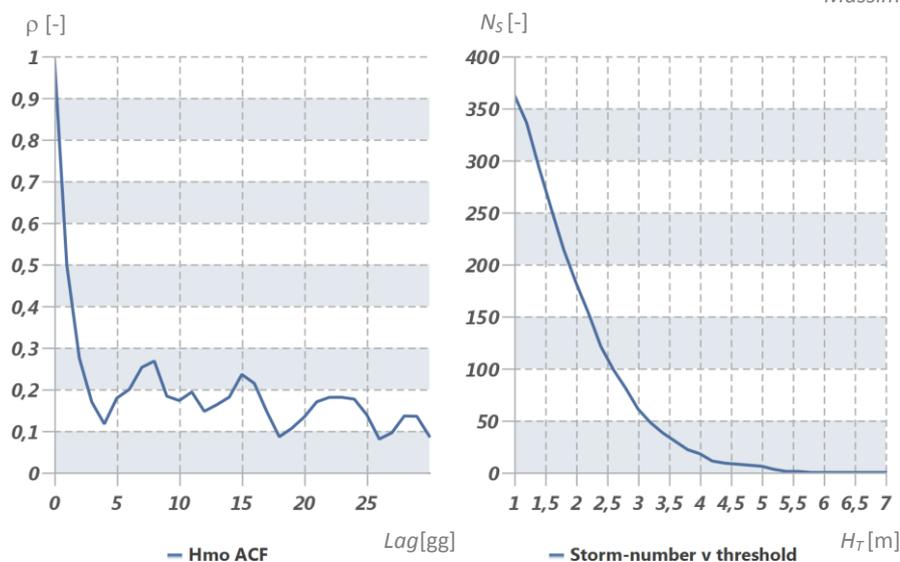
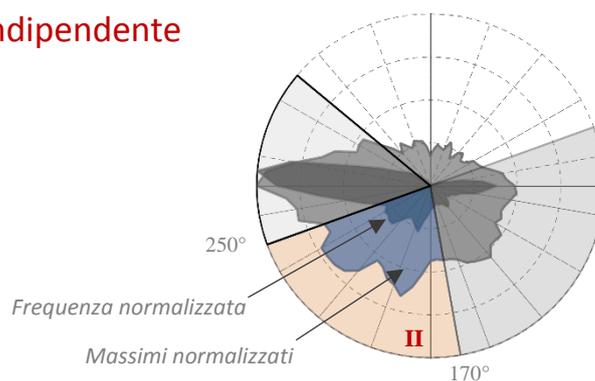


Figura 37 – Funzione di autocorrelazione dell'altezza significativa (in alto a sinistra). Variazione del numero di mareggiate selezionabili in funzione della soglia di troncamento a prescindere dall'intervallo di inter-arrivo (in alto al centro). Variazione del numero medio annuale di mareggiate selezionabili in funzione dell'intervallo temporale di inter-arrivo e della soglia di troncamento (in basso rispettivamente al centro a destra). Nei grafici in basso sono indicati i valori delle soglie imposti per il settore direzionale indicato.

Insieme omogeneo ed indipendente selezionato

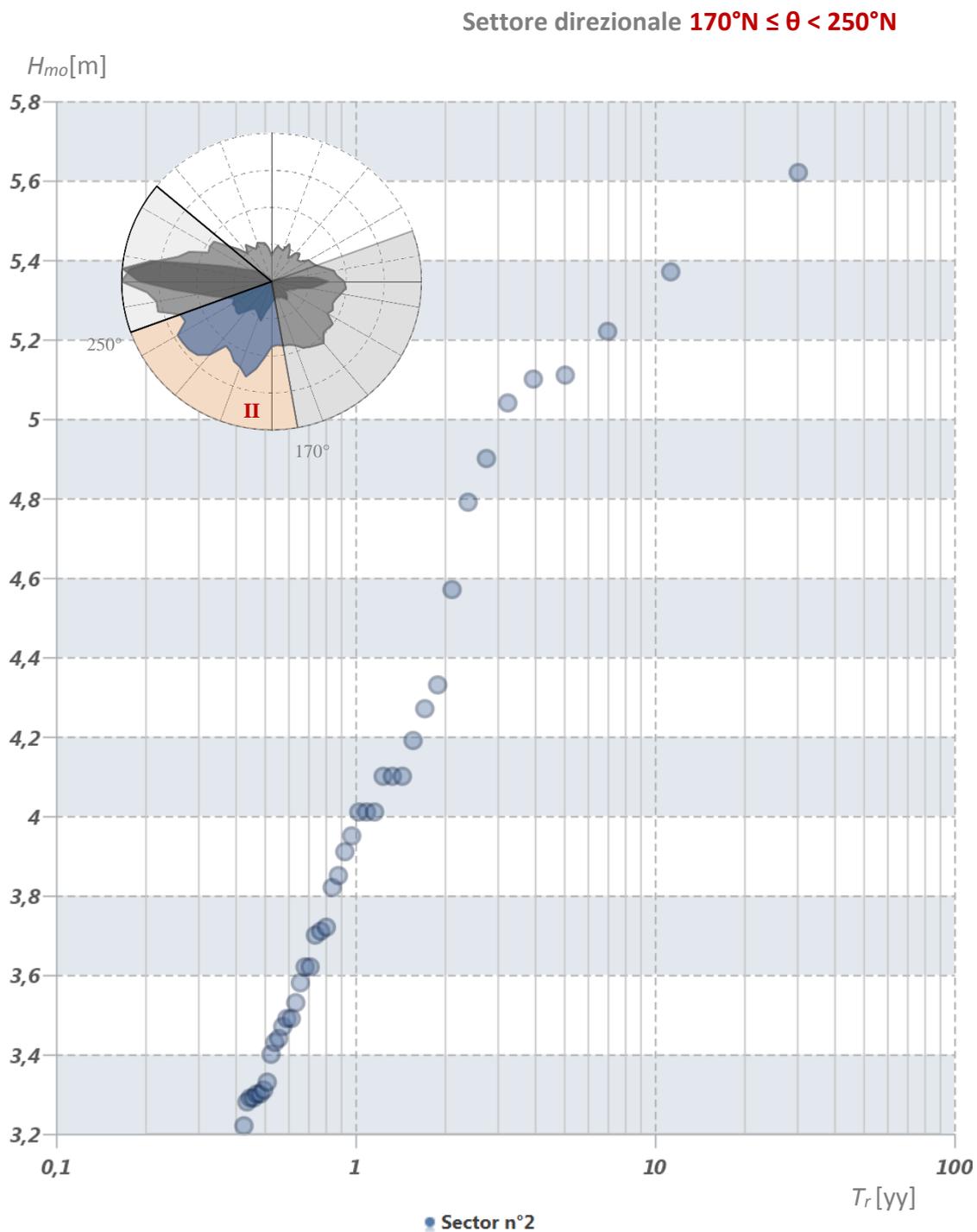


Figura 38 – Distribuzione ordinata del campione estremo estratto in funzione del tempo di ritorno.

Criteria di selezione dell'insieme omogeneo ed indipendente

Settore direzionale $250^{\circ}\text{N} \leq \theta < 310^{\circ}\text{N}$

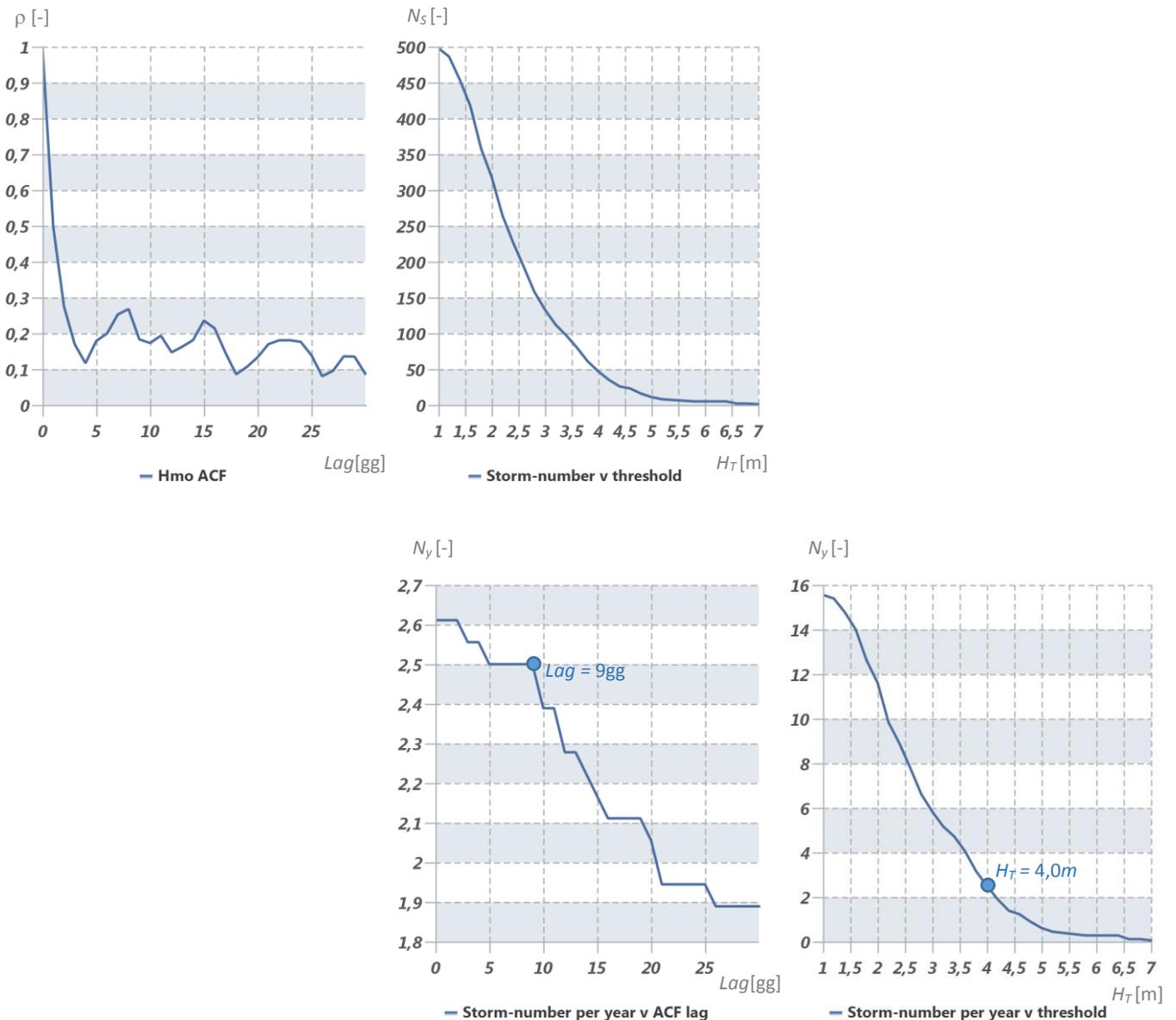
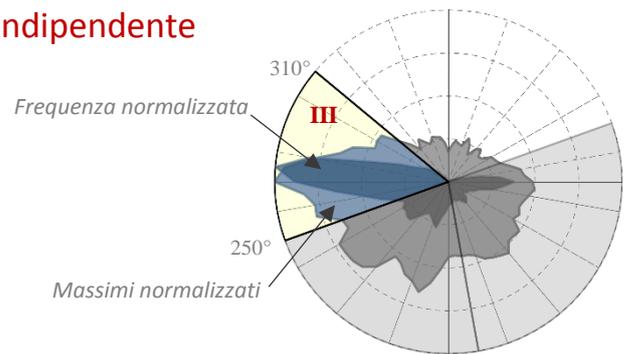


Figura 39 – Funzione di autocorrelazione dell'altezza significativa (in alto a sinistra). Variazione del numero di mareggiate selezionabili in funzione della soglia di troncamento a prescindere dall'intervallo di inter-arrivo (in alto al centro). Variazione del numero medio annuale di mareggiate selezionabili in funzione dell'intervallo temporale di inter-arrivo e della soglia di troncamento (in basso rispettivamente al centro a destra). Nei grafici in basso sono indicati i valori delle soglie imposti per il settore direzionale indicato.

Insieme omogeneo ed indipendente selezionato

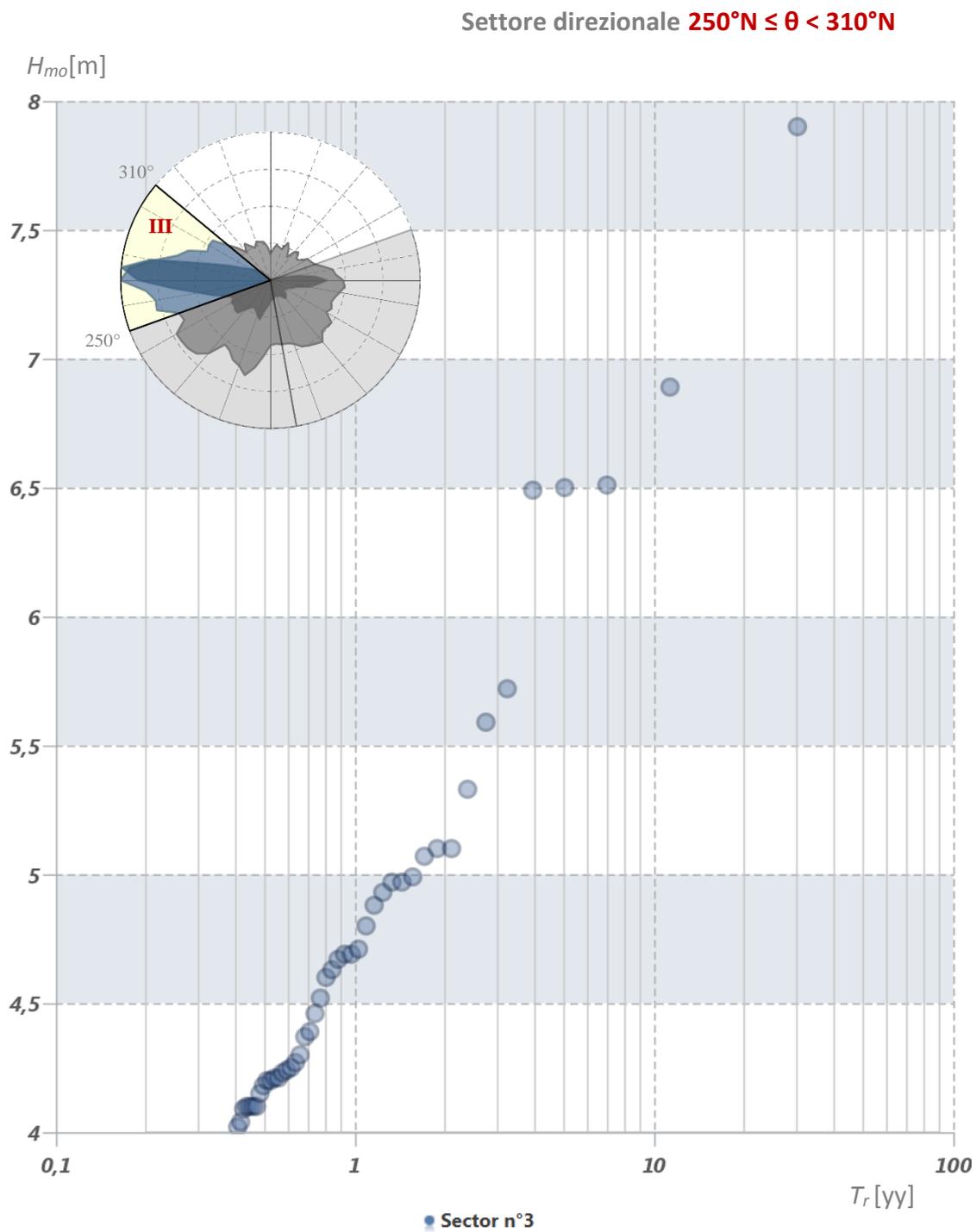


Figura 40 – Distribuzione ordinata del campione estremale estratto in funzione del tempo di ritorno.

Adattamento del modello probabilistico ai dati vagliati e calcolo degli intervalli di confidenza delle stime ottenute

La distribuzione di probabilità scelta per descrivere i colmi di mareggiata è quella di Weibull (III tipo limitata inferiormente), la cui espressione è:

$$P(H) = 1 - \exp\left(\frac{H-B}{A}\right)^k$$

in cui $P(H)$ è la probabilità cumulata di non superamento della soglia H , ossia la probabilità che l'argomento H non sia superato da un valore H_c casualmente scelto ($P(H) = P(H_c \leq H)$), mentre A è il fattore di scala, B è il fattore di posizione e k è il fattore di forma della distribuzione.

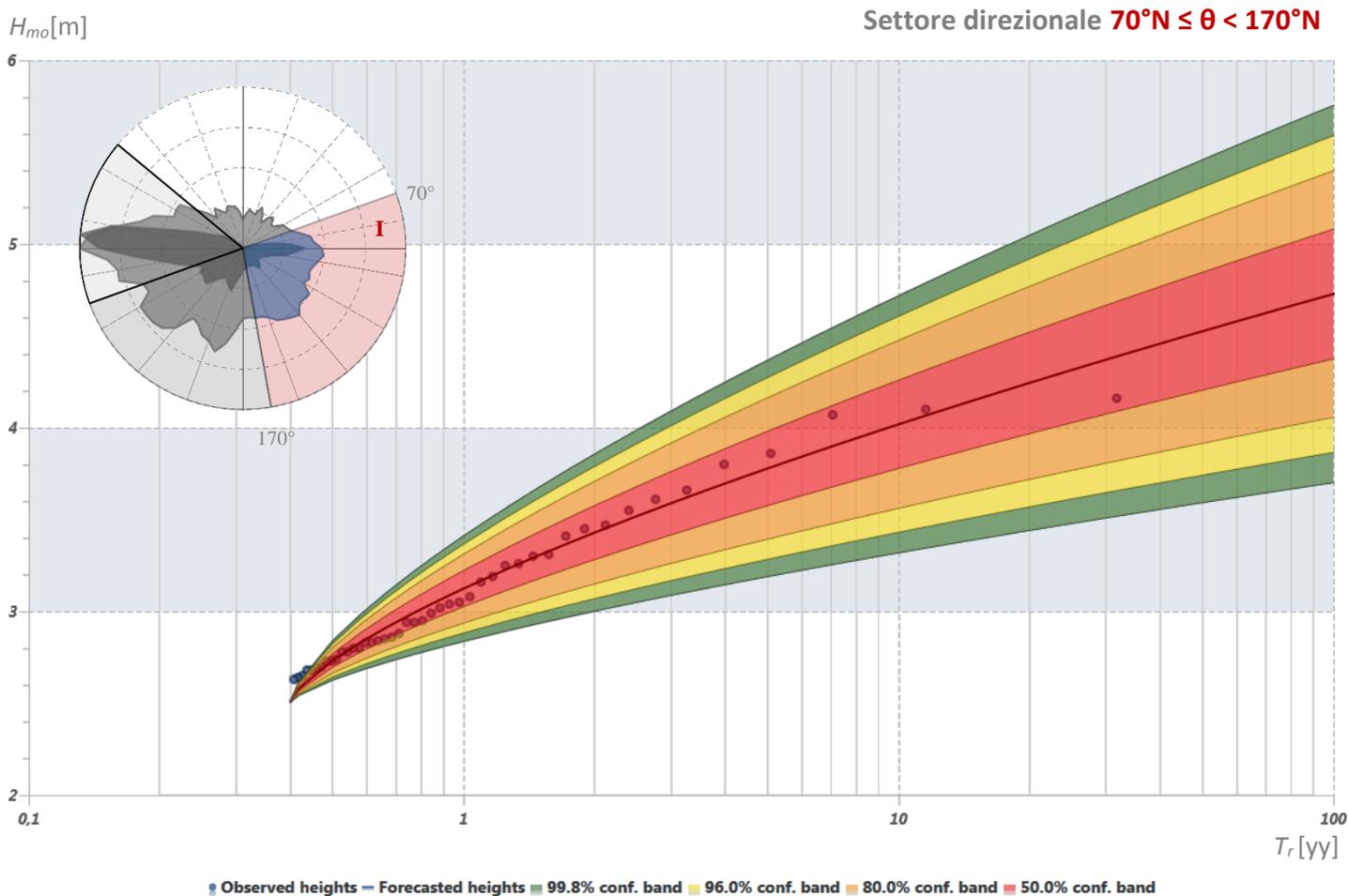
L'adattamento della distribuzione scelta all'insieme campionario identicamente distribuito è stato svolto con la tecnica dei minimi quadrati. La scelta tra le famiglie di distribuzioni di differente forma, fissata a priori con $k = (0,75; 1,0; 1,4; 2,0)$, è stata effettuata utilizzando il criterio del *minimo rapporto del residuo del coefficiente di correlazione* (criterio MIR, Goda e Kobune, 1990).

Infine, la determinazione degli intervalli di confidenza per diversi livelli di significatività è stata effettuata assumendo una distribuzione normale, con media nulla e varianza pari a (Goda 1988):

$$\sigma_{H_{m_0}} \left[\frac{1 + c_1(x_T - c_4 + c_5 \ln v)^2 \exp(c_2 N^{-4/3} + c_3 \sqrt{-\ln v})}{N} \right]$$

I livelli di significatività assegnati agli intervalli di confidenza calcolati sono stati posti pari a 50%, 80%, 90%, 95%. Tali livelli permettono di calcolare l'altezza d'onda significativa con probabilità di superamento rispettivamente pari a 25%, 10%, 5% e 2,5%.

Nelle figure da Figura 41 a Figura 43 sono riportati i risultati ottenuti in termini grafici e tabellari.

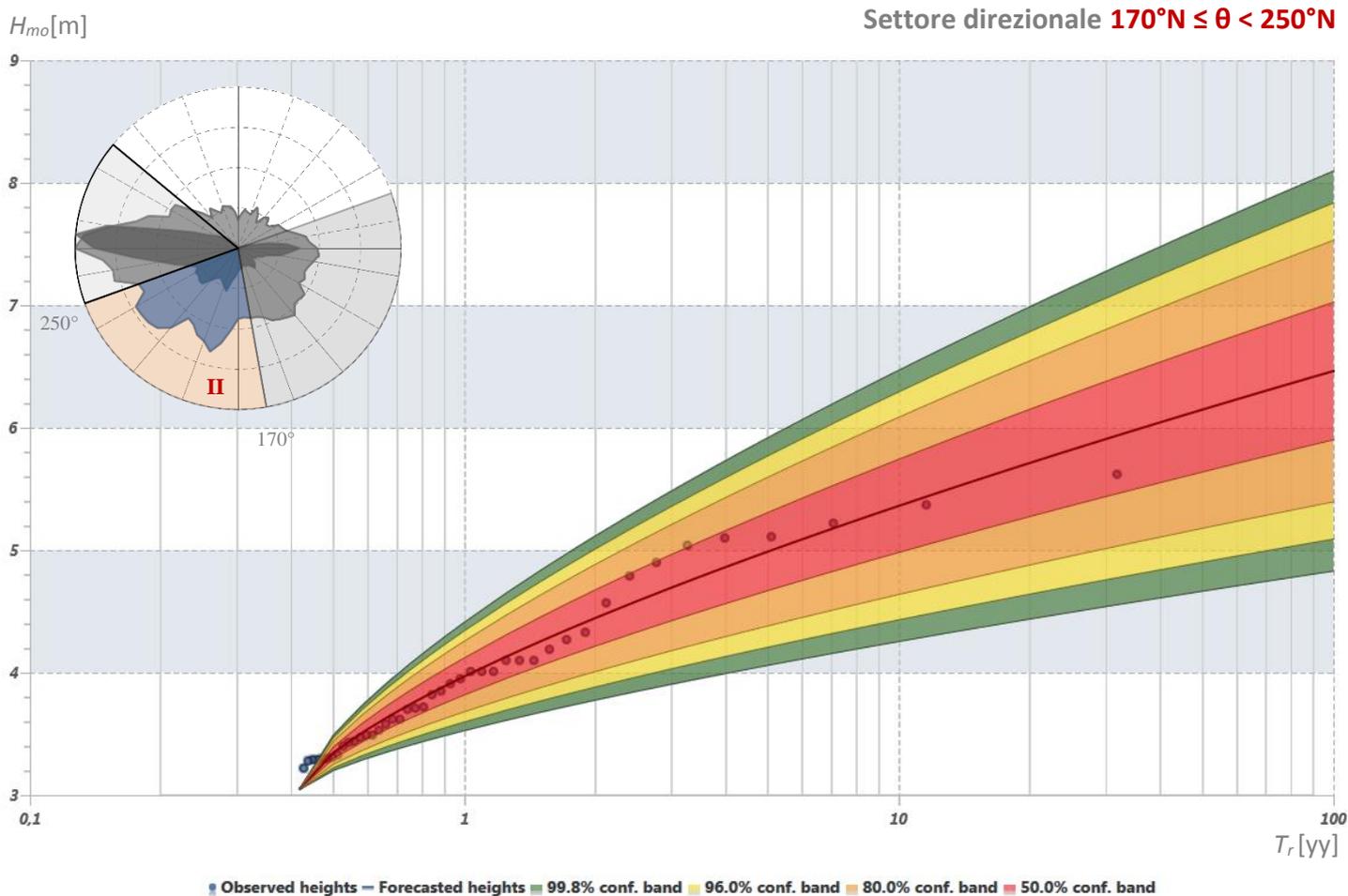


N_{ev}	λ	A	B	k	c_0	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5	H_m	H_{mx}	σ_H	γ_{50}	H_1	$H_1^{Q2,5}$	H_{10}	$H_{10}^{Q2,5}$	H_{50}	H_{50}^{Q25}	H_{50}^{Q10}	H_{50}^{Q5}	$H_{50}^{Q2,5}$
45	2,5	0,65	2,51	1,4	2,42	2,05	11,4	0,69	0,4	0,72	3,1	4,2	0,4	1,45	3,1	3,4	4,0	4,7	4,5	4,9	5,1	5,3	5,5

Legenda

N_{ev} = Numero di eventi estratti	c_1 = Costante della deviazione σ_z	H_{mx} = Altezza osservata massima	$H_{10}^{Q2,5}$ = Quantile superato al 2,5%
λ = Numero eventi medio annuo	c_2 = Costante della deviazione σ_z	σ_H = Deviazione altezze osservate	H_{50} = Altezza con T_r di 50 anni
A = Fattore di scala	c_3 = Costante della deviazione σ_z	$\gamma_{50} = H_{50}/H_1$	H_{50}^{Q25} = Quantile superato al 25%
B = Fattore di posizione	c_4 = Costante della deviazione σ_z	H_1 = Altezza con T_r di 1 anno	H_{50}^{Q10} = Quantile superato al 10%
k = Fattore di forma	c_5 = Costante della deviazione σ_z	$H_1^{Q2,5}$ = Quantile superato al 2,5%	H_{50}^{Q5} = Quantile superato al 5%
c_0 = Costante della deviazione σ_z	H_m = Altezza osservata media	H_{10} = Altezza con T_r di 10 anni	$H_{50}^{Q2,5}$ = Quantile superato al 2,5%

Figura 41 – Andamento del modello probabilistico di Weibull adattato all'insieme campionario selezionato per il settore analizzato, corredato delle bande di confidenza al 50% (rosse), 80% (arancioni), 90% (gialle), 95% (verdi). Tabella riassuntiva dei principali parametri necessari alla modellazione probabilistica.

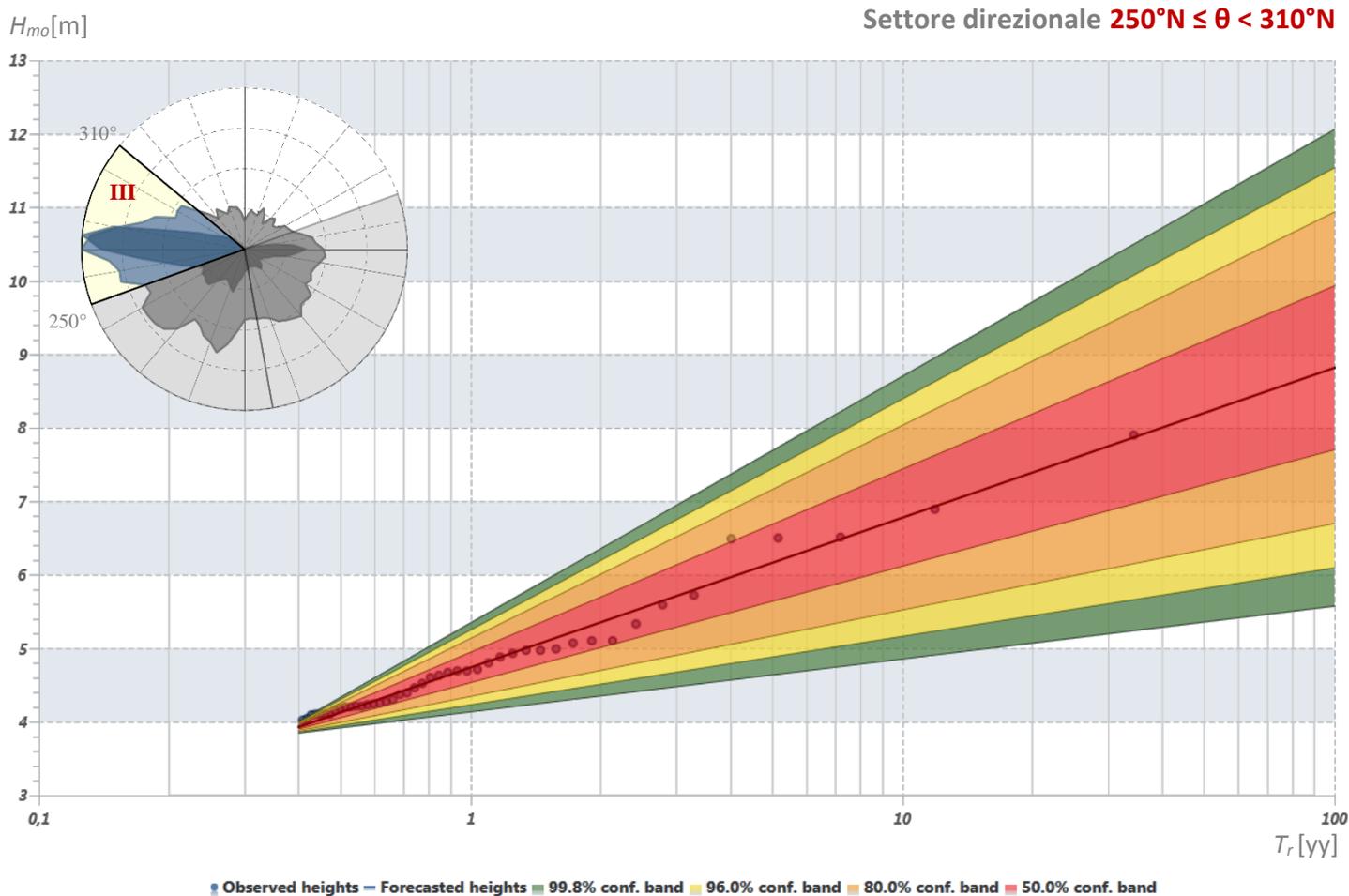


N_{ev}	λ	A	B	k	c_0	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5	H_m	H_{mx}	σ_H	γ_{50}	H_1	$H_1^{Q2,5}$	H_{10}	$H_{10}^{Q2,5}$	H_{50}	H_{50}^{Q25}	H_{50}^{Q10}	H_{50}^{Q5}	$H_{50}^{Q2,5}$
43	2,4	1,01	3,05	1,4	2,44	2,05	11,4	0,69	0,4	0,72	4,0	5,6	0,7	1,55	4,0	4,4	5,4	6,5	6,2	6,7	7,1	7,4	7,6

Legenda

N_{ev} = Numero di eventi estratti	c_1 = Costante della deviazione σ_z	H_{mx} = Altezza osservata massima	$H_{10}^{Q2,5}$ = Quantile superato al 2,5%
λ = Numero eventi medio annuo	c_2 = Costante della deviazione σ_z	σ_H = Deviazione altezze osservate	H_{50} = Altezza con T_r di 50 anni
A = Fattore di scala	c_3 = Costante della deviazione σ_z	$\gamma_{50} = H_{50}/H_1$	H_{50}^{Q25} = Quantile superato al 25%
B = Fattore di posizione	c_4 = Costante della deviazione σ_z	H_1 = Altezza con T_r di 1 anno	H_{50}^{Q10} = Quantile superato al 10%
k = Fattore di forma	c_5 = Costante della deviazione σ_z	$H_1^{Q2,5}$ = Quantile superato al 2,5%	H_{50}^{Q5} = Quantile superato al 5%
c_0 = Costante della deviazione σ_z	H_m = Altezza osservata media	H_{10} = Altezza con T_r di 10 anni	$H_{50}^{Q2,5}$ = Quantile superato al 2,5%

Figura 42 – Andamento del modello probabilistico di Weibull adattato all'insieme campionario selezionato per il settore analizzato, corredato delle bande di confidenza al 50% (rosse), 80% (arancioni), 90% (gialle), 95% (verdi). Tabella riassuntiva dei principali parametri necessari alla modellazione probabilistica.



N_{ev}	λ	A	B	k	c_0	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5	H_m	H_{mx}	σ_H	γ_{50}	H_1	$H_1^{Q2,5}$	H_{10}	$H_{10}^{Q2,5}$	H_{50}	H_{50}^{Q25}	H_{50}^{Q10}	H_{50}^{Q5}	$H_{50}^{Q2,5}$
45	2,5	0,89	3,93	1,0	2,27	1,92	11,4	0,0	0,3	0,9	4,8	7,9	0,9	1,73	4,7	5,3	6,8	8,7	8,2	9,2	10,1	10,6	11,1

Legenda

N_{ev} = Numero di eventi estratti	c_1 = Costante della deviazione σ_z	H_{mx} = Altezza osservata massima	$H_{10}^{Q2,5}$ = Quantile superato al 2,5%
λ = Numero eventi medio annuo	c_2 = Costante della deviazione σ_z	σ_H = Deviazione altezze osservate	H_{50} = Altezza con T_r di 50 anni
A = Fattore di scala	c_3 = Costante della deviazione σ_z	$\gamma_{50} = H_{50}/H_1$	H_{50}^{Q25} = Quantile superato al 25%
B = Fattore di posizione	c_4 = Costante della deviazione σ_z	H_1 = Altezza con T_r di 1 anno	H_{50}^{Q10} = Quantile superato al 10%
k = Fattore di forma	c_5 = Costante della deviazione σ_z	$H_1^{Q2,5}$ = Quantile superato al 2,5%	H_{50}^{Q5} = Quantile superato al 5%
c_0 = Costante della deviazione σ_z	H_m = Altezza osservata media	H_{10} = Altezza con T_r di 10 anni	$H_{50}^{Q2,5}$ = Quantile superato al 2,5%

Figura 43 – Andamento del modello probabilistico di Weibull adattato all'insieme campionario selezionato per il settore analizzato, corredato delle bande di confidenza al 50% (rosse), 80% (arancioni), 90% (gialle), 95% (verdi). Tabella riassuntiva dei principali parametri necessari alla modellazione probabilistica.

Massima altezza d'onda prevedibile in un assegnato intervallo temporale

Il fine ultimo delle analisi degli eventi estremi è il calcolo dell'altezza d'onda di progetto, informazione basilare per il dimensionamento di qualsiasi opera marittima. Infatti, l'onda di progetto rappresenta le condizioni ambientali da ritenersi pericolose ai fini della stabilità delle strutture.

Per stabilire tale valore si devono necessariamente prendere in considerazione due informazioni: la vita utile dell'opera da progettare ed il livello di rischio accettabile.

Il livello di probabilità di non superamento dell'altezza d'onda di progetto dovrebbe quindi scaturire a rigore da un' **analisi costi/benefici** che confronti i maggiori costi di costruzione con i benefici di un minore, ovvero mancante, periodo di inutilizzo delle infrastrutture a seguito di danneggiamenti e, di contro, il beneficio del risparmio sui costi di costruzione con i costi periodici di riparazione dell'opera per tutta la sua vita utile.

Per il calcolo dell'altezza d'onda di progetto, quindi, concorrono sia le peculiari informazioni probabilistiche del campione osservato, sia la durata dell'intervallo su cui si vuole estendere la previsione, sia il livello di probabilità ammissibile che quest'ultima sia disattesa.

Normalmente, per identificare la durata dell'intervallo su cui si vuole estendere la previsione statistica, si ricorre al concetto di *tempo di ritorno* (T_R), definito come l'intervallo temporale di attesa medio che intercorre tra due successivi eventi di uguale intensità pari ad H .

Spesso il tempo di ritorno è interpretato in senso deterministico, come se il valore trovato fosse certo. In realtà, **il periodo di ritorno è definito come valore medio** dei tempi di inter-arrivo degli eventi d'intensità pari ad H ed è dunque soggetto a variabilità statistica. Di fatto, la probabilità che un evento con un dato tempo di ritorno (T_R) si verifichi in un determinato intervallo temporale (τ) di osservazione è fornito dalla *probabilità di incontro* (P_I). Tale probabilità è spesso approssimata con l'espressione

$$P_I(H_{T_R}) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^\tau$$

mentre la sua espressione esatta (Borgman, 1963) è la seguente:

$$P_I(H_{T_R}) = 1 - \exp\left(-\frac{\tau}{T_R}\right)$$

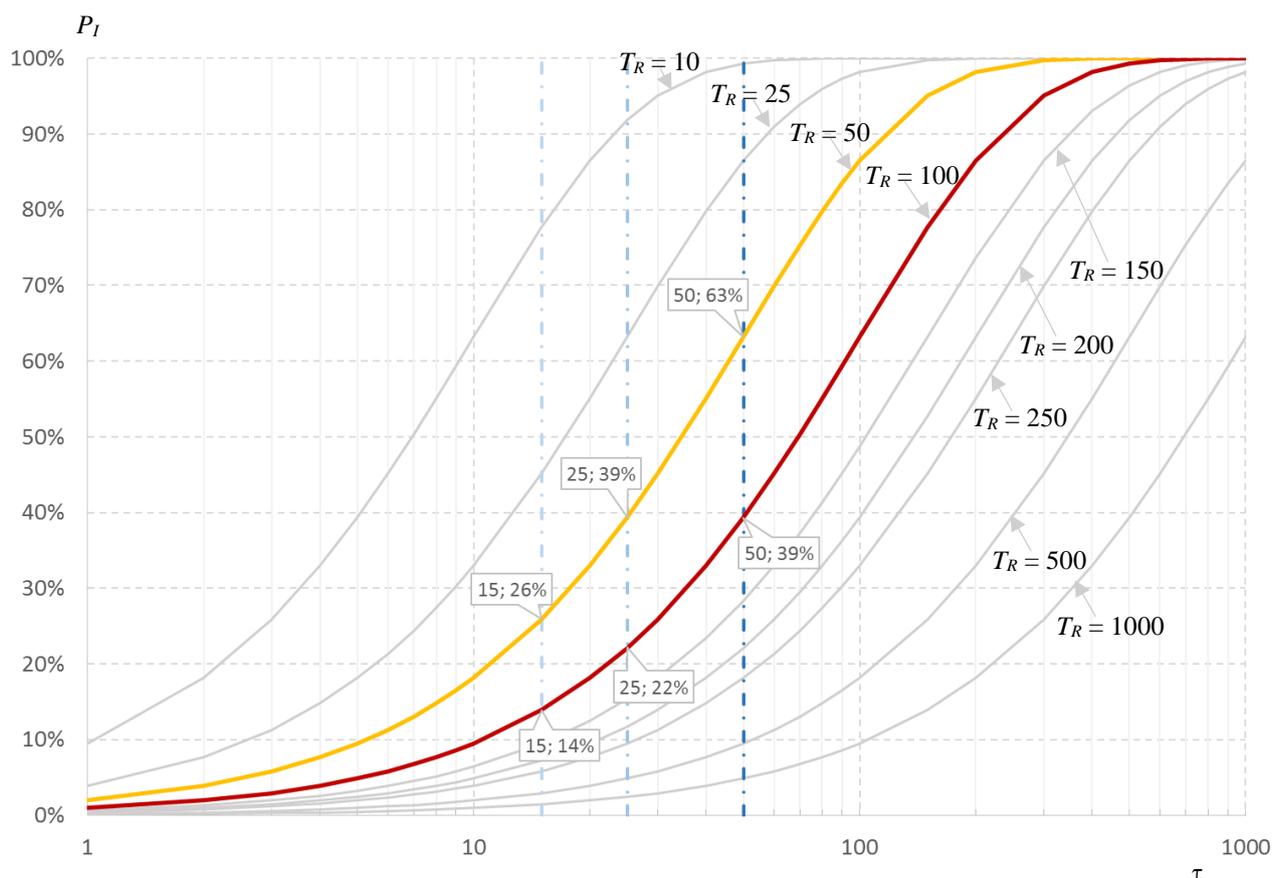


Figura 44 – Andamento della probabilità di incontro (P_I) in funzione del periodo di osservazione (τ) e del tempo di ritorno (T_R) dell'evento atteso.

Calcolando tale probabilità variando il periodo di ritorno ed l'intervallo d'osservazione si ottengono le curve rappresentate in Figura 44. Come si può facilmente constatare, un evento con tempo di ritorno pari a 50 anni ha una probabilità di accadimento in un periodo di 50 anni pari al 63%.

Dunque, la definizione del livello di probabilità (tempo di ritorno) da assegnare all'altezza d'onda di progetto non può prescindere dall'indicazione del livello di rischio accettabile per l'opera in progetto e dalla durata in cui la stessa debba assicurare un adeguato funzionamento (vita utile).

Per stabilire il tempo di vita utile di un'opera marittima e i livelli di rischio accettabili nel corso di tale vita utile, *in via preliminare*, si può ricorrere alle tabelle fornite dal CNR-GNCDI (1996) e riportate nelle "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime".

Raccomandazioni ed avvertenze

Il metodo qui utilizzato per svolgere l'inferenza statistica degli eventi estremi è basato sugli studi e le indicazioni presentati alla comunità scientifica internazionale dal Prof. Y. Goda in una serie di articoli nel corso degli anni '80 e successivamente adottati dai principali esponenti della comunità scientifica e tecnica marittima.

La metodologia adottata, tuttavia, presenta delle **vulnerabilità**, la prima delle quali è l'uso di coefficienti di forma fissati a priori che limita la "capacità" della legge di probabilità di adattarsi al campione selezionato. Ancora, la metodologia proposta dal Prof. Goda prevede l'impiego del metodo dei minimi quadrati per l'adattamento della legge di distribuzione di probabilità di forma assegnata all'insieme campionario. Tale tecnica presuppone la conoscenza della probabilità di non superamento associata a ciascun evento considerato. Quest'ultima è incognita ed è approssimata con la frequenza di non superamento dell'evento campionario che però coincide con la prima solo al tendere all'infinito della numerosità dell'insieme campionario.

Dunque, per **insiemi con numerosità limitata**, quali quelli qui analizzati, assegnare agli eventi osservati una "posizione" sulla carta di probabilità ed una forma specifica alla legge di probabilità può **alterare significativamente** i risultati dell'inferenza statistica. Per evitare tale rischio si può ricorrere a **distribuzioni di forma arbitraria** e a **metodi di adattamento più sofisticati**, quali la *massima verosimiglianza* ed i *momenti probabilistici lineari*. Per tali disamine si rimanda agli studi presenti alla [sezione perfezionamenti](#) del sito www.waveatlas.it.

Anche la **scelta del modello analitico** rappresentativo della distribuzione di probabilità dei colmi di mareggiata influenza, logicamente, i risultati dell'analisi estrema. Per **identificare la legge di distribuzione che meglio si adatta al particolare campione selezionato** si può ricorrere a diverse prove di adattamento, basate sulla misura della deviazione assoluta o della deviazione media che la legge adottata presenta rispetto all'insieme campionario, oppure sulla verifica delle informazioni intrinseche del campione selezionato, ovvero sul confronto dei fattori di forma propri delle distribuzioni di probabilità teoriche con quelli presentati dall'insieme campionario. Per tali disamine si rimanda agli studi presenti alla [sezione perfezionamenti](#) del sito www.waveatlas.it.

Ancora, le analisi statistiche qui svolte presuppongono che i dati analizzati siano stazionari, ovvero essi non varino nel tempo per fattori diversi dall'intrinseca variabilità insita nel fenomeno analizzato. La **stazionarietà annuale e decadale** degli eventi mareggiata non è qui stata analizzata.

Anche per tali disamine si rimanda agli studi presenti alla [sezione perfezionamenti](#) del sito www.waveatlas.it.

Infine, riguardo la **selezione del campione rappresentativo** di eventi omogenei ed indipendenti, la scelta dell'intervallo di inter-arrivo degli eventi e della soglia di troncamento è un'operazione molto delicata, poiché essa condiziona le stime dell'altezza d'onda con assegnato tempo di ritorno.

Soglie troppo basse, infatti, conducono ad avere molti elementi nel campione, parte dei quali tuttavia potrebbe non essere rappresentativa di condizioni estreme ed indipendenti. Tali insiemi campionari determinano previsioni stabili e con stretti intervalli di confidenza che però tendono generalmente a distorcere le stime dell'altezza d'onda con tempi di ritorno elevati.

Al contrario, soglie troppo alte conducono ad avere pochi elementi campionari, pur se tutti rappresentativi di condizioni estreme ed indipendenti. Tali insiemi campionari determinano previsioni variabili con la numerosità campionaria, con ampi intervalli di confidenza e, inoltre, producono un'eccessiva influenza dei valori osservati sulle stime dell'altezza d'onda con tempi di ritorno elevati.

Anche la presenza di misure mancanti all'interno della mareggiata può alterare l'omogeneità del campione selezionato. Si pensi ad esempio alla circostanza per cui proprio il colmo della mareggiata sia stato perso nella registrazione; tale circostanza è tutt'altro che infrequente poiché sono proprio le condizioni ambientali più avverse quelle che producono minor efficienza di misura.

Per tali disamine si rimanda agli studi presenti nella [sezione perfezionamenti](#) del sito www.waveatlas.it.

Nella medesima sezione sono raggruppati anche gli studi d'inferenza statistica svolti rinunciando all'uso delle serie tronche e ricorrendo alla **tecnica di selezione dei blocchi** (massimi annuali o stagionali).

Prima di stabilire il valore dell'altezza significativa di progetto si raccomanda di analizzare i suddetti studi per valutare attentamente l'influenza della metodologia di analisi sui risultati ottenuti.

Inoltre, generalmente, è necessario associare all'altezza d'onda di progetto anche altre caratteristiche dello stato di mare dimensionante ai fini della stabilità dell'opera, come ad esempio i **periodi spettrali di picco e medio**, la **forma del periodogramma** in frequenza, **l'altezza massima o quella di un ventesimo della singola onda**. Nella [sezione ampliamenti](#) del sito www.waveatlas.it sono riportati anche tali studi, di cui si raccomanda l'analisi.

Sommario

Premesse	1
I dati analizzati e la qualità dell'insieme campionario formato	2
Selezione dei settori direzionali di provenienza delle mareggiate	30
Selezione dei dati omogenei e indipendenti.....	40
Adattamento del modello probabilistico ai dati vagliati e calcolo degli intervalli di confidenza delle stime ottenute .	48
Massima altezza d'onda prevedibile in un assegnato intervallo temporale	52
Raccomandazioni ed avvertenze.....	54