



CENTRALE EOLICA OFFSHORE BRINDISI

PARCO EOLICO MARINO ANTISTANTE LE COSTE DI BRINDISI - SAN PIETRO VERNOTICO E TORCHIAROLO

PROGETTO DEFINITIVO

ELABORATO PRO-REL-07	TITOLO ANALISI STRUTTURALI PRELIMINARI DELLE FONDAZIONI PER TURBINA EOLICA DA 3MW	SCALA —
------------------------------------	---	----------------

Responsabile Progetto : Prof. Giuseppe Cesario Calò

Committente



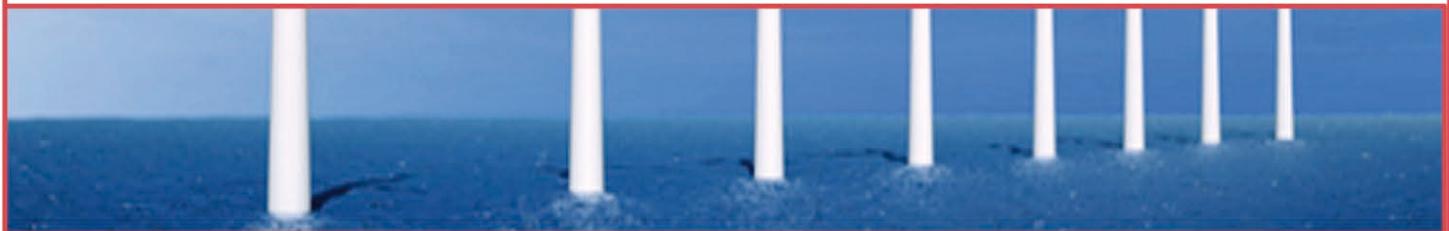
TG Energie rinnovabili S.r.l.
Ravenna via Zuccherificio n.10
P.IVA 02260730391



Gruppo di progettazione

ELABORAZIONE DOCUMENTO A CURA DI

Ing. Franco Cesari



GESTIONE DOCUMENTO

Rif. DWG		Prot. n.	
Disk/dir.		Data Prot.	
N° revisione	01	N° edizione	
Data revisione	06-03-2013	Data edizione	

Il presente documento è proprietà riservata di TG S.r.l. Ai sensi dell'art. 2575 C.C. è vietata la riproduzione, la pubblicazione e l'utilizzo senza espressa autorizzazione.

INDICE

INDICE	3
I SCOPI DEL RAPPORTO TECNICO	5
I.1 COMPONENTI DELL'IMPIANTO EOLICO	5
I.2 CONTENUTO DEL RAPPORTO TECNICO	6
A STRUTTURA FONDARIA	9
A.1 FONDAZIONE A CASTELLO	9
A.2 SPECIFICA DI CARICO DELLA STRUTTURA A CASTELLO	17
A.3 ANALISI PER IL PROOGETTO ESECUTIVO DEL SISTEMA FONDARIO A JACKET	23
B ANALISI E VERIFICHE PRELIMINARI DELLA STRUTTURA PORTANTE DA INSTALLARE A MARE IN 20 M. CIRCA D'ACQUA	29
B.1 CONSIDERAZIONI INTRODUTTIVE	29
B.2 MODELLO STRUTTURALE	31
B.3 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	33
B.3.1 Carichi Verticali e Momenti	33
B.3.2 Carichi di Onda e di Corrente	34
B.4 COMBINAZIONI DI CARICO	35
B.5 PALO DI FONDAZIONE: CRITERI DI ASSETTO E DI PROGETTAZIONE	37
B.5.1 Condizioni dell'assetto generale	37
B.5.2 Capacità portante assiale e resistenza d'attrito	39
B.5.3 Resistenza laterale del palo e del terreno	42
B.5.4 Verifiche sullo stato di cemento del palo	47
B.6 ASSETTO DELLA FONDAZIONE	51
C ANALISI E VERIFICHE PRELIMINARI DELLA STRUTTURA PORTANTE DA INSTALLARE A MARE IN 30 M. CIRCA D'ACQUA	57
C.1 CONSIDERAZIONI INTRODUTTIVE	57

C.2	MODELLO STRUTTURALE	59
C.3	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	61
C.3.1	Carichi Verticali	61
C.3.2	Carichi di Onda e di Corrente	62
C.4	COMBINAZIONI DI CARICO	63
C.4.1	Logiche di verifica	63
C.4.2	Disegno della struttura	63
C.5	RISULTATI DELLE ANALISI	67
C.5.1	Analisi Statica	67
C.5.2	Analisi Dinamica	68
C.6	VERIFICHE STRUTTURALI	75
C.7	JACKET CON CODOLO CENTRALE	79
D	INFORMAZIONI E NOTE ESPLICATIVE	83
D.1	GEOMETRIA ED ASSETTO DELLA FONDAZIONE	83
D.2	PALO DI FONDAZIONE	85
D.3	CRITERI PROGETTUALI	87
E	ALLEGATO 1.	89
SCALZAMENTO (SCOUR) DI FONDAZIONI A MARE		89
E.1	SCALZAMENTO E FONDAZIONI	89
E.1.1	Definizioni	89
E.1.2	Posizione del problema fisico	91
E.2	EFFETTI SULLE STRUTTURE FONDARIE E PROVVEDIMENTI OPPORTUNI	93
E.2.1	Commisurazione dello scalzamento	93
E.2.2	Entità del fenomeno nel Mar Mediterraneo	96
E.2.3	Effetti dello scalzamento	99
E.2.4	Provvedimenti migliorativi	101
E.3	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	103
E.3.1	Opportunità per interventi mitigatori	103
E.3.2	Modalità per interventi di mitigazione	105

I SCOPI DEL RAPPORTO TECNICO

I.1 COMPONENTI DELL'IMPIANTO EOLICO

L'aerogeneratore, che dell'impianto eolico è la essenziale e tipica rappresentazione e che esercita la funzione centrale di trasformazione dell'energia eolica in elettrica, è costituito da un certo insieme di componenti.

I *sistemi ed i componenti principali* della turbina eolica, da porre in postazioni a mare, sono gli stessi di quelli per analoghe macchine, destinate a funzionare a terra, e precisamente

- il *rotore con le pale*, completo di mozzo d'attacco (Fig. A-5) all'albero principale e dell'albero stesso;
- i dispositivi di blocco o di *freno*;
- i *sistemi ausiliari* (idraulico, antincendio, etc.);
- i *sistemi di controllo*, regolazione, allarme e relativa strumentazione;
- l'*impianto elettrico* (generazione dell'energia elettrica, elevazione del voltaggio, protezione, etc.);
- le *parti strutturali*, come torre (Fig. A-2d), navicella (cfr. la Fig. A-9) e, soprattutto, la fondazione (Fig. A-1), che è il corpo in grado di trasmettere al suolo i carichi e di reggere, oltre al peso proprio dell'aerogeneratore, tutte le azioni da esso trasmesso e quelle applicate direttamente dall'ambiente eolico e marino alla fondazione stessa.

Vanno pure considerate le soluzioni date ai *collegamenti con la struttura fondiaria* (Fig. A-4), sulla quale l'unità deve essere assicurata e deve scaricare tutte le azioni prodotte dal vento e dal funzionamento dei sistemi ospitati e costituenti l'aerogeneratore. Proprio per la rilevanza delle funzioni, assegnate alla fondazione, è necessario intervenire con molteplici verifiche, che sono anche il tema fondamentale del presente documento.

In questo Rapporto Tecnico (R.T.) saranno esaminate delle diverse componenti strutturali, prima elencate, quelle che possono essere messe in relazione con la funzione di sostenere l'aerogeneratore, cioè con la struttura fondaria. Ad ognuna delle diverse quote del fondale, cui sono appoggiate ed ancorate le fondazioni, deve corrispondere un adeguato dimensionamento, pur restando invariate tipologia, forma, procedure realizzative ed installative, oltre ai materiali strutturali.

I.2 CONTENUTO DEL RAPPORTO TECNICO

Si devono, pertanto, considerare nel *Cap. A*

- le caratteristiche basilari della turbina eolica per individuare anche i carichi agenti sulla radice della torre;
- le condizioni di carico, che sono state assunte dal costruttore della turbina e dal progettista della fondazione;
- i riferimenti per la valutazione delle direzioni delle forze e dei momenti;
- alcune particolarità esecutive, oltre ad un quadro sinottico delle procedure da seguire nello stendere il Progetto Esecutivo (P.E.).

Per quanto riguarda i contenuti del *Cap. B*, che si riferisce al caso della struttura fondaria immersa in circa 20 m d'acqua, si devono esaminare

- le condizioni di carico e le combinazioni pertinenti per i vari regimi di esercizio;
- il progetto del palo di ancoraggio;
- alcuni dati progettuali riguardanti la realizzazione della struttura;
- le specifiche generali del corpo fondario a livello del Progetto Preliminare (P.P.);
- la stima dei pesi della struttura portante, completa di pali di fondazione, di montanti e di irrigidimenti orizzontali e diagonali;

Nel *Cap. C*, che si riferisce al caso della struttura fondaria immersa in circa 30 m d'acqua, si devono prendere in considerazione (tralasciando ovviamente i criteri di dimensionamento del palo di fondazione, che sono stati già illustrati nel capitolo precedente)

- le condizioni di carico e le combinazioni pertinenti per i vari regimi di esercizio;
- i risultati del calcolo strutturale statico e dinamico (a livello di P.P.) con un grado di dettaglio superiore a quello del Cap. B;
- una breve illustrazione di un diverso sistema di ancoraggio della torre, la cui parte inferiore è infilata in un codolo sistemato centralmente rispetto ai montanti,

-
- la stima dei pesi della struttura portante, completa di pali di fondazione, di montanti e di irrigidimenti orizzontali e diagonali.

Il penultimo punto si richiama alla parte, che concettualmente corrisponderebbe al desk di una classica piattaforma petrolifera.

E' stato associato l'insieme delle informazioni aggiuntive (*Cap. D*), che possono emergere nella lettura da parte di un analizzatore esterno alla progettazione e più allenato con le valutazioni ambientali e più aduso a riflettere sulle implicazioni verso l'utilizzazione e l'utilità di diverse soluzioni.

Il testo descrittivo dei temi enunciati precedentemente è stato integrato con figure e con schemi per fornire una esauriente e completa documentazione dello stato di cimento attuale e delle soluzioni impiantistico-strutturali scelte.

Nell'Allegato 1 (*Cap. E*) si tratta il fenomeno dello scour, che è un processo di scalzamento della fondazione operato dai moti del mare sul materiale renoso circostante la fondazione. Di esso si esaminano

- le caratteristiche fondamentali e le cause prime, che sono responsabili dell'evento;
- l'entità degli effetti sulle diverse forme di strutture fondarie;
- i provvedimenti mitiganti le conseguenze del processo in atto.

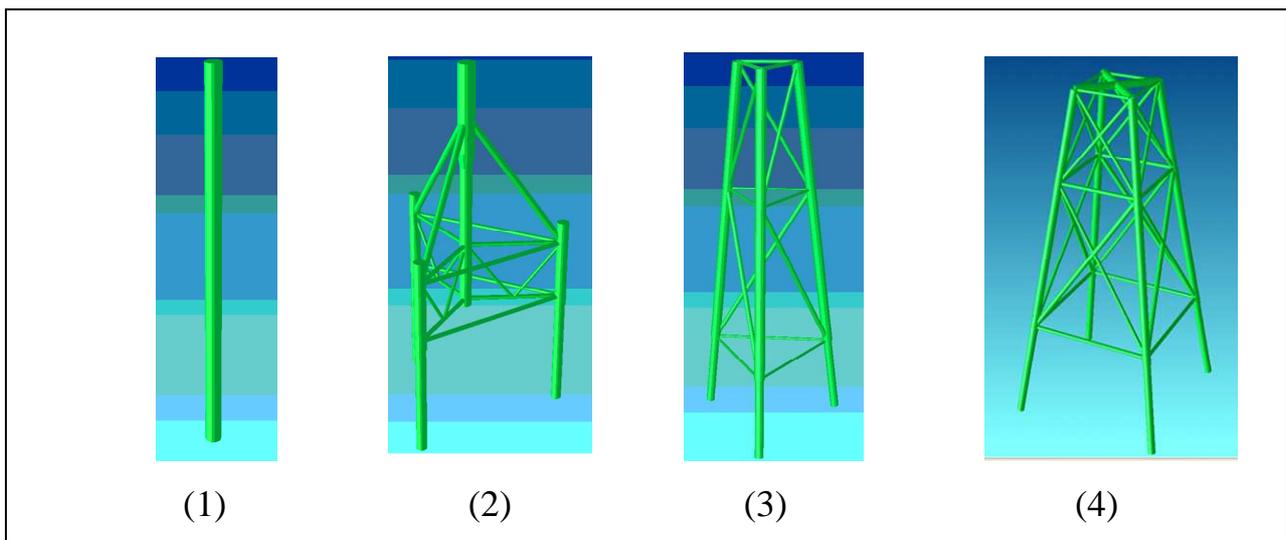
Nei Capp. B e C sono stati riportati i risultati delle attività di calcolo progettuale preliminare per strutture portanti con pescaggio rispettivamente di ~20 m e di ~30 m.

- La ragione, che induce a considerare le due profondità, è da imputare alla*
- *necessità di fornire documentazione sulla diversa configurazione, che la struttura portante della turbina eolica assume in siffatte quote del fondale;*
 - *l'opportunità di avere indicazioni anche per fondali più profondi (30 m), qualora si debbano spostare aerogeneratori più verso il largo.*

A STRUTTURA FONDARIA

A.1 FONDAZIONE A CASTELLO

Delle strutture fondarie usuali, che sono le più adeguate per gli impianti eolici a mare (cfr. la Tab. A.1) e per i fondali medi (ed ancor più per quelli medio-alti) più adeguati rispetto a quelli bassi (Figg. A-1), si è discusso e trattato anche nella Relazione Tecnica (Rel. Tec.) all'impianto eolico. Sono rappresentate da fondazioni monopila (Figg. A-7) ed a gravità (Figg. A-8), oltre ai *castelli metallici a 3 o a 4 montanti*, che sembrano essere meglio rispondenti alle esigenze strutturali. Questi sono anche detti jacket (Figg. A-1.3/4), che è il termine coniato dal settore petrolifero, dove hanno trovato largo impiego.



Figg. A-1. Soluzioni di strutture portanti metalliche

In tale settore merceologico questa tipologia di fondazione ha trovato ampia applicazione, grazie alla sua adattabilità ai molteplici casi richiesti dalle esigenze di perforazione e di coltivazione dei giacimenti a mare. Per essi il numero di gambe (Figg. A-2a/b/c/d) può essere anche maggiore di quattro, che è un po' il limite per le soluzioni destinate alle turbine eoliche offshore e possono anche collegarsi tra loro (Fig. A-2a) per rispondere alle necessità dello sfruttamento del giacimento.

Tab. A.1. Parchi eolici offshore

Localizzazione	Paese	Operativo	MW	No	Rating
Vindeby	Dk	1991	4.95	11	Bonus 450kW
Lely (Ijsselmeer)	Nl	1994	2.0	4	NedWind 500kW
Tunø Knob	Dk	1995	5.0	10	Vestas 500kW
Dronten (Ijsselmeer)	Nl	1996	11.4	19	Nordtank 600kW
Gotland (Bockstigen)	Sw	1997	2.5	5	Wind World 500kW
Blyth Offshore	UK	2000	3.8	2	Vestas 2MW
Middelgrunden, Copenhagen	Dk	2001	40	20	Bonus 2MW
Uttgrunden, Kalmar Sound	Sw	2001	10.5	7	Ge Wind 1,5 MW
Yttre Stengrund	Sw	2001	10	5	NEG Micon NM72
Horns Rev	Dk	2002	160	80	Vestas 2MW
Frederikshaven	Dk	2003	10.6	4	2 Vestas 3MW, 1 Bonus 2.3MW and 1 Nordex 2.3MW
Samsø	Dk	2003	23	10	Bonus 2.3 MW
North Hoyle	UK	2003	60	30	Vestas 2MW
Nysted	Dk	2004	165.6	72	Bonus 2.3MW
Arklow Bank	Ir	2004	25.2	7	GE 3.6 MW
Scroby Sands	UK	2004	60	30	Vestas 2 MW
Kentish Flat	UK	2005	90	30	Vestas 3 MW
Barrow	UK	2006	90	30	Vestas 3 MW
Moray firth (Beatrice)	UK	2007	10	2	REpower 5 MW (progetto dimostrativo)
Totali			784.55	378	

N.B. Fonte BWEA ed altri



Fig. A-2a. Piattaforme accoppiate per sfruttamento di giacimento petrolifero (Alpha Beatrice)

Le gambe possono essere rafforzate da uno o più corsi di tubi orizzontali, che sono tra loro irrobustiti da diagonali semplici o incrociati, colleganti i tubi orizzontali (Figg. A-1.4, A-2c, A-3a/b) con i montanti. Questa duttilità di concezione della struttura, proprio per l'intervento dei rinforzi e per il rapporto diametro/spessore dei tubi, che mantengono sempre valori molto ridotti rispetto a quelli coinvolti dalla tipologia a monopila (cfr. le Figg. A-7a/b), la rende applicabile facilmente a diverse condizioni di carico e d'impiego.



Fig. A-2b. Piattaforma per perforazioni nel Mar del Nord al largo delle coste inglesi

Il castello, al crescere della profondità (fondali medio-profondi) e dei carichi impressi (dovuti a macchine con sempre maggiori MW di potenza), finisce per essere molto meno pesante delle strutture, illustrate nelle Fig. A-1.1/2 (ammesso che siano sempre fisicamente applicabili a tali quote).

Per fissare la fondazione al suolo le gambe, che sono cave all'interno, consentono di guidare il *palo di ancoraggio*, che viene inserito nel suolo mediante l'intervento di "battipalo" e che è il vero elemento di incastro della fondazione nel fondale marino.

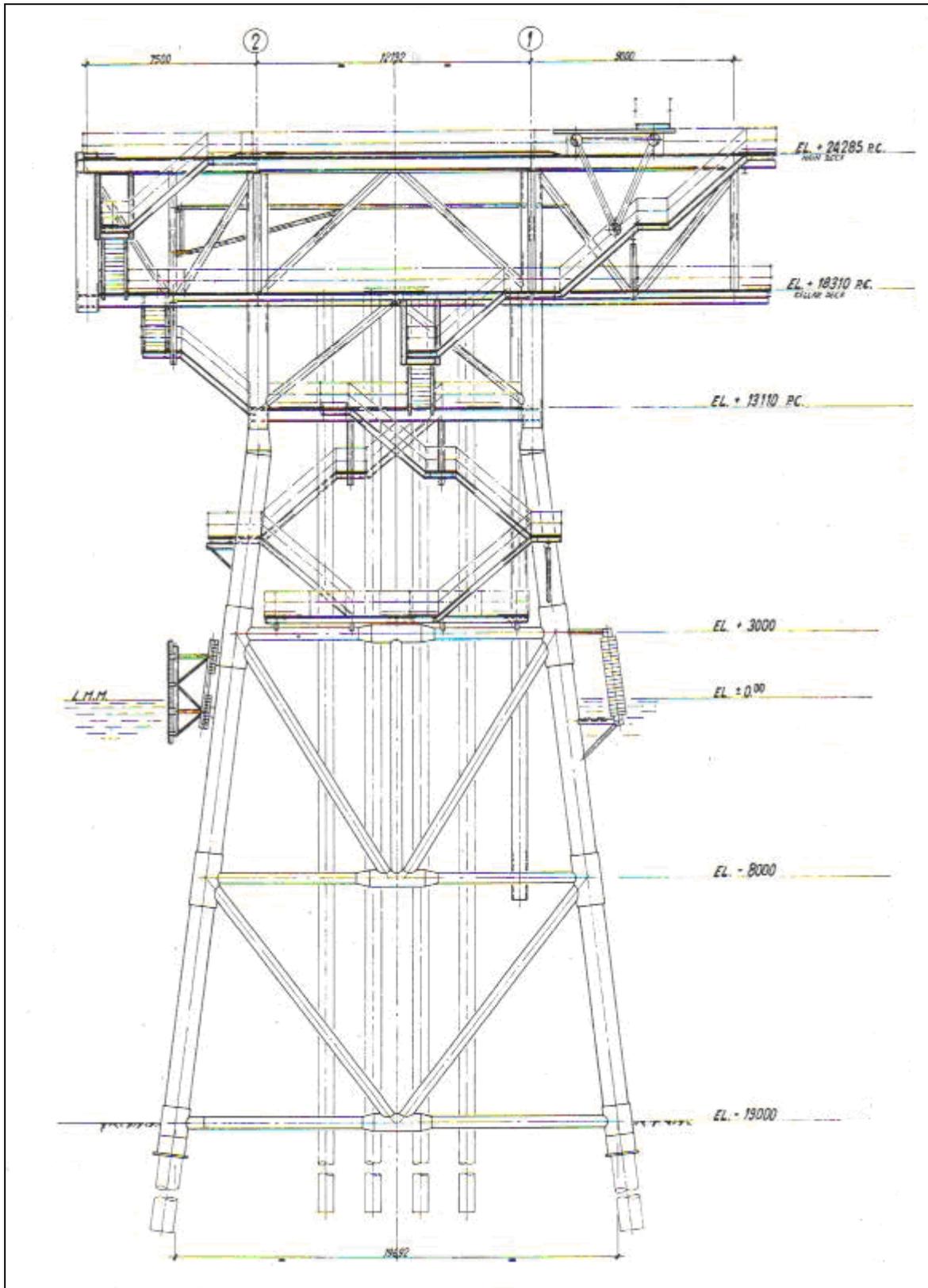


Fig. A-2c. Tipica struttura a jacket per scopi petroliferi, in cui prevalgono i carichi verticali ridistribuiti su quattro montanti (ENI)

Il *metodo di inserimento negli strati del sottosuolo marino* è lo stesso di quello che si segue con il monopila (Figg. A-1.1 e B.7a/b), soltanto che con la presente soluzione i pali hanno funzione diversa e distinta da quella dei montanti. Sono tanti quanti sono i montanti e non uno soltanto, come nella soluzione a monopila, in cui è la fondazione stessa a fungere da palo ancorante. Nel parag. B.5 sono raccolti i criteri progettuali per i pali di fondazione, che sono necessariamente specifici delle condizioni in cui deve operare tale pezzo.



Fig. A-2d. Completamento del montaggio di turbina REpower 5M (sistemazione su jacket a 4 montanti mediante pontone attrezzato con gru di diversa gittata in prospettiva) nel Mar del Nord al largo delle coste scozzesi (REpower)

Un'altra proprietà del jacket è stata sfruttata nel montaggio delle turbine REpower 5M (cfr. Fig. A-7/13), che al momento attuale –ma non per molto essendo già all'orizzonte macchine da 6 MW ed oltre- sono anche le più potenti installate a mare. La *facilità di sistemazione*, che la base della torre offre al suo incastro sulla cresta della fondazione, può consentire anche la messa a dimora della turbina nel suo assetto finale. Si può, infatti, suggerire di spostare sulla fondazione la turbina, una volta che sia stata completata di torre, di navicella e di rotore, anziché procedere al montaggio successivo delle varie parti (i conci della torre, poi, la navicella ed il rotore ed, infine, tutte le pale).



Fig. A-3a. Sketch di traliccio (di tipo cedevole) in fondali non bassi per piattaforma petrolifera

Tab. A.2. Caratteristiche dell'aerogeneratore

Aerogeneratore

Rotore

Diametro rotorico

90 m. in relazione alla tipologia della macchina, alla tecnologia realizzativa, alle condizioni anemologiche locali, etc.;

Velocità di rotazione

8,6-18,4 rpm;

Area spazzata

6.362 mq;

Orientazione *sopravvento;*
Altezza all'asse del mozzo *80 m;*
Peso rotore *55 ton;*

Navicella e componenti

Lunghezza (compreso mozzo) *13,25 m;*
Larghezza *3,6 m;*
Altezza *4,05 m;*
Materiale *fibra di vetro;*
Lunghezza moltiplicatore *2,1 m;*
Larghezza moltiplicatore *2,6 m;*



Fig. A-3b. Struttura portante durante il trasporto sul sito

Pale

Numero pale *3;*
Materiale *fibra di vetro rinforzata con resina*
Epossidica;
Lunghezza *44 m;*

Torre

<i>Forma</i>	<i>tubolare conica rastremata verso la cima, composta da 3 sezioni;</i>
<i>Diametro in cima</i>	<i>2,3 m;</i>
<i>Diametro alla base</i>	<i>4,15 m;</i>
<i>Altezza</i>	<i>v. quota asse rotore;</i>
<i>Distanza piano flangia superiore torre da asse mozzo</i>	<i>1,95 m;</i>
<i>Materiale</i>	<i>acciaio verniciato con trattamento preventivo di protezione anticorrosione;</i>

Generatore elettrico

<i>Tipo</i>	<i>asincrono;</i>
<i>Potenza</i>	<i>3 MW;</i>
<i>Tensione elettrica</i>	<i>1.000 V in AC;</i>
<i>Frequenza</i>	<i>50 Hz;</i>
<i>Numero poli</i>	<i>4;</i>
<i>Velocità di rotazione</i>	<i>1.680;</i>
<i>Lunghezza</i>	<i>2,8 m;</i>
<i>Diametro max.</i>	<i>1,1 m;</i>

Trasformatore di macchina

<i>Tipo</i>	<i>a resine fuse;</i>
<i>Potenza</i>	<i>3140 kVA;</i>
<i>Tensioni</i>	<i>10/33 kV;</i>
<i>Frequenza</i>	<i>50 Hz;</i>
<i>Lunghezza trasformatore</i>	<i>2,34 m;</i>
<i>Larghezza trasformatore</i>	<i>1,09 m;</i>
<i>Altezza trasformatore</i>	<i>2,15 m;</i>

Pesi

<i>Peso torre</i>	<i>160,0 t;</i>
<i>Peso pale rotore</i>	<i>7,0 t;</i>
<i>Peso navicella (compreso mozzo)</i>	<i>94,0 t;</i>
<i>Peso moltiplicatore</i>	<i>2,3 t;</i>
<i>Peso generatore</i>	<i>8,6 t;</i>
<i>Peso trasformatore</i>	<i>8,0 t;</i>
<i>Peso interruttori</i>	<i>0,5 t;</i>
<i>Peso totale su fondazione</i>	<i>≈254,0 t.</i>

A.2 SPECIFICA DI CARICO DELLA STRUTTURA A CASTELLO

Per sostenere le turbine del sito eolico si è fatto ricorso alla fondazione a jacket, dotata di tre gambe (cfr. la Tav. 4R) per profondità attorno ai 20 m (Cap. B) ed a quella a quattro montanti per profondità di 30 m (Cap. C) ed oltre per i motivi, che sono stati adottati nella Rel. Tec. al progetto preliminare, come pure alla opportunità - o, meglio, alla necessità- di non produrre modifiche od alterazioni alla morfologia del fondale. Per maggiori ragguagli si prendano in considerazione le conclusioni, che sono riportate nel riquadro finale del parag. E.3.

I dati di carico (forze verticali, momenti, azioni del mare, etc.), assunti nel progetto strutturale e nel dimensionamento, insieme con le normative necessarie per le verifiche statiche e dinamiche sono riportati nelle Tabb. A.3-A.5. Nella Tab. B.7 sono, invece, esposte ed illustrate tutte le caratteristiche anche quelle esecutive della struttura (descrizione dei pezzi, trattamento superficiale, messa in opera, etc.) relativamente al caso della fondazione a 20 m (valide in maggior misura anche per quelle per 30 m).

Nella Fig. A-6 sono riportati tutti i riferimenti geometrici, che sono indispensabili per individuare direzioni e sensi delle forze e dei momenti, agenti sulla turbina eolica.

Tab. A.3. Carichi, dati geometrici e normative per la fondazione a jacket

Carichi verticali su fondazione (cfr. la voce *Pesi* della Tab. A.2)

Forze orizzontali e momenti (statici)

<i>forza orizzontale</i>	$\approx 750 \text{ kN};$
<i>momento flettente</i>	$\approx 54.000 \text{ kNm};$
<i>momento torcente</i>	$\approx 650 \text{ kNm};$
<i>forza verticale</i>	$\approx 2.500 \text{ kN};$

Condizioni operative del mare

<i>altezza onda</i>	$10,3 \text{ m};$
<i>periodo onda</i>	$9,7 \text{ s};$
<i>lunghezza d'onda</i>	$135,4 \text{ m};$
<i>corrente a 0 m</i>	$0,41 \text{ m/s};$

Condizioni storm sul mare

<i>altezza onda</i>	$12,6 \text{ m};$
<i>periodo onda</i>	$10,8 \text{ s};$



Fig. A-4a. Fondazione a traliccio e collegamento con la torre di turbina 5M a Moray Firth (REpower)

lunghezza d'onda
corrente a 0 m

160,7 m;
0,51 m/s;

Quote (s.l.m.m.)

quota fondale
altezza fuori acqua teste pile
quota piazzola di servizio
quota flangia torre
inclinazione pile sulla verticale

≈ -25 m e ≈ -30 m;
≈ 4/5 m.;
≈ 4/7 m.;
≈ 4/7 m.;
pari a 1:4 - 1:10 (nei disegni
progettuali è fissato in 7,12°);

Normativa di riferimento

per progettazione

RINA "Rules for the Classification of Steel Fixed Offshore Platforms";
API-RP-2A "Recommended Practice for Planning, Designing and Construction Fixed Offshore Platforms";
AISC "Manual of Steel Construction";
Germanischer Lloyd "Rules for Regulations IV - Non-marine Technology", Part.2;
DIN 4131 "Steel Radio Towers and Masts";

per assicurazione

da definire a seguito di accordi con l'ente certificatore, come richiesto per aprire la pratica assicurativa.



Fig. A-4b. Particolare del collegamento tra la testa della fondazione, già equipaggiata con la sede per ospitare il basamento della torre, e la base della turbina 5M, dotata di struttura di guida (REpower)

Tab. A.4. Valori massimi dei carichi (dati forniti dal Costruttore della turbina)

Extreme Foundation Loads	
LC	Extreme load case 61E50a008a.int - 61E50a008f.int
F_x (kN)	-744
F_y (kN)	221
F_z (kN)	-2504
M_x (kNm)	-10861
M_y (kNm)	-53995
M_z (kNm)	-611
PLF	1.35

I valori di rigidezza della fondazione devono essere almeno pari a $C_{\phi, dyn} \geq 60$ GNm/rad. La minima rigidezza orizzontale per tutto il sistema fondario deve essere

peso alla radice della torre $G_{sup} = 250$ t
 Peso del piastrone di base 850 t
 peso totale 1.100 t con $C_{h, dyn} \geq 8,5 \cdot 10^8$ N/m
 peso del piastrone di base 1.000 t
 peso totale 1.250 t con $C_{h, dyn} \geq 9,0 \cdot 10^8$ N/m
 peso del piastrone di base 1.150 t
 peso totale 1.400 t con $C_{h, dyn} \geq 10,0 \cdot 10^8$ N/m

I valori intermedi possono essere interpolati linearmente.

Tab. A.5. Carichi di fatica (dati forniti dal Costruttore della turbina)

Equivalent and Mean Fatigue Foundation Loads			
	Mean load	Range $m = 4$	Range $m = 7$
F_x (kN)	-	-	-
F_y (kN)	189	307	280
F_z (kN)	-2688	105	90
M_x (kNm)	-14402	16188	16975
M_y (kNm)	-	-	-
M_z (kNm)	-87	2885	2517

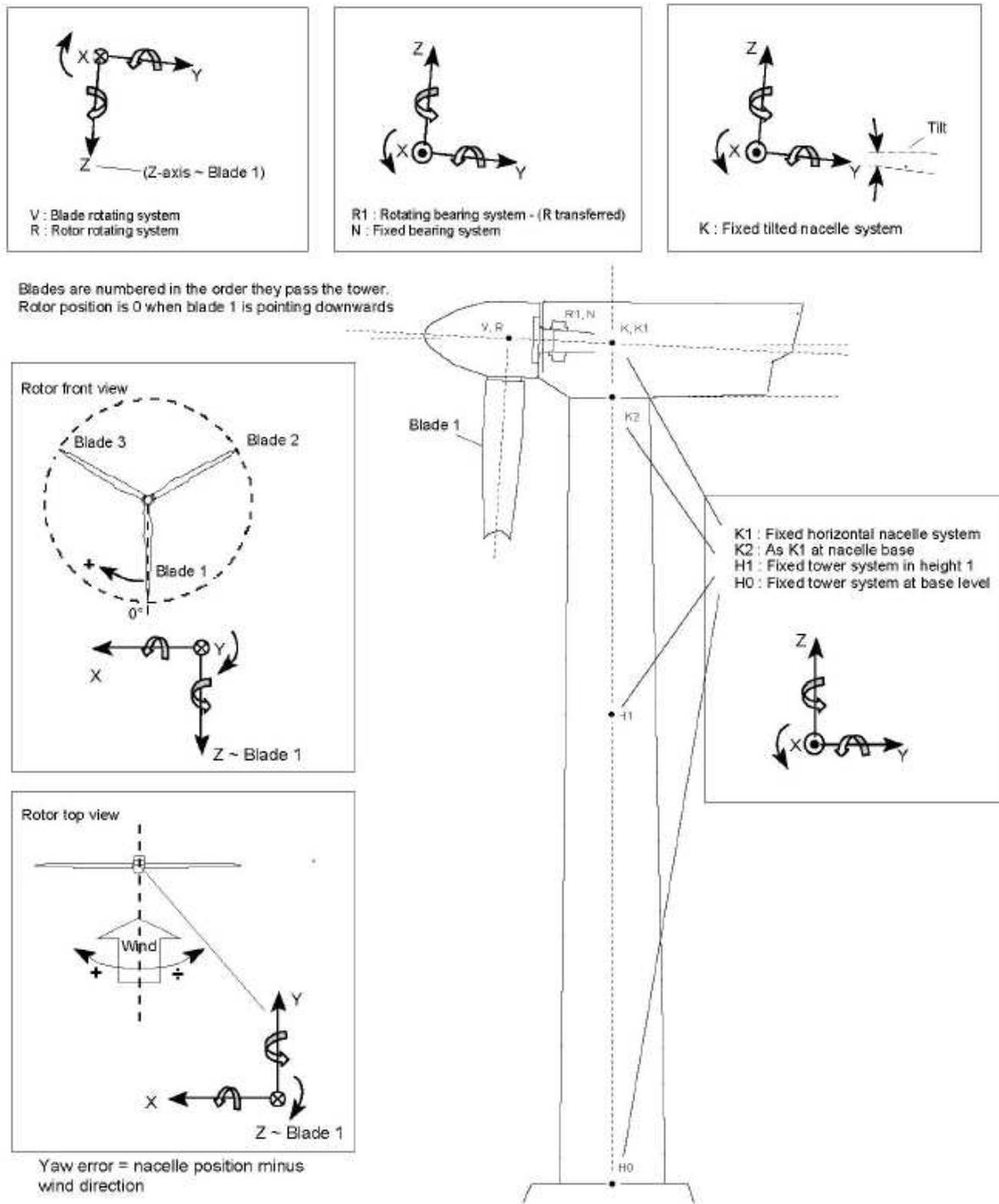


Fig. A-5. Riferimenti direzionali per forze, momenti, spostamenti e rotazioni (come suggerito dal Costruttore della turbina)

A.3 ANALISI PER IL PROGETTO ESECUTIVO DEL SISTEMA FONDARIO A JACKET

Il *progetto esecutivo (P.E.)* di una *fondazione metallica* deve essere accompagnato da un certo numero di verifiche prevalentemente elastiche (ed eventualmente anche plastiche) da effettuare sulla struttura completata e talora in assetto funzionale usuale e previsto dalle S.T. della macchina aerogeneratrice.

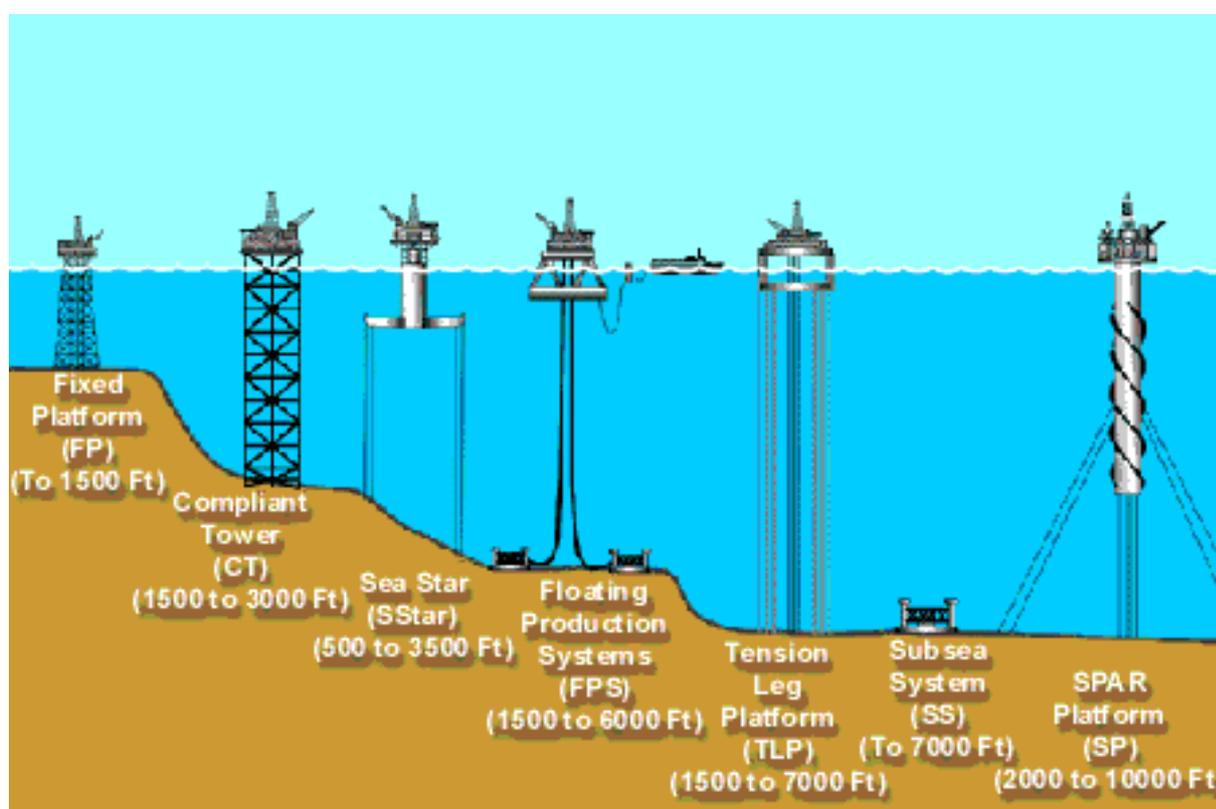


Fig. A-6. Varie soluzioni di fondazioni metalliche per piattaforme petrolifere in funzione della profondità del fondale marino

Possono essere non soltanto richieste dalle normative per rispettare lo stato di sollecitazione e di deformazione derivante dalle condizioni di progetto. Devono anche prevedere situazioni diverse, che sono da imputare alla costruzione, ai trasporti, ai montaggi oltre che al funzionamento. Sono altrettanto importanti e vincolanti onde escludere che in tutte le fasi operazionali in cui si deve procedere al maneggio, allo spostamento ed alla movimentazione spinta (con vibrazioni, adagiamento della struttura in posizioni diverse da quella di progetto, sistemazione finale, etc.) non si debbano lamentare deformazioni meccaniche od instabilità, lesive per la corretta risposta durante la vita dell'esercizio.

E', quindi, da considerare con molta attenzione il seguente insieme di calcoli, che devono tendere a verificare

- *la capacità di reggere i carichi di progetto (in service analysis);*
- *la risposta dinamica e spettrale (fatigue analysis);*
- *l'effetto di fenomeni sismici anche ipoteticamente stimati e suggeriti da prescrizioni normative o da valutazioni cautelative (seismic analysis);*
- *le azioni connesse con fasi di caricamento (load out analysis);*
- *lo stato derivante da azioni imposte dall'intervento di mezzi di sollevamento (lift analysis);*
- *l'influenza delle numerose fasi durante le quali si effettua il trasporto a mare (barge transportation analysis);*
- *la stabilità della struttura appoggiata sul fondale ed in attesa di ricevere i pali di ancoraggio (on-bottom analysis);*
- *la capacità di restare a galla nella configurazione classica di galleggiamento iniziale appena dopo il varo, in quella d'equilibrio indifferente sul pelo dell'acqua ed in quella durante la discesa in posizione (free floating and upending analysis);*
- *le azioni derivanti dalla battitura dei pali di fondazione nel suolo del fondale (pile driveability analysis).*

Le indagini precedenti, anche se non dovrebbero creare situazioni di cimento di valore determinante per la resistenza strutturale generale sotto carico, possono

- o indurre stati supplementari di sollecitazione/deformazione o di instabilità di forma;
- o mettere in evidenza situazioni di cimento occasionale non prevedibili -o non determinate- durante l'esercizio a struttura insediata nel sito.

Sono, pertanto, da riconsiderare sotto il profilo dell'analisi strutturale anche le operazioni, cui deve essere sottoposta la fondazione durante tutte le molteplici fasi (trasporto, installazione, etc.) successive alla realizzazione in officina e coinvolgenti la struttura completa e collaudata.



Fig. A-7a. Struttura fondaria a monopila per turbina eolica durante i montaggi (Horns Rev)

Tutto il quadro delle verifiche deve essere eseguito con *programmi di calcolo numerico* adeguatamente e specificamente predisposti per la progettazione di strutture per unità offshore. Vanno accompagnati dalla predisposizione di modelli

3D della struttura, che sono richiesti a vantaggio di modelli bidimensionali non completamente adeguati a rappresentare il reale comportamento del corpo, pur essendo questo costituito da parti componenti rispettanti le condizioni di disegno in simmetria.



Fig. A-7b. Montaggi su turbina sostenuta da struttura a monopila (REpower)

Particolare cura va dedicata alla rappresentazione ed alla *modellazione dei pali di ancoraggio*, ancor che costituiti da tubi a parete relativamente sottile.



Fig. A-8a. Montaggio di turbine eoliche su fondazione a gravità (Middelgrunden)

Il comportamento di questi elementi, fondamentali per l'ancoraggio della struttura, è determinato da forze laterali, che non sono a risposta lineare a causa della reazione del palo a contatto con il continuo delle terre e dei diversi strati del sottosuolo.



Fig. A-8b. Turbine su fondazione a gravità ad impianto realizzato (Middelgrunden)

L'analisi va, quindi, elaborata con processi iterativi, che nei programmi più recenti si sviluppano in modo automatico e su modelli tridimensionali. Con riferimento al regime dinamico è opportuno precisare in quale relazione stiano tra loro le *frequenze proprie* dell'aerogeneratore e della fondazione, in quanto entrambe le parti sono componenti del sistema macchina-supporto fondario. Indicando con f_o la frequenza propria della fondazione, con f_p la frequenza di transito delle pale e con f_r quella del rotore, in via teorica per le correlazioni ipotizzabili si possono presentare i seguenti tre casi a seconda della posizione della frequenza della struttura fondaria rispetto alle altre tre

- ◆ $f_o > f_p$, essendo $f_p = n f_r$ con n pari al numero delle pale del rotore (soluzione detta stiff-stiff);
- ◆ $f_r < f_o < f_p$, (soluzione detta soft-stiff);
- ◆ $f_o < f_r$ (soluzione soft-soft).

Di solito l'eccitazione da onde cade in un intervallo, che ha al suo limite inferiore valori attorno a 0.04 Hz (o più bassi) ed a quello superiore 0.5/1 Hz. Dando uno sguardo alle molteplici strutture off-shore raramente le frequenze proprie sono inferiori a 0.2-0.3 Hz circa.



Fig. A-9. Rotore in fase di montaggio sull'albero e sui componenti della catena di produzione dell'energia, contenuti nella navicella

B ANALISI E VERIFICHE PRELIMINARI DELLA STRUTTURA PORTANTE DA INSTALLARE A MARE IN 20 M. CIRCA D'ACQUA

B.1 CONSIDERAZIONI INTRODUTTIVE

In questo capitolo si prendono in esame le analisi statiche e dinamiche della struttura portante dell'aerogeneratore da 3MW, che va installata nel Mare Adriatico in 20 m circa d'acqua (Fig. B-1).



Fig. B-1 Schema di struttura fondaria a tre montanti.

Lo scopo di queste indagini sta nel dimostrare la validità della soluzione scelta e la sua accettabilità strutturale attraverso le verifiche statiche preliminari del castello portante, quando sia sottoposto ai carichi gravitazionali ed ambientali in condizioni operative ed estreme ed i modi di vibrare dei vari corpi aerei, cioè fuori acqua, ed immersi nel mare.

La modellazione, l'analisi e le verifiche strutturali sono state eseguite con il sistema SACS™ orientato alla progettazione delle strutture offshore.

Le verifiche strutturali sono in accordo con la normativa API RP 2A WSD. Nella Fig. B-1 è riportata la sagoma schematizzata del corpo fondario e della turbina eolica ad esso sovrapposto.

B.2 MODELLO STRUTTURALE

E' stato predisposto un modello tridimensionale della struttura portante o jacket (Fig. B-2c). Il modello strutturale, che è stato utilizzato per l'analisi, è descritto in un sistema di riferimento cartesiano con l'origine posizionata al centro del triangolo formato dai montanti del traliccio al livello del mare. L'asse Z è rivolto verso l'alto.

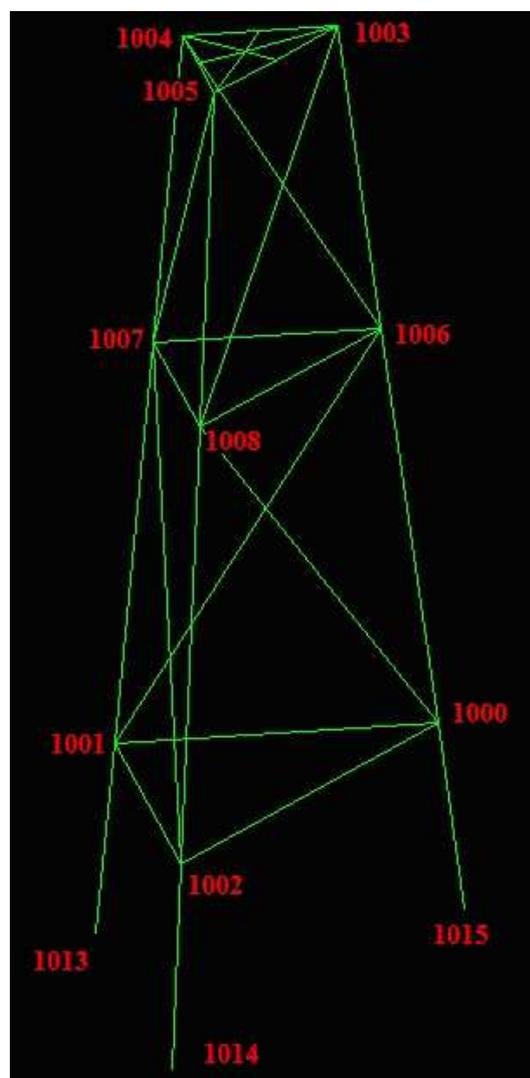


Fig. B-2a. Schema geometrico della fondazione

- Il modello usato è composto dai seguenti elementi base
- struttura principale del jacket a tre gambe di dimensioni 1.100 x 20 mm;
 - n. 3 pali interni alle gambe di dimensioni 900 x 30 mm;
 - per gli altri elementi strutturali del sistema fondario si cfr. la Tab. B.7.

Solo per l'analisi dinamica il modello è stato integrato con la torre di supporto dell'aerogeneratore (cfr. la Fig. B-2b).

Nella Fig. B-2a è rappresentato l'unifilare del jacket, mentre nella Fig. B-2b è riportata la deformata dinamica del complesso turbina-struttura portante.

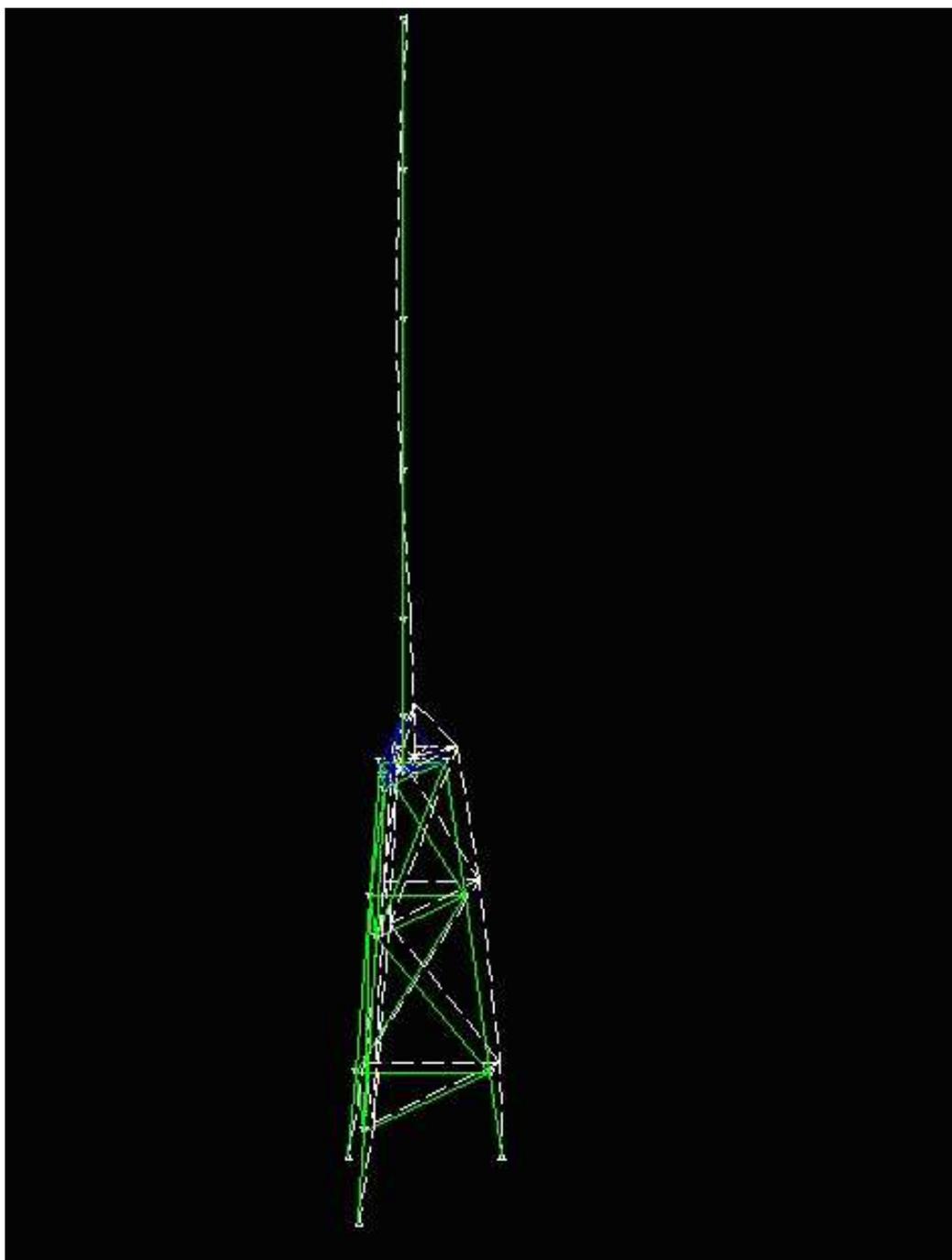


Fig. B-2b. Deformata dinamica della struttura portante accoppiata con la turbina eolica

B.3 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Le condizioni di carico elementari, con le quali è stata eseguita l'analisi strutturale, sono descritte qui di seguito. Le forze e i momenti alla base della torre sono i carichi di progetto indicati dal costruttore dell'aerogeneratore.

B.3.1 Carichi Verticali e Momenti

- Carico proprio

E' il peso proprio della struttura. Le combinazioni, che comprendono i carichi idrodinamici, il peso proprio e la spinta idrostatica della struttura sono calcolati automaticamente dal programma di calcolo e sono compresi nelle condizioni di carico delle onde in modo da essere calcolati correttamente in base alla posizione della struttura rispetto al profilo dell'onda.

- FF_x

Forza orizzontale alla base della torre in direzione X

$$F_x = \mathbf{744} \text{ [kN]}$$

- FF_y

Carico alla base della torre in direzione Y

$$F_y = \mathbf{221} \text{ [kN]}$$

- NN_z

Carico alla base della torre in direzione Z

$$F_z = \mathbf{3000} \text{ [kN]}$$

- MM_x

Momento alla base della torre intorno all'asse X

$$M_x = \mathbf{10861} \text{ [kNm]}$$

- MM_y

Momento alla base della torre intorno all'asse Y

$$M_y = \mathbf{53995} \text{ [kNm]}$$

- MM_z

Momento alla base della torre intorno all'asse Z

$$M_z = \mathbf{611} \text{ [kNm]}$$

B.3.2 Carichi di Onda e di Corrente

I carichi d'onda, che per le condizioni estreme (periodo di ritorno 100 anni) e per quelle operative (periodo di ritorno 1 anno) sono applicati lungo 3 direzioni ogni 45° e che già sono stati esposti nella Tab. A.3, sono qui riconsiderati per consentire una rapida identificazione dei carichi, quando si dovranno proporre le combinazioni effettive (parag. B.4).

L'altezza ed il periodo dell'onda, sia in condizioni operative, sia in quelle estreme per le 3 direzioni sono qui di seguito riportati

- **Situazione operativa**

- $H_{\max} = 10,3 \text{ m}$
- $T = 9,70 \text{ s}$

- **Situazione estrema**

- $H_{\max} = 12,6 \text{ m}$
- $T = 10,8 \text{ s}$

I valori di corrente fluida utilizzati sono

- **Situazione operativa**

- Superficie 0,81 m/s
- Fondo 0,41 m/s.

- **Situazione estrema**

- Superficie 0,86 m/s
- Fondo 0,51 m/s.

B.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico, che sono state presentate nel parag. B.3, sono state sovrapposte, seguendo le seguenti logiche in grado di predisporre un apparato di sollecitazioni meccaniche corrispondenti a prevedibili stati di cimento.

- Condizioni Operative

OPJA = FFX1.0 + MMY1.0 + NNZ1.0 + WOPA1.0

OPJB = FFX.707 + FFY.707 + MMY.707 + MMX-0.707 + NNZ1.0 + WOPB1.0

OPJC = FFY-1.0 + MMX1.0 + NNZ1.0 + WOPC1.0

- Condizioni Estreme

STJA = FFX1.0 + MMY1.0 + NNZ1.0 + WSTA1.0

STJB = FFX.707 + FFY.707 + MMY.707 + MMX-0.707 + NNZ1.0 + WSTB1.0

STJC = FFY-1.0 + MMX1.0 + NNZ1.0 + WSTC1.0

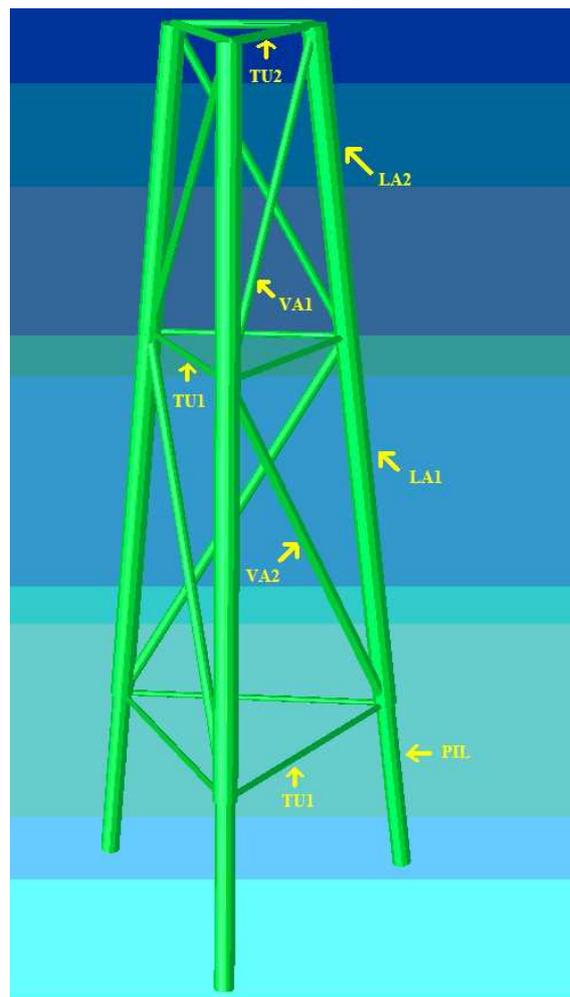


Fig. B-2c. Assonometria della struttura fondaria

B.5 PALO DI FONDAZIONE: CRITERI DI ASSETTO E DI PROGETTAZIONE

B.5.1 Condizioni dell'assetto generale

La fondazione a traliccio metallico per il suo incastro al suolo si serve di pali in acciaio (cfr. il parag. A.1 e la Tab. B.7), che vengono confitti nel terreno per una profondità dipendente da vari fattori (i carichi trasmessi dalle strutture sovrastanti, le condizioni meteorologiche e marine del sito, la natura del fondale e dei suoi strati sottostanti, le caratteristiche geometriche e strutturali della struttura collocata in



Fig. B-2d. Schema di struttura portante con i tubi di guida dei pali di fondazione fissati al piede dei montanti

postazione, etc.). I pali possono essere ospitati direttamente all'interno dei montanti od esserlo in apposite guide da saldare al piede di ogni gamba, come è nelle Figg. B-2d e B-8.

L'impiego di fondazioni a traliccio di tubi (tipo jacket) fa ritenere che

- *l'area di occupazione di suolo sia ristretta al diametro dei montanti e quella di inserimento nel fondale al diametro dei pali;*
- *non si debba ricorrere ad alcuna preparazione del terreno, né ad alcun consolidamento;*
- *il fondale non sia soggetto a scouring intenso per l'esiguo diametro dei pali di fondazione e dei montanti;*
- *un certo tendenziale rassodamento locale del fondale, operato dai pali di fondazione, potrebbe essere ipotizzabile.*

A seguito delle modalità di annegamento delle gambe fondarie, che permettono alla struttura di scendere sino al livello del fondale e di appoggiarvisi, all'interno dei montanti resta permanentemente acqua, il cui pelo libero raggiungerà una situazione di equilibrio tra le condizioni esterne e quelle interne (pressione idrostatica, pressione barometrica, temperature, salinità, potenziali elettrochimici, etc.) esistenti al momento dell'installazione della fondazione.

Lo stesso si avrà all'interno del palo di fondazione per la parte emergente dalla quota del fondale, mentre nella porzione occultata nel suolo resta lo stesso materiale, che forma ogni strato del sottosuolo marino. L'eventuale riempimento con altro materiale solido (ad es., calcestruzzo) in luogo dell'acqua non è preferito per non rendere difficoltose le operazioni di smantellamento. Si può, invece, aggiungere all'acqua di riempimento, che vi resta, un opportuno inibitore per tener sotto controllo la corrosione sul materiale strutturale.

Una volta completata l'operazione di battitura del palo -cioè, quando lo stesso si trova nella sua posizione finale- la superficie interna del montante e quella esterna del palo devono essere tra loro collegate e l'intercapedine chiusa. Il provvedimento serve a rendere i due corpi tra loro solidali.

Il montante della struttura portante può essere perfettamente verticale, come spesso avviene nelle strutture petrolifere tipo compliant o cedevoli (cfr. la Fig. A-3a), oppure inclinato verso l'interno, realizzando una struttura rastremata dalla base verso la cima. La ragione, che induce a scegliere questa seconda soluzione molto diffusa nelle piattaforme fissate al fondale come sono quelle per sostenere le turbine eoliche, è da ricercare nella necessità di conferire stabilità e rigidità al corpo fondario. L'inclinazione delle gambe è piccola. Nel piano, contenente l'asse del montante, il triangolo, che è delimitato alla base dalla distanza tra la attuale posizione del piede del montante e la verticale passante per il vertice (coincidente con la cresta della gamba), ha un angolo al vertice abbastanza ridotto. Il rapporto tra le due quantità - base ed altezza del triangolo- varia tra 1:4 e 1:10, fatta unitaria la dimensione della base. Per le strutture, che sono esaminate sia in questo capitolo che nel prossimo, tale rapporto è di circa 1:8.

Nel caso in cui occorra aumentare la rigidità della costruzione per corrispondere ad un maggior valore, imposto dal costruttore della turbina eolica, si può agire in diverse direzioni, o aumentando di numero, in posizione e diametro gli irrigidimenti (oltre al diametro delle gambe), o diminuendo il rapporto precedente, o combinando i due fattori. La prima procedura porta ad un maggior peso del corpo fondario, ma è certo foriera di migliori risultati strutturali.

Le verifiche da condurre sul pezzo si articolano almeno su due fasi da sviluppare in serie. In primo luogo è evidente la grande importanza che ha la profondità della penetrazione del palo nel terreno dal momento che proprio dalla lunghezza della parte inserita nel suolo dipende la sicurezza della piattaforma e la sua corretta resistenza a tutte le possibili condizioni di lavoro (normali o incidentali).

Secondariamente, il dimensionamento del palo ed il controllo del collegamento esistente tra palo e struttura devono consentire di constatare l'abilità dello stesso a reggere ai carichi ed ai fenomeni conseguenti anche alle operazioni di inserimento nel terreno (collasso da carico di punta, effetto dei carichi impulsivi generati dalla caduta del peso del battipalo, etc.). Di questa fase delle verifiche strutturali della piattaforma a traliccio metallico si dovrà tener conto dopo aver analizzato effetti e condizioni per definire la profondità di infissione nel terreno del fondale (cfr. il parag. A.3).

La resistenza ai carichi di compressione e di trazione, sviluppati durante la vita della fondazione, durante i cicli di lavoro/operazione e durante le condizioni meteo-marine normali ed estreme ivi regnanti, è ottenuta con la penetrazione dei pali, per cui la capacità portante ammissibile si deriva dalla capacità portante ultima per un coefficiente di sicurezza, che vale 1,5 per i carichi ambientali massimi di progetto e 2,0 per le condizioni ambientali di operazione.

B.5.2 Capacità portante assiale e resistenza d'attrito

Occorre risalire alla *capacità portante assiale* di un palo, determinando in primo luogo la *capacità portante ultima*, Q , che è data dalla somma della resistenza di attrito sulla superficie laterale del palo, Q_s , e della capacità portante totale della punta del palo, Q_p (entrambe espresse di solito in kN). La relazione analitica, che la traduce, è conseguentemente esprimibile in termini di forza d'attrito unitaria nello strato i-mo, f_i (in kN/m²) e di capacità portante unitaria della punta del palo, q (in kN/m²)

$$Q = Q_s + Q_p = \sum_i f_i \cdot A_{si} + q \cdot A_p$$

nella quale A_{si} e A_p sono rispettivamente la superficie laterale del palo nello strato i-mo (in m²) e l'area lorda della sezione occupata dalla punta del palo (in m²) nel caso in cui il palo sia dotato di puntale e non di semplice ispessimento della parete, lasciando completamente libera l'area della sezione trasversale del palo. Naturalmente si dovrà tener conto della spinta idrostatica agente sul palo stesso ed il peso eventualmente contenuto all'interno del palo e depurare il calcolo della capacità portante ultima da questi effetti.

La *resistenza di attrito unitaria*, f , è funzione delle condizioni del suolo e della sua natura. Nel caso di pali infissi in terreni argillosi la forza di attrito è funzione della resistenza a taglio del terreno in condizione non drenata, c (in kN/m^2), secondo lo schema della Tab. B.1.

Tab. B.1. Forza di attrito unitaria, f , in funzione della resistenza al taglio del terreno, c

$$\begin{array}{ll} f = c & \text{per } c \leq 24 \\ f = (1,25 - c/96) c & \text{per } 24 < c < 72 \\ f = 0,5 c & \text{per } c \geq 72 \end{array}$$

Per terreni costituiti da sabbia e silt f dipende dall'angolo di attrito del terreno sulla superficie del palo, μ (in gradi), e dalla pressione effettiva di sovraccarico del terreno attorno al palo, p_o (in kN/m^2), secondo l'espressione seguente

$$f = K p_o \tan \mu$$

in cui K è il coefficiente di pressione laterale del terreno. L'espressione è valida sia per pali infissi, che per pali installati in fori trivellati in precedenza e cementati. Il coefficiente K è variabile tra 0,5 ed 1 al crescere del grado di compattezza della sabbia, mentre i valori di μ sono funzioni dell'angolo di attrito interno del terreno, φ (in gradi), secondo l'andamento della Tab. B.2.

Tab. B.2. Valori di μ e di φ

Tipo di terreno	φ [°]	μ [°]
Sabbia pulita	35	30
Sabbia siltosa	30	25
Silt sabbioso	25	20
Silt	20	15

Per fondazioni molto profonde, che non è il caso delle attuali strutture portanti per aerogeneratore degli attuali campi eolici, i valori possono essere inferiori a quelli appena detti.

La *capacità portante unitaria della punta dei pali*, q (in kN/m^2), in terreni argillosi viene determinata in funzione della resistenza a taglio del terreno, c , con la formula

$$q = 9 c$$

che è valida per strati, sottostanti la punta del palo, che abbiano resistenza al taglio non particolarmente disuniforme. In caso contrario occorrerà integrare le indicazioni,

desumibili dalla presente relazione, con altre considerazioni di carattere anche sperimentale.

In terreni costituiti da sabbia e silt si può ricorrere alla presente relazione

$$q = p_o N_q$$

nella quale N_q è il fattore di capacità portante.

Quest'ultima quantità risulta funzione dell'angolo di attrito interno del terreno, φ , secondo i dati raccolti nella Tab. B.3.

Tab. B.3. Valori di N_q in funzione di φ

<i>Tipo di terreno</i>	φ [°]	N_q
<i>Sabbia pulita</i>	35	40
<i>Sabbia siltosa</i>	30	20
<i>Silt sabbioso</i>	25	12
<i>Silt</i>	20	8

Per terreni stratificati i valori-limite da assumere possono essere inferiori a quelli suggeriti dalla precedente tabella e devono essere valutati da considerazioni sulle condizioni locali del suolo.

È importante valutare anche la *capacità allo spedamento*, che rappresenta una condizione tutt'altro che trascurabile specialmente per la piattaforma destinata alle turbine eoliche e soggette sovente a sensibili momenti flettenti. La capacità ultima assiale del palo, quando questo dovesse essere sollecitato a trazione, non può essere maggiore della resistenza totale di attrito sulla superficie laterale del palo, Q_s . Di solito la si assume uguale a tale quantità in via cautelativa. Naturalmente si dovranno anche conteggiare i contributi del peso del palo, del terreno in esso contenuto e della spinta idrostatica.

B.5.3 Resistenza laterale del palo e del terreno

Occorre stimare anche la *resistenza laterale del palo*. Tale resistenza dipende dall'interazione tra palo e terreno circostante. Il comportamento del sistema complesso suolo-palo, soggetto a carichi laterali, può essere rappresentato da curve p-y, che correlano la reazione del suolo con lo spostamento laterale del palo e che dipendono dalle caratteristiche del terreno, dalle dimensioni del palo, dalle modalità di applicazione del carico (se, cioè, è statico, ciclico o impulsivo) e dal tipo dello stesso (forse, per la direzione).

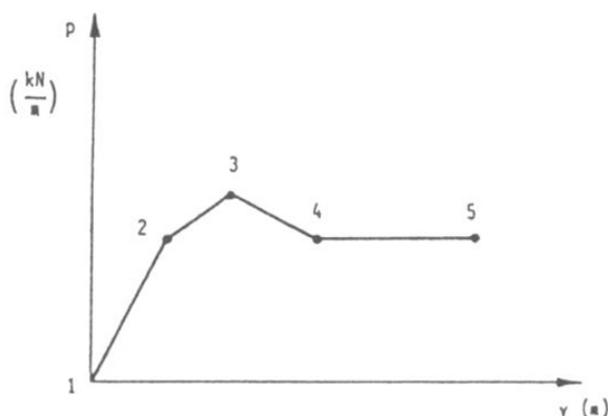


Fig. B-3. Curva p-y per terreni argillosi

In particolare per terreni argillosi la curva p-y relativa allo strato di terreno posto a profondità variabile rispetto al fondo marino, z (in metri), può essere rappresentata dalla spezzata della Fig. B-3, i cui nodi sono numerati in progressione da 1 a 5. In rapporto alla profondità è opportuno conoscere, se lo strato risulta essere collocato al di sopra o al di sotto di un valore prestabilito, che è detto profondità della *zona di resistenza ridotta*, z_R (in metri). La sua espressione è riconducibile alla formula

$$z_R = (6 D) / (p_s D/c + J)$$

nella quale c (in kN/m^2) è la resistenza al taglio del terreno in condizione non drenata, p_s (in kN/mc) il peso specifico del terreno (in acqua) e J è un coefficiente empirico variabile tra 0,5 e 0,25. In carenza di indicazioni precise è opportuno scegliere un valore cautelativo, pari a 0,25.

Sulla base delle quote del fondale è possibile risalire alla *resistenza ultima del terreno* od alla forza per unità di lunghezza del palo conficcato (in kN/m) con una delle due seguenti relazioni, che sono strettamente dipendenti dalla profondità

$$p_u = [(6 c z) / z_R + 3 c] D \quad \text{per } z \leq z_R$$

$$p_u = 9 c D \quad \text{per } z > z_R$$

Con questi dati si può descrivere la curva p-y, assegnando a ciascuno dei cinque punti, segnati nella figura, le relative coordinate, che si deducono dalle Tabb. B.4-B.6 e che sono valutate anche in funzione della profondità e del tipo di carico.

Tab. B.4. Coordinate dei punti della Fig. B-3 per carico statico

Punto	p/p_u	y/y_c
1	0,00	0,0
2	0,50	1,0
3	0,72	3,0
4	1,00	8,0
5	1,00	∞

Le coordinate sono normalizzate alla resistenza ultima del terreno, p_u , ed allo spostamento y_c (in metri), che può essere espresso con una relazione del tipo di quella che qui viene riprodotta per rispondere alle esigenze del terreno in considerazione (già esaurientemente indicate all'inizio di queste ultime osservazioni)

$$y_c = 2,5 \varepsilon_c D$$

dove D (in metri) è il diametro del palo ed ε_c è la deformazione corrispondente alla metà della massima sollecitazione di compressione desunta da prove di laboratorio per terreno non perturbato in condizione non drenata.

Tab. B.5. Coordinate dei punti della Fig. B-3 per carico ciclico e per $z \geq z_R$

Punto	p/p_u	y/y_c
1	0,00	0,0
2	0,50	1,0
3	0,72	3,0
4	0,72	∞
5	0,72	∞

Per terreni, composti da *argille tenere* vanno seguite le prescrizioni appena date. Per i terreni, invece, a base di *argille rigide* ($c > 10$ kN/m² all'incirca) ed in presenza di carichi statici valgono ancora le considerazioni, esposte per argille tenere. Nel caso si

abbiano carichi ciclici, a causa del rapido deterioramento delle caratteristiche del suolo specie in condizioni di grandi deformazioni, si deve corrispondentemente abbassare la resistenza ultima, p_u , del suolo.

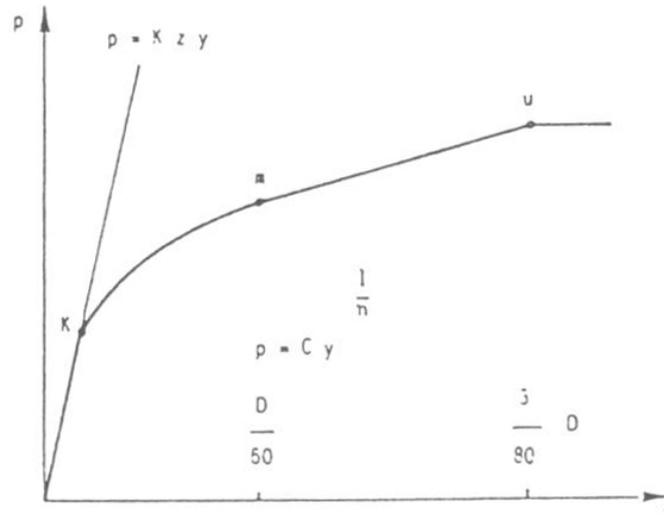


Fig. B-4. Curva p-y per terreni sabbiosi

Diversa è la situazione nel caso in cui si abbiano *terreni sabbiosi*. La curva p-y relativa allo strato posto alla profondità z ha la forma descritta dal grafico della Fig. B-4.

Tab. B.6. Coordinate dei punti della Fig. B-3 per carico ciclico e per $z < z_R$

Punto	p/p_u	y/y_c
1	0,00	0,0
2	0,50	1,0
3	0,72	3,0
4	$(0,72 z) / z_R$	15,0
5	$(0,72 z) / z_R$	∞

In esso occorre definire le coordinate dei tre punti salienti u , m e k . Esse si determinano con un certo numero di relazioni, che sono necessariamente assai diverse da quelle, proposte per i terreni dalla struttura argillosa, siano essi in forma compatta o soffice. Sarà opportuno, per disporre in modo ordinato dei valori necessari a descrivere il diagramma, procedere punto per punto.

Si possono, pertanto, produrre le relazioni per il *punto u*, le cui coordinate sono

$$y_u = (3 D)/ 80 [m]$$

$$p_u = A p_c [kN/m]$$

dove D (in metri) è il diametro del palo, A un coefficiente empirico, dedotto dalla Fig. B-5 e $p_c = p_{cs}$ per $z < z_t$

$$p_{cs} = p_s \cdot z \cdot \{ [k_0 z \cdot \tan \varphi \cdot \sin \beta] / [\tan (\beta - \varphi) \cdot \cos a] + \tan \beta / \tan (\beta - \varphi) \cdot (D + z \cdot \tan \beta \cdot \tan a) + k_0 \cdot z \cdot \tan \beta \cdot (\tan \varphi \cdot \sin \beta - \tan a) - k_a \cdot D \}$$

dove p_s (in kN/mc) è il peso specifico effettivo della sabbia (in acqua), φ (in gradi) è l'angolo di attrito interno della sabbia, a (in gradi) è l'angolo pari a $\varphi/2$ e $\beta = 45^\circ + \varphi/2$, mentre sono $k_0 = 0,4$ e $k_a = \tan^2 (45 - \varphi/2)$.

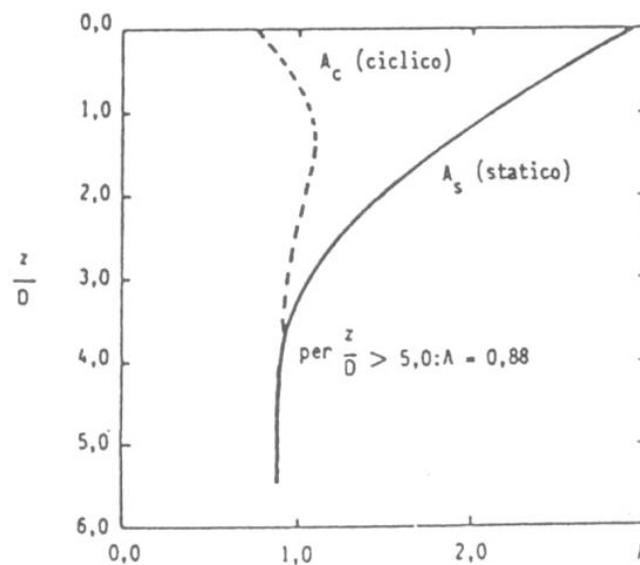


Fig. B-5. Coefficiente A in funzione di z/D

Per z maggiore di z_t (in metri), che è la profondità della zona superficiale e che si ottiene uguagliando le espressioni di p_{cs} e p_{cp} , p_c è uguale a p_{cp} , che si ricava con la seguente relazione

$$p_{cp} = p_s \cdot D \cdot z \cdot [k_a \cdot (\tan^8 \beta - 1) + k_0 \cdot \tan \varphi \cdot \tan^4 \beta]$$

Per il *punto m* le corrispondenti coordinate risultano determinate, come segue

$$y_m = D/60 [m]$$

$$p_m = B \cdot p_c [kN/m]$$

dove B è un coefficiente empirico, il cui valore deve essere dedotto dalla Fig. B-6.

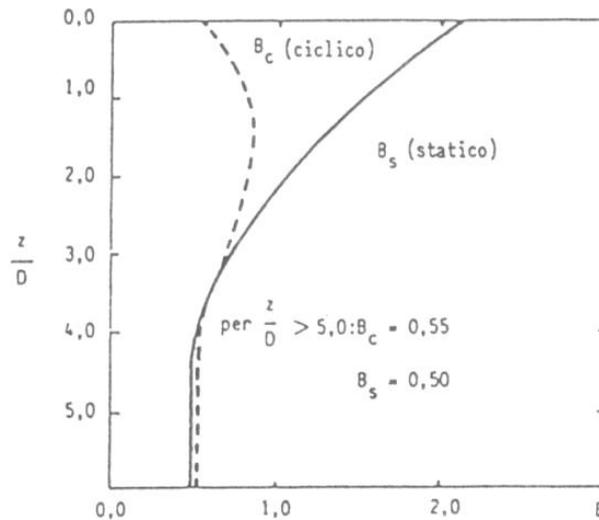


Fig. B-6. Coefficiente B in funzione di z/D

Resta da precisare la coppia di coordinate del punto k , che sono ottenute dalla intersezione delle due linee aventi rispettivamente le seguenti relazioni analitiche

$$p = K \cdot z \cdot y \text{ [kN/m]} \quad \text{e} \quad p = C \cdot y^{1/n} \text{ [kN/m]}$$

dove K è funzione dello stato di compattezza della sabbia ed è ricavabile dalla Tab. B.7, $C = p_m / (y_m)^{1/n}$, $n = p_m / (m \cdot y_m)$ ed m vale

$$m = (p_u - p_m) / (y_u - y_m)$$

In conclusione, per le coordinate del punto k valgono le seguenti espressioni

$$y_k = [C / (K \cdot z)]^{n/(n-1)} \text{ [m]} \\ p_k = K \cdot z \cdot y_k \quad \text{[kN/m]}$$

che sono in grado di definirne appieno la posizione nel diagramma in considerazione.

B.5.4 Verifiche sullo stato di cemento del palo

Si venga ora alle *verifiche direttamente riguardanti il palo in se stesso* (cfr. anche il parag. A.3) e non soltanto in relazione con l'ambiente, in cui deve lavorare, e del mezzo (suolo), in cui necessariamente si trova inserito. Occorre studiarlo sotto due profili, alla luce dei carichi trasmessigli dalla piattaforma e di quelli dipendenti dalla sua installazione.

Per quanto concerne i carichi imposti dalla *struttura in loco* (deck e attrezzature, collocate su esso) l'analisi deve portare a considerare i carichi assiali e laterali e le effettive condizioni di vincolo imputabili al terreno. Le reazioni laterali del suolo possono essere schematizzate dalle curve p-y, tenendo nel debito conto gli effetti dello scalzamento (scouring). Si può ritenere che il trasferimento del carico assiale dal palo al suolo sia sostanzialmente proporzionale alla resistenza di attrito tra palo e suolo, modificata poi per i coefficienti di sicurezza relativi. Di solito si può tralasciare la verifica a instabilità del palo, a meno che non sussistano fondati motivi per considerare lo stesso privo di sostegno laterale (marcati fenomeni di scour, terreni particolarmente cedevoli, elevate deformazioni laterali derivate o stimate dai calcoli, etc.).

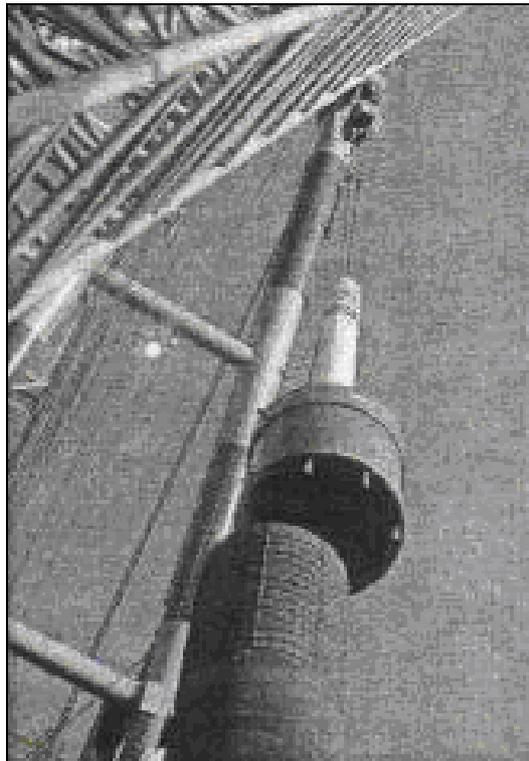


Fig. B-7a. Imposizione di battipalo su monopila (Nuon)

Infine per quanto riguarda la *fase di installazione* occorre valutare lo stato tenso-deformativo indotto dai vari sistemi di inserimento del palo nel terreno. Per pali battuti occorre considerare il peso dell'attrezzatura di battitura ed i carichi impulsivi (o dinamici) indotti dall'urto del maglio sul palo, prestando particolare attenzione ai momenti flettenti

causati dall'eccentricità dei carichi assiali ed alle deformazioni laterali del palo, che si amplificano quando si incontrano strati molto resistenti o quando la frequenza di successione dei colpi è prossima alla frequenza propria del sistema.

Indispensabile per la buona conduzione della operazione di battitura (Figg. B-7) o di inserimento del palo e soprattutto della successiva permanenza nel terreno alle condizioni volute dal calcolo è necessariamente il corretto *dimensionamento dello spessore del palo*. I rapporti tra diametro e spessore (in quanto lungo l'estensione del palo si può ricorrere a spool di differente spessore) devono essere tali da precludere la possibilità che insorgano condizioni di instabilità locali, sia durante la installazione che a palo conficcato nel terreno durante la vita della piattaforma. A puro orientamento si

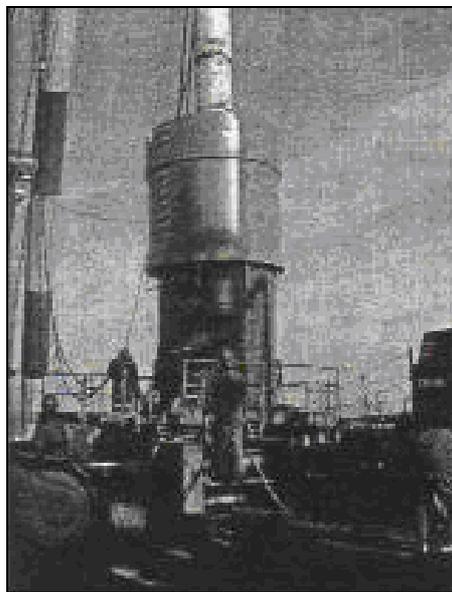


Fig. B-7b. Battipalo al lavoro (Nuon)

suggerisce la seguente formula per stimare indicativamente lo *spessore del palo*, t (in millimetri) in funzione del diametro nominale, D (in millimetri):

$$t = 6,35 + 0,1 \cdot D [mm]$$

In generale lo spessore, come si è appena detto, non è costante sull'intera lunghezza del palo. Può essere variabile in relazione allo stato di sollecitazione esistente nel tratto considerato. Normalmente le condizioni di cemento maggiore si realizzano nella zona prossima all'estremità inferiore.

E' buona norma estendere la parte più robusta del palo per una ragionevole lunghezza in modo da tener conto della duplice possibilità, o di realizzare la prevista quota di infissione, o di doverla superare per raggiungere uno strato di maggior capacità portante. Lo spessore, consigliato con la precedente relazione, va incrementato almeno del 50% in punta in modo da realizzare una sorta di stivale o di puntale aperto, che sia assai resistente e sia tale da assicurare e da garantire le

esigenze, imposte dall'inserimento nel terreno. Il bordo inferiore di tale segmento ispessito può essere rastremato per offrire il profilo più tagliente all'introduzione ed all'avanzamento del palo negli strati del fondale marino.

Un altro aspetto, che occorre verificare, riguarda la *stabilità del palo durante le operazioni di inserimento*. In questa fase il battipalo può essere collocato sul palo, su cui deve agire (od eventualmente in parte sostenuto da gru). Il peso dell'apparecchio, come pure il peso proprio del palo, sono diretti verticalmente, essendo azioni comandate dalla gravità. Se il palo è inclinato (come lo è necessariamente, essendo inclinato il montante che lo contiene, e dovendo il palo muoversi all'interno dei montanti), tali carichi vanno scomposti secondo le due direzioni ortogonali, l'asse del palo e la sua normale.



Fig. B-8a. Castello a jacket per turbina 5M, dotato di tronchetti di fissaggio al fondale (che sono fissati al piede dei montanti e che servono di guida per i pali di fondazione), durante il trasferimento a terra verso la darsena

In quest'ultima direzione le forze, che hanno intensità molto inferiore a quelle assiali, possono produrre inflessione, mentre quelle assiali servono al suo movimento all'interno del montante e di conseguenza nel fondale. Lo spessore del palo ed il suo

momento d'inerzia hanno valori, che solitamente non consentono di rilevare sostanziali inflessioni laterali nel pezzo.

La situazione va ad ogni modo valutata, specialmente se la lunghezza del palo, che sporge dalla testa del montante, fosse particolarmente elevata.

Analogamente è da dedicare attenzione alle *dimensioni lineari del palo*, che può essere corpo sottile, ed alla sua stabilità. Durante il trasporto, ma soprattutto durante le operazioni di sollevamento, discesa, spostamento in aria, etc. si deve far attenzione alle modalità di imbracatura per non sottoporre il pezzo a deformazione (permanente per imbarcamento, etc.). In tale prospettiva altrettanta cura dovrà essere posta nel definire correttamente la pezzatura (cioè, la lunghezza massima) dello spool da maneggiare in funzione del suo spessore, del momento d'inerzia, delle saldature testa-testa da effettuare in opera, etc.

B.6 ASSETTO DELLA FONDAZIONE

La situazione finale dell'opera di carpenteria montata ed installata a mare nella postazione voluta è ben fotografata dal foglio di Specifica Tecnica, che è riassunto nella Tab. B.7. In essa sono raccolte le quantità più salienti, che descrivono la forma, i materiali, la collocazione, i riferimenti anche ambientali (protezioni, segnalazioni, etc.) imposti dalle esigenze di servizio e di segnalamento verso altri possibili utenze (navigazione aerea e marina, pesca, etc.), i pesi, etc.

Per questo particolare aspetto, che non è marginale in una realizzazione di carpenteria, ove i costi sono comandati dal peso proprio della struttura, è bene consultare la tab. B.8. Serve anche per aver qualche ragguaglio sulla composizione e sulla rilevanza, che hanno le singoli componenti.

Tab. B.7. Specifica Tecnica del sistema fondario

Struttura portante

<i>tipologia</i>	<i>fondazione rigida a traliccio metallico a più pile (tipo template per piattaforme marine o piattaforma a pali);</i>
<i>struttura</i>	<i>tre/quattro pile verticali o inclinate (preferibile rapporto basso tra 1:4 ed 1:10 per conferire maggior stabilità) costituite da montanti (tubi di guida per i pali d'ancoraggio al suolo) dotati di patta inferiore di fermo e collegati tra loro da traversi orizzontali e diagonali;</i>
<i>assetto</i>	<i>sistemazione ad asse verticale con piattaforma di servizio (a quota opportuna ed in grado di opporsi ad eventuali urti di natanti);</i>
<i>collegamento fondazione-torre</i>	<i>fissaggio della torre mediante flangia di base (in eventuale alternativa immorsatura del tratto inferiore del corpo della torre entro una camicia cilindrica -posta al centro del traliccio fondario- e sigillatura di fissaggio superficie camicia-torre con cementazione o grouting);</i>
<i>centraggio/verticalità torre</i>	<i>eventuale codolo piazzato all'interno della camicia cilindrica con realizzazione di piano d'appoggio di determinata planarità;</i>
<i>frequenza propria minima</i>	<i>$\geq 1.10 f_b$, con f_b frequenza del passaggio della pala su torre;</i>

Fondale

sabbioso composto da limi, sabbie e materiali leggeri di diversa composizione e differente compattazione;

Pali d'ancoraggio
tipologia

sezione/lunghezza opportuna (≈ 30 diametri) possibilmente in pezzo unico (con esclusione di giunzioni da saldare in situ) e dotati di terminali ispessiti e sagomati (con eliminazione di puntale di forma chiusa) per agevolare la penetrazione nel fondale marino sotto l'azione martellante di peso in caduta libera (cfr. Battipalo);

Battipalo

tipo
altezza di caduta
cadenza
energia

D100 Delmag;
3 m.;
35/40 colpi/min.;
16 ton/m o superiore;



Fig. B-8b. Struttura portante della Fig. B-8a durante il trasporto in mare

Materiale strutturale

per fondazione e pali
sollecitazione ammissibile

acciaio;
 $0.9 \sigma_{sn}$ (in ogni caso sempre inferiore alla sollecitazione di snervamento alla temperatura di progetto/operazione più bassa);

Dimensioni (cfr. Tab. B.8)

Configurazione ed esecuzione

*montanti, diagonali, traverse
tiranteria*

*esecuzione
colorazione parti affioranti*

*interamente a sezione tubolare;
esclusa tassativamente in qualsiasi punto
della struttura fondaria;
completamente saldata in tutte le sue parti;
secondo necessità di segnalazione nautica;*



Fig. B-8c. Struttura portante della Fig. B-8a durante la fase di imbracamento per l'installazione a mare (REpower)

Protezioni

protezione superficiale

vernici anti-corrosione (zincatura, primer, vernici epossidiche o similari) applicate a più mani, previa preparazione (spazzolatura, sabbiatura, etc.) delle stesse;

protezione catodica

pani di zinco a mare del peso di 100-300 N/cad. applicati sulla faccia verso mare sui montanti (3 per montante) e (almeno uno) su ogni trasversa (e croce di diagonale);

quantità totale pani

da determinare a progetto esecutivo sulla base delle indicazioni precedenti;

Peso della struttura*(per maggiori dettagli cfr. la Tab. B.8)**struttura portante**160,466 ton (a cui va aggiunta la quota parte del sistema di bloccaggio della base della torre sulla testa della fondazione);**pali di fondazione**173,205 ton;*

Fig. B-8d. Immersione della struttura portante della Fig. B-8a e discesa nella sua posizione finale del sito a mare

Dimensioni orizzontali*base superiore**triangolare di 6/10 m. di lato;**base inferiore**triangolare di 13.5 m. di lato;*

Strumentazione

di avvistamento

di misura

*acustica e luminosa, come da
regolamenti vigenti;
come da Specifiche Tecniche del
Cliente o del Costruttore della turbina
eolica.*

Tab. B.8. Pesi e materiali della struttura portante e dei pali di fondazione

AEROGENERATORE 3MW - FONDALE 25m JACKET 3 GAMBE - LISTA DEI MATERIALI						
voci	DESCRIZIONE	SEZIONE	MATERIALE	LUNGHEZZA	QUANTITA	PESO
				mm		kg
1	GAMBE - NODI	Tubo 1205 x 35,00	S355K2G3Z	18.000	1	18.178
2	GAMBE	Tubo 1165 x 15,00	S355JO	90.000	1	38.287
3	TUBI NON SALDATI	Tubo 610 x 15,88	API 5L X52	140.000	1	32.552
		Tubo 406 x 15,88	API 5L X52	120.000	1	18.352
		Tubo 356 x 15,88	API 5L X52	30.000	1	3.991
		Tubo 273 x 14,27	API 5L X52	100.000	1	9.105
4	APPOGGI TEMPORANEI				3	15.000
5	ANODI					15.000
6	ACCESSORI VARI					10.000
PESO TOTALE JACKET						160.466
7	PALI DI FONDAZIONE	Tubo 1067 x 40,00	S355JO	38.000	3	115.470
PESO TOTALE PALI						115.470

C ANALISI E VERIFICHE PRELIMINARI DELLA STRUTTURA PORTANTE DA INSTALLARE A MARE IN 30 M. CIRCA D'ACQUA

C.1 CONSIDERAZIONI INTRODUTTIVE

In questo capitolo si prendono in esame le analisi statiche e dinamiche della struttura portante dell'aerogeneratore da 3MW da installare nel Mare Adriatico in 30-35m d'acqua (Fig. C-1).

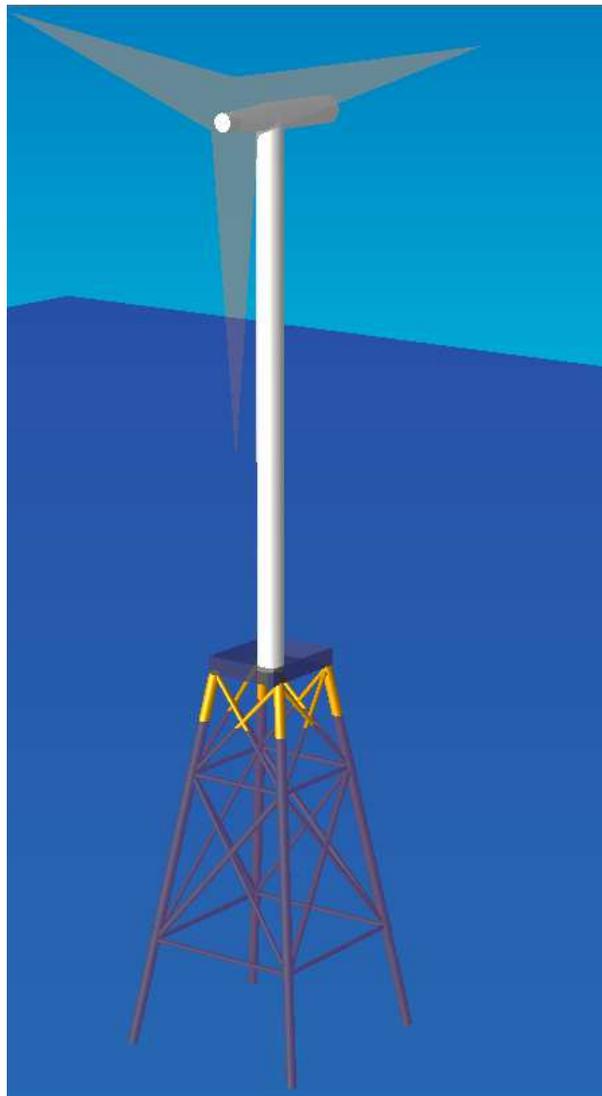


Fig. C-1 Schema di struttura fondaria a quattro montanti

Lo scopo di queste indagini sta nel dimostrare la validità della soluzione scelta e la sua accettabilità strutturale attraverso le verifiche statiche preliminari del castello portante, quando sia sottoposto ai carichi gravitazionali ed ambientali in condizioni operative ed estreme ed i modi di vibrare dei vari corpi aerei, cioè fuori acqua, ed immersi nel mare.

La modellazione, l'analisi e le verifiche strutturali sono state eseguite con il sistema SACS™ orientato alla progettazione delle strutture offshore. Rispetto al testo, riportato nel Cap. B, ove le calcolazioni e le tabelle/figure illustrative sono state ridotte al minimo, nei paragrafi relativi di questo capitolo (paragg. C.5 e C.6) la documentazione è al contrario piuttosto abbondante. Le motivazioni a sostegno di una diversa procedura documentaria si basano

- in primo luogo sulle condizioni di cimento, che sono state per decisione iniziale mantenute allo stesso livello in entrambi i casi;
- secondariamente è sembrato più logico fornire il maggior numero di dettagli proprio per la struttura, che è sistemata in fondali più alti e che per tale motivo è anche quella più sollecitata almeno al livello della base della fondazione.

Non si è, invece, ritenuto opportuno ripetere il contenuto del parag. B.5, in quanto il procedimento di calcolo del palo di ancoraggio e del suo dimensionamento è lo stesso con le uniche varianti delle dimensioni degli elementi strutturali a fronte di condizioni di carico differenti.

Le verifiche strutturali sono in accordo con la normativa API RP 2A WSD. Nella Fig. C-1 è riportata lo schema in 3D del modello, mentre nelle figure dei prossimi paragrafi si possono rintracciare le informazioni sui nodi, sulle aste e sull'assetto complessivo di progetto (Figg. C-3a/b).

C.2 MODELLO STRUTTURALE

E' stato predisposto un modello tridimensionale della sottostruttura (jacket). Il modello strutturale utilizzato per l'analisi è descritto in un sistema di riferimento cartesiano con l'origine posizionata al centro del quadrato formato dalle gambe del jacket al livello del mare. L'asse X è rivolto verso la fila 1, l'asse Y verso la fila 2 e l'asse Z è rivolto verso l'alto.

Il modello usato è composto dai seguenti elementi base

- struttura principale del jacket (4 gambe);
- n. 4 pali di ancoraggio, interni alle gambe, delle dimensioni 1066.8 x 40 mm.

Soltanto per l'analisi dinamica il modello è stato integrato con la torre di supporto dell'aerogeneratore. Nella Fig. C-2a è riportato l'unifilare del jacket, mentre nella Fig. C-2b è riprodotto l'unifilare con i codici dei nodi.

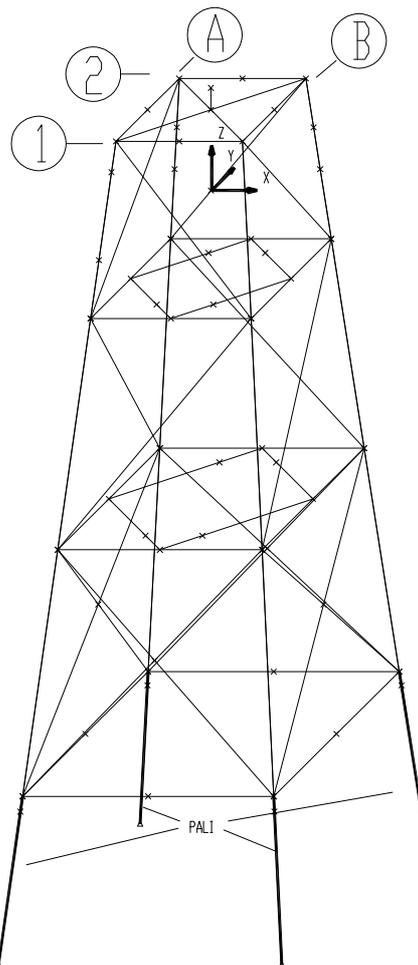


Fig. C-2a. Vista in 3D della struttura fondaria

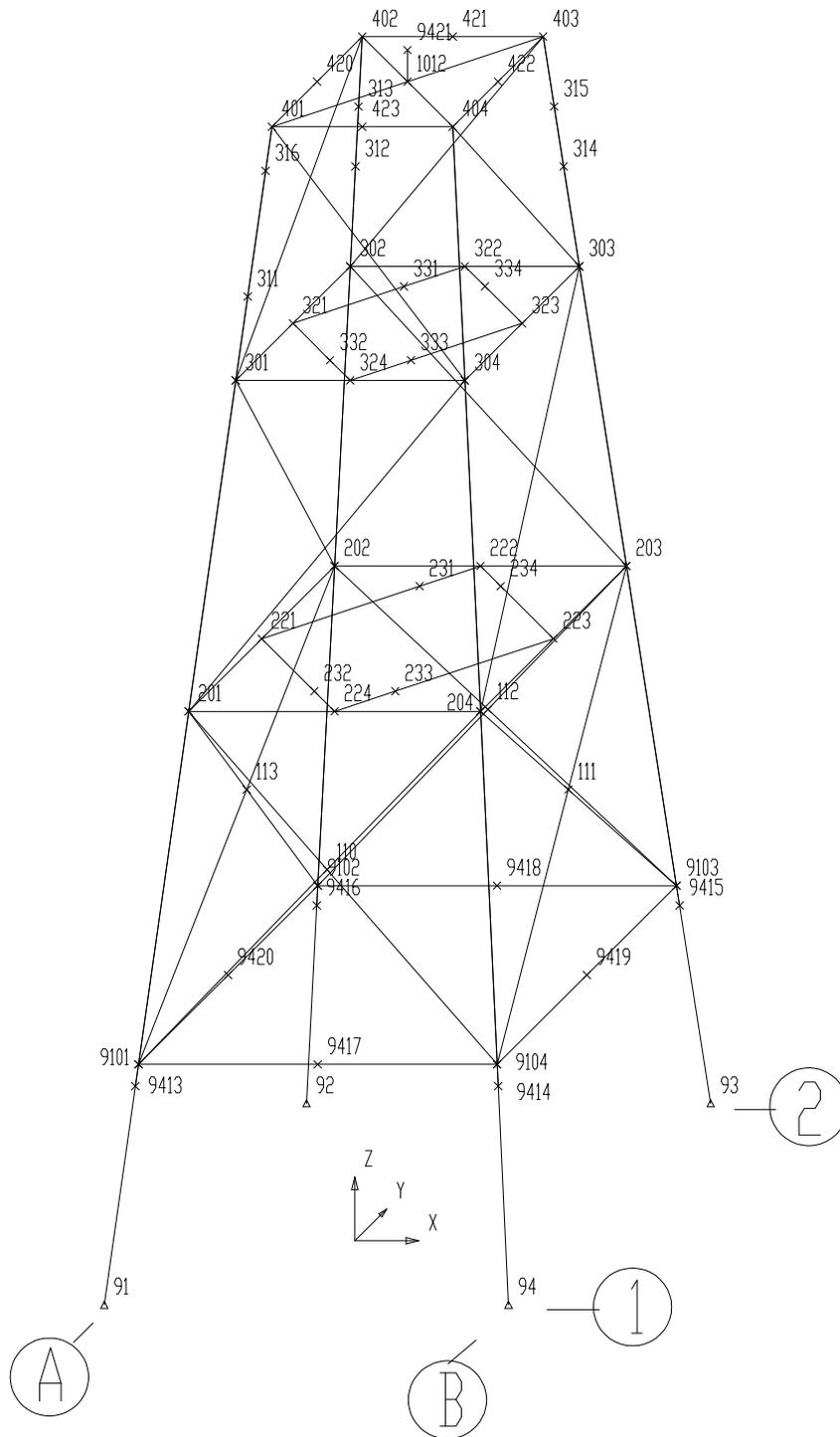


Fig. C-2b. Unifilare con i codici dei nodi

C.3 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Le condizioni di carico elementari, con le quali è stata eseguita l'analisi strutturale, sono descritte qui di seguito. Le forze e i momenti alla base della torre sono derivati dai carichi di progetto, che in prevalenza sono stati indicati dal costruttore dell'aerogeneratore.

C.3.1 Carichi Verticali

- Carico proprio

E' il peso proprio della struttura. Le combinazioni, che comprendono i carichi idrodinamici, il peso proprio e la spinta idrostatica della struttura sono calcolati automaticamente da SACS e sono compresi nelle condizioni di carico delle onde in modo da essere calcolati correttamente in base alla posizione della struttura rispetto al profilo dell'onda.

- FF_x

Forza orizzontale alla base della torre in direzione X
 $F_x = 744$ [kN]

- FF_y

Carico alla base della torre in direzione Y
 $F_y = 221$ [kN]

- NN_z

Carico alla base della torre in direzione Z
 $F_z = 3000$ [kN]

- MM_x

Momento alla base della torre intorno all'asse X
 $M_x = 10861$ [kNm]

- MM_y

Momento alla base della torre intorno all'asse Y
 $M_y = 53995$ [kNm]

- MM_z

Momento alla base della torre intorno all'asse Z
 $M_z = 611$ [kNm]

C.3.2 Carichi di Onda e di Corrente

I carichi d'onda, che per le condizioni estreme (periodo di ritorno 100 anni) e per quelle operative (periodo di ritorno 1 anno) sono applicati lungo 3 direzioni ogni 45° e che già sono stati esposti nella Tab. A.3, sono qui riconsiderati per consentire una rapida identificazione dei carichi, quando si dovranno proporre le combinazioni effettive.

L'altezza ed il periodo dell'onda, sia in condizioni operative, sia in quelle estreme per le 3 direzioni sono qui di seguito riportati:

- **Situazione operativa**

- $H_{\max} = 10.3 \text{ m}$
- $T = 9.70 \text{ s}$

- **Situazione estrema**

- $H_{\max} = 12.6 \text{ m}$
- $T = 10.8 \text{ s}$

I valori di corrente utilizzati sono di seguito riportati:

- **Situazione operativa**

- Superficie 0.81 m/s
- Fondo 0.41 m/s.

- **Situazione estrema**

- Superficie 0.86 m/s
- Fondo 0.51 m/s.

C.4 COMBINAZIONI DI CARICO

C.4.1 Logiche di verifica

Le condizioni di carico, che sono state presentate nel parag. C.3 sono state combinate secondo il seguente schema

- **Condizioni Operative**

OPJA = FFX1.0 + MMY1.0 + NNZ1.0 + WOPA1.0

OPJB = FFX.707 + FFY.707 + MMY.707 + MMX-0.707 + NNZ1.0 + WOPB1.0

OPJC = FFY-1.0 + MMX1.0 + NNZ1.0 + WOPC1.0

- **Condizioni Estreme**

STJA = FFX1.0 + MMY1.0 + NNZ1.0 + WSTA1.0

STJB = FFX.707 + FFY.707 + MMY.707 + MMX-0.707 + NNZ1.0 + WSTB1.0

STJC = FFY-1.0 + MMX1.0 + NNZ1.0 + WSTC1.0

C.4.2 Disegno della struttura

Nelle Figg. C-3 sono riportati i disegni in alzata ed in sezione trasversale della struttura portante a conclusione del processo di dimensionamento in obbedienza ai carichi specificati (Parag. C.3) ed alle relative combinazioni avanzate (parag. C.4) nel rispetto delle caratteristiche geometriche evidenziate ed alle normative, che sono state imposte.

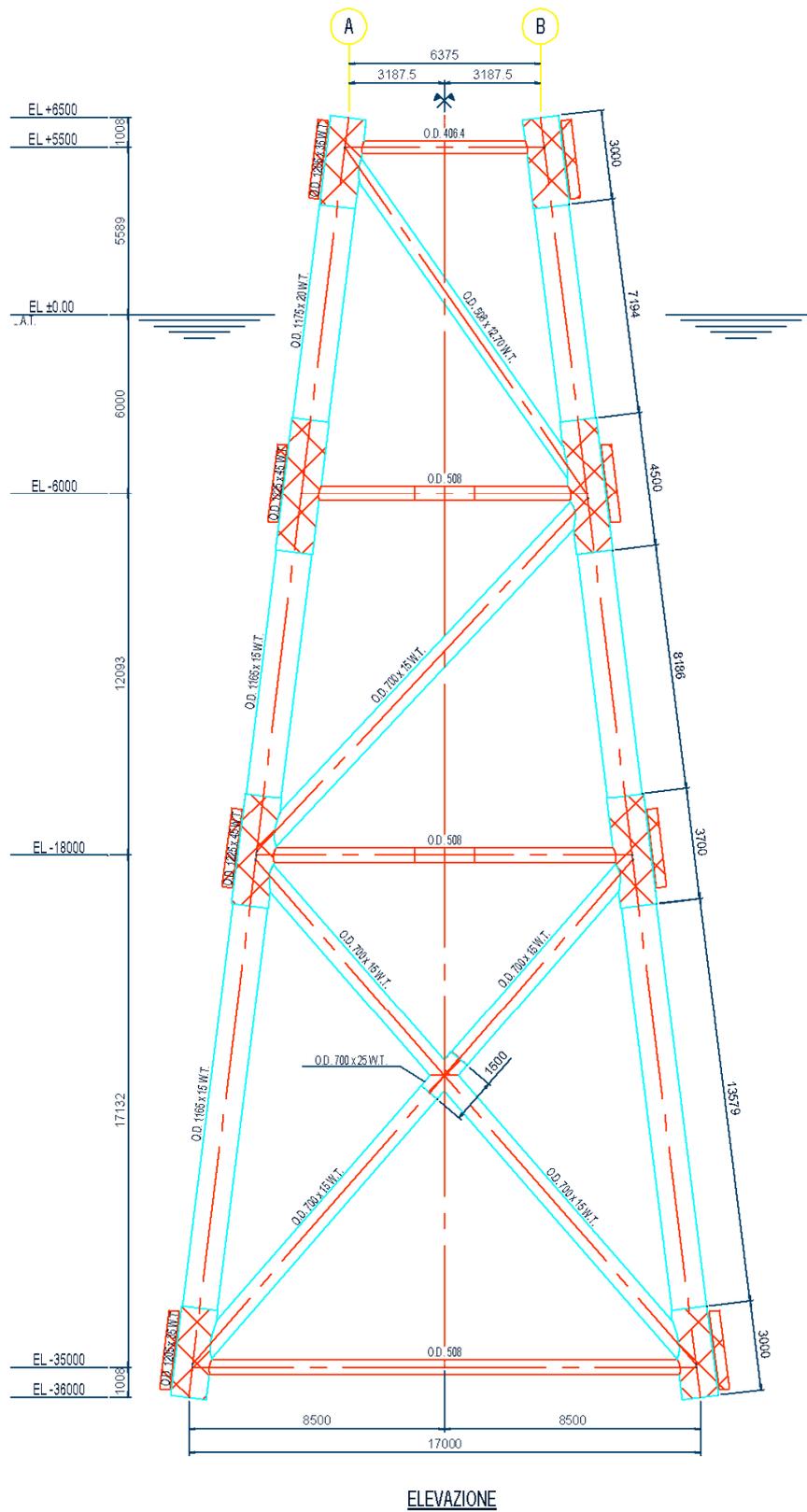
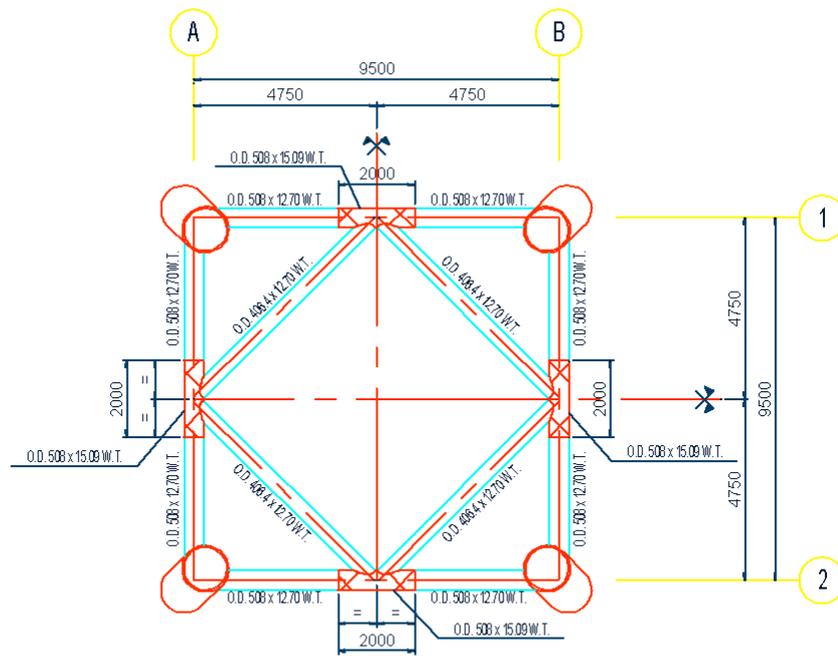
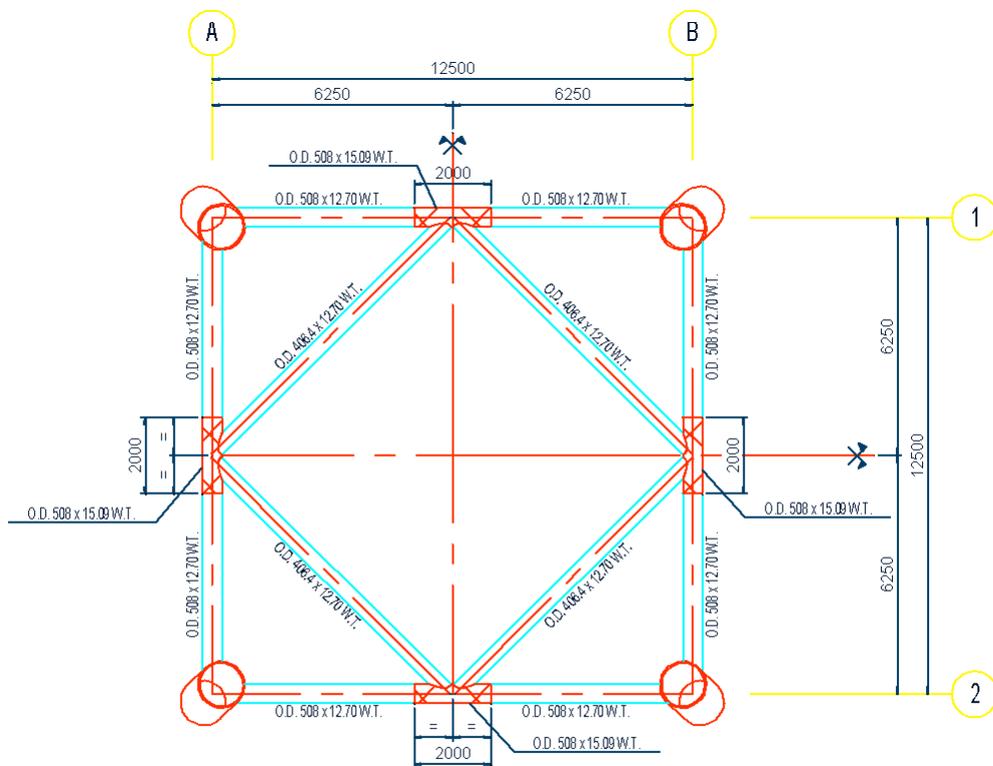


Fig. C-3a. Struttura portante in elevazione



PIANTA ELEVAZIONE -6000



PIANTA ELEVAZIONE -18000

Fig. C-3b. Struttura portante in sezione (a quota -18 m)

C.5 RISULTATI DELLE ANALISI

C.5.1 Analisi Statica

- Forze e Spostamenti dei Pali

Le forze e gli spostamenti in testa ai pali di fondazione sono riportati, per tutte le combinazioni di carico, nella seguente tabella. Le forze nei pali sono date nel sistema locale, per cui la forza Fx corrisponde all'azione assiale nel palo.

Tab. C.1. Risposte statiche della struttura

SACS-IV SYSTEM MEMBER FORCES AND MOMENTS									
MEMBER NUMBER	MEMBER END	GROUP ID	LOAD CASE	***** KN ***** FORCE (X)	***** KN ***** FORCE (Y)	***** KN ***** FORCE (Z)	***** KN-M ***** MOMENT (X)	***** KN-M ***** MOMENT (Y)	***** KN-M ***** MOMENT (Z)
91-9101	9101		OPJA	3173.41	218.42	182.45	35.00	474.59	632.33
			OPJB	3677.42	-27.54	289.66	19.81	854.16	-133.05
			OPJC	49.13	-259.15	242.21	8.31	848.64	-868.66
			STJA	3897.44	326.88	284.37	33.23	806.02	996.45
			STJB	4712.37	-28.90	435.38	18.63	1335.95	-135.10
			STJC	780.09	-369.43	345.65	8.59	1196.49	-1235.11
92-9102	9102		OPJA	3185.61	-219.61	185.84	-34.73	515.37	-624.56
			OPJB	17.32	-329.65	-31.19	-26.10	-123.95	-1000.14
			OPJC	-2724.96	-253.50	-244.15	14.42	-780.65	-856.46
			STJA	3916.71	-329.87	289.33	-34.31	863.15	-991.22
			STJB	50.95	-484.25	-31.25	-24.54	-117.03	-1516.31
			STJC	-3400.18	-362.38	-346.74	16.39	-1115.65	-1223.35
93-9103	9103		OPJA	-5861.94	-215.90	-189.24	-32.63	-458.13	-623.08
			OPJB	-6367.92	29.50	-300.14	-17.66	-851.17	137.62
			OPJC	-2719.82	260.99	-248.33	-6.06	-829.06	870.35
			STJA	-6537.38	-324.80	-291.84	-30.52	-793.41	-989.79
			STJB	-7339.10	30.58	-444.93	-16.09	-1330.85	138.82
			STJC	-3395.55	371.30	-352.19	-5.97	-1179.89	1238.30
94-9104	9104		OPJA	-5841.72	221.53	-192.29	37.74	-496.05	627.72
			OPJB	-2693.67	331.94	28.19	28.52	155.35	1007.01
			OPJC	50.91	256.27	236.51	-12.25	793.75	866.47
			STJA	-6517.29	331.80	-296.07	37.96	-846.24	995.73
			STJB	-2663.74	486.29	26.16	27.27	139.42	1522.45
			STJC	775.02	364.71	338.41	-14.16	1124.83	1230.83

SACS-IV SYSTEM JOINT DEFLECTIONS AND ROTATIONS							
JOINT NUMBER	LOAD CASE	***** CENTIMETERS ***** DEFL(X)	***** CENTIMETERS ***** DEFL(Y)	***** CENTIMETERS ***** DEFL(Z)	***** RADIANS ***** ROT(X)	***** RADIANS ***** ROT(Y)	***** RADIANS ***** ROT(Z)
9101	OPJA	1.9565383	-0.0517946	-0.0836959	0.0000054	0.0020837	-0.0000897
	OPJB	1.3002338	1.4459232	-0.1500211	-0.0014513	0.0013974	0.0000718
	OPJC	-0.0585755	2.0853925	-0.2017835	-0.0019640	-0.0000521	0.0002278
	STJA	2.8346956	-0.0697359	-0.1444218	0.0000067	0.0029252	-0.0001792
	STJB	1.8991215	2.0610781	-0.2352805	-0.0020477	0.0019733	0.0000699
	STJC	-0.0929036	2.9698114	-0.2612705	-0.0028051	-0.0000825	0.0003151
9102	OPJA	1.9578447	0.0839763	-0.0802206	-0.0000719	0.0020689	0.0000957
	OPJB	1.4186974	1.5199534	0.0081279	-0.0015024	0.0014667	0.0002068
	OPJC	0.0527410	2.0309296	0.1011925	-0.0019331	0.0000105	0.0002411
	STJA	2.8424404	0.1175338	-0.1397969	-0.0001011	0.0029102	0.0001835
	STJB	2.0530539	2.1687505	0.0107002	-0.0021219	0.0020596	0.0003322
	STJC	0.0698558	2.9106774	0.1638140	-0.0027739	0.0000107	0.0003311
9103	OPJA	1.9072872	-0.0817436	-0.0203571	0.0000364	0.0020343	0.0000958
	OPJB	1.2644985	1.4304533	0.0486769	-0.0014356	0.0013577	-0.0000670
	OPJC	-0.1123024	2.0559168	0.0979390	-0.0019387	-0.0001094	-0.0002234
	STJA	2.7872014	-0.0994387	0.0422157	0.0000376	0.0028752	0.0001864
	STJB	1.8595487	2.0393591	0.1350996	-0.0020254	0.0019291	-0.0000635
	STJC	-0.1453508	2.9390924	0.1593030	-0.0027764	-0.0001388	-0.0003091
9104	OPJA	1.9297146	0.1346665	-0.0226947	-0.0001247	0.0020450	-0.0000885
	OPJB	1.3760797	1.5831623	-0.1144076	-0.0015646	0.0014269	-0.0002009
	OPJC	0.0267913	2.0783079	-0.2041720	-0.0019810	-0.0000171	-0.0002358
	STJA	2.8125627	0.1673852	0.0386749	-0.0001533	0.0028826	-0.0001736
	STJB	2.0156145	2.2244840	-0.1135692	-0.0021785	0.0020233	-0.0003251
	STJC	0.0441807	2.9563127	-0.2649348	-0.0028223	-0.0000169	-0.0003257

C.5.2 Analisi Dinamica

- Modi di Vibrare della Struttura

L'analisi dinamica è stata eseguita, considerando i primi 30 autovalori corrispondenti ai modi di vibrare della struttura.

I primi due modi di vibrare sono lungo gli assi X e Y e sono relativi alla sola torre, il periodo proprio è pari a 4,248 s sia lungo l'asse X che lungo l'asse Y. Il terzo e quarto modo di vibrare riguardano la struttura portante della torre (jacket) ed è di tipo flessionale nel piano diagonale della struttura, il periodo proprio per il terzo modo è di 0,889 s e di 0,888 per il quarto modo. Il quinto modo di vibrare è di tipo torsionale e il suo periodo proprio è di 0,632.

Nelle figure da C-4 a C-8 sono rappresentati i primi 5 modi di vibrare della struttura, mentre i primi 30 modi con le relative frequenze sono riportati nella Tab. C.2.

Tab. C.2. Risposta dinamica della struttura

SACS IV-FREQUENCIES AND GENERALIZED MASS				
MODE	FREQ. (CPS)	GEN. MASS	EIGENVALUE	PERIOD(SECS)
1	0.235401	1.5811526E+02	4.5711381E-01	4.2480738
2	0.235416	2.0694874E+02	4.5705504E-01	4.2478007
3	1.124695	1.6069746E+03	2.0024900E-02	0.8891296
4	1.126110	1.6088054E+03	1.9974608E-02	0.8880124
5	1.580609	1.9057868E+03	1.0138905E-02	0.6326673
6	1.969343	1.4068458E+02	6.5312697E-03	0.5077836
7	1.969592	1.4062334E+02	6.5296145E-03	0.5077193
8	2.919814	4.6778223E+02	2.9711870E-03	0.3424876
9	2.923211	4.6658725E+02	2.9642856E-03	0.3420896
10	3.596484	7.1726891E+01	1.9583213E-03	0.2780493
11	4.091507	7.4344456E+02	1.5131213E-03	0.2444087
12	4.597450	3.4806898E+02	1.1984122E-03	0.2175119
13	4.750152	8.1736963E+02	1.1226003E-03	0.2105196
14	4.905495	3.2943188E+01	1.0526273E-03	0.2038530
15	4.905671	3.0233573E+01	1.0525516E-03	0.2038457
16	5.068604	5.7258611E+01	9.8596940E-04	0.1972930
17	6.087748	1.4986815E+01	6.8348165E-04	0.1642643
18	6.171888	1.6628668E+01	6.6497327E-04	0.1620250
19	6.256470	7.3269600E+01	6.4711497E-04	0.1598345
20	6.257392	7.2623282E+01	6.4692440E-04	0.1598110
21	6.511350	8.0571325E+00	5.9744537E-04	0.1535780
22	6.512229	8.1041425E+00	5.9728407E-04	0.1535573
23	6.609804	1.3937075E+01	5.7977974E-04	0.1512904
24	6.670347	7.5976355E+00	5.6930292E-04	0.1499172
25	6.671987	7.4654465E+00	5.6902312E-04	0.1498804
26	6.746260	1.2714598E+01	5.5656276E-04	0.1482303
27	7.127782	9.6773195E+00	4.9857600E-04	0.1402961
28	7.619001	9.8306882E+00	4.3635922E-04	0.1312508
29	7.738234	9.4332223E+00	4.2301570E-04	0.1292284
30	7.889307	1.8000478E+01	4.0697016E-04	0.1267539

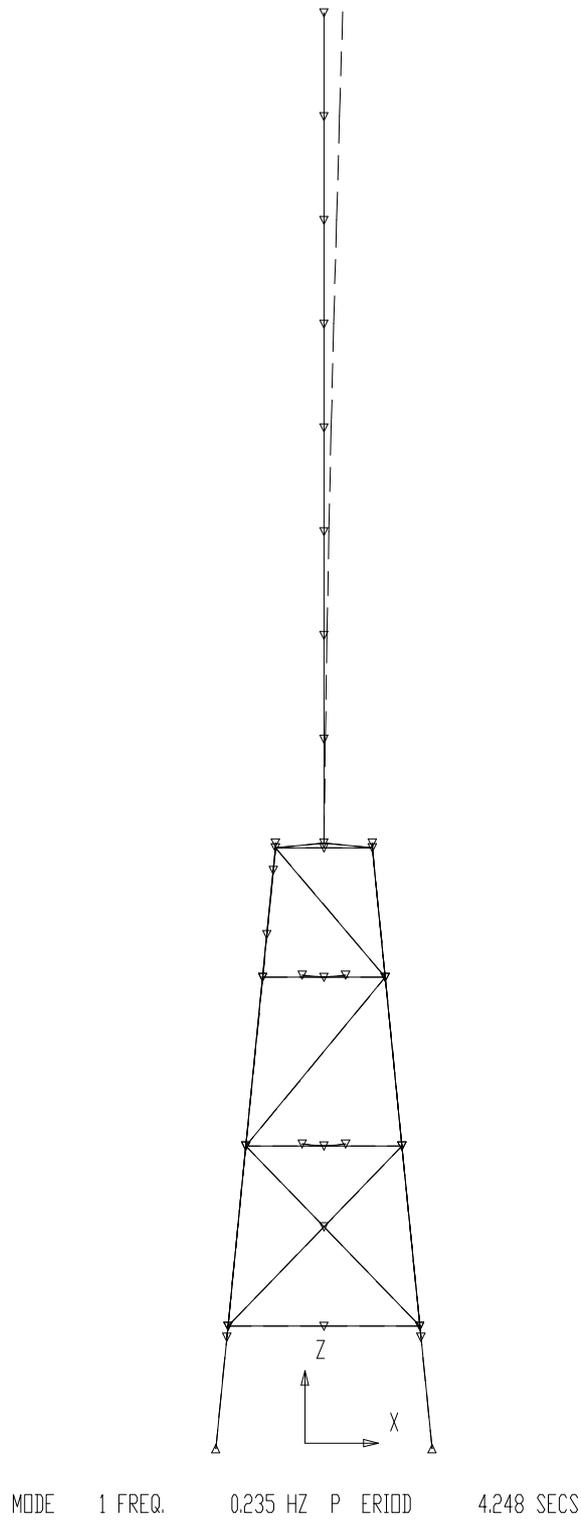


Fig. C-4. Deformata dovuta al primo modo di vibrare

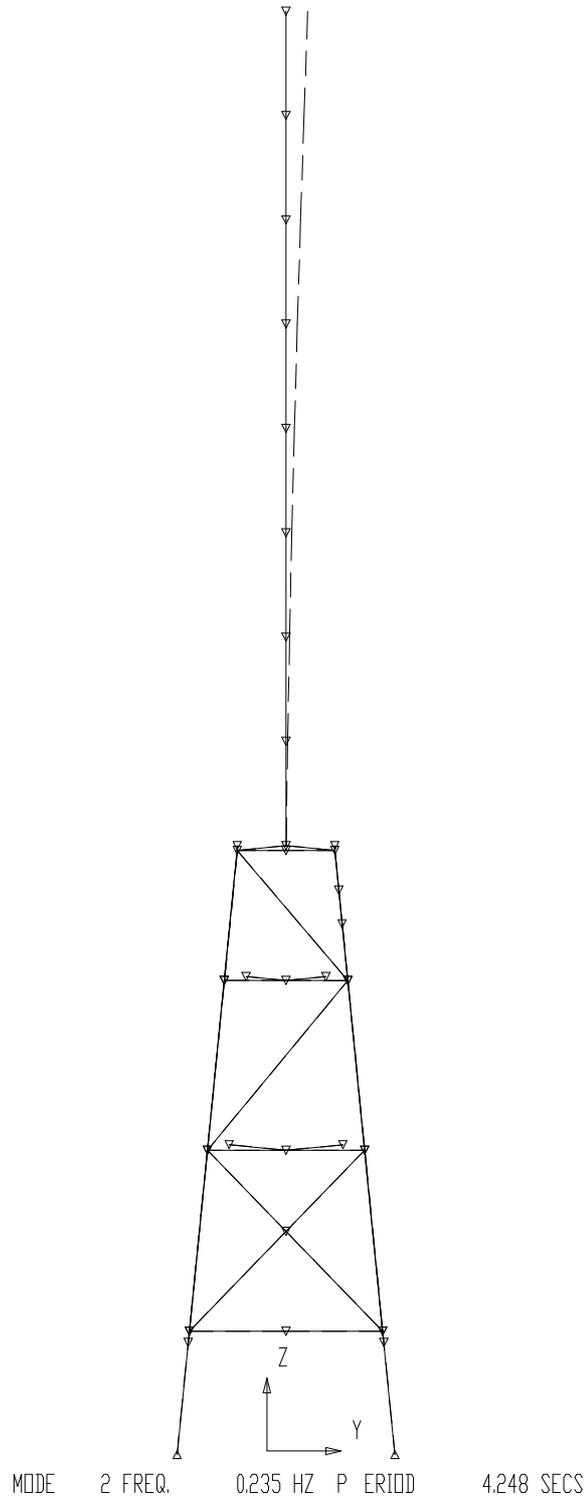


Fig. C-5. Deformata dovuta al secondo modo di vibrare

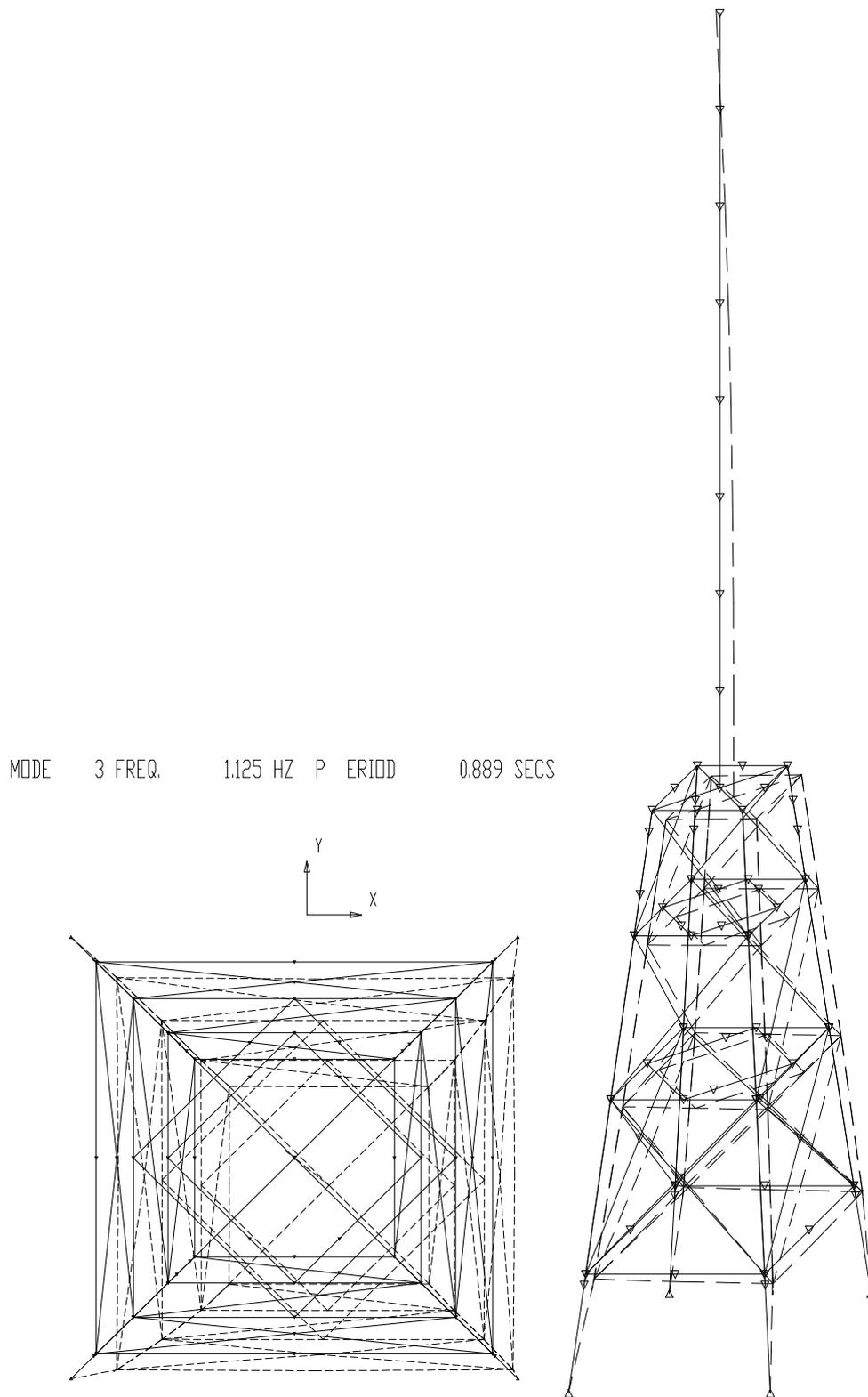


Fig. C-6. Deformata dovuta al terzo modo di vibrare

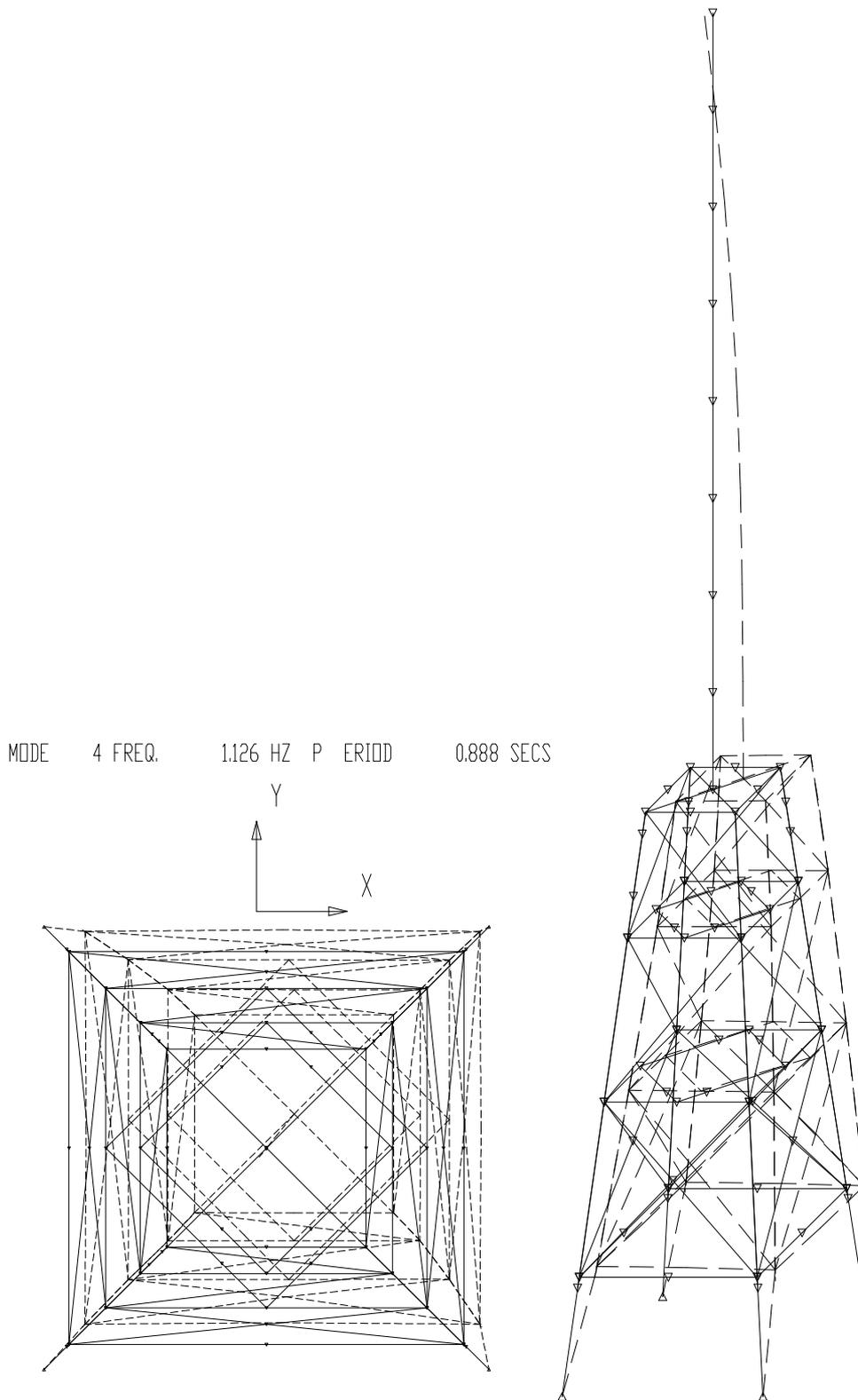


Fig. C-7. Deformata dovuta al quarto modo di vibrare

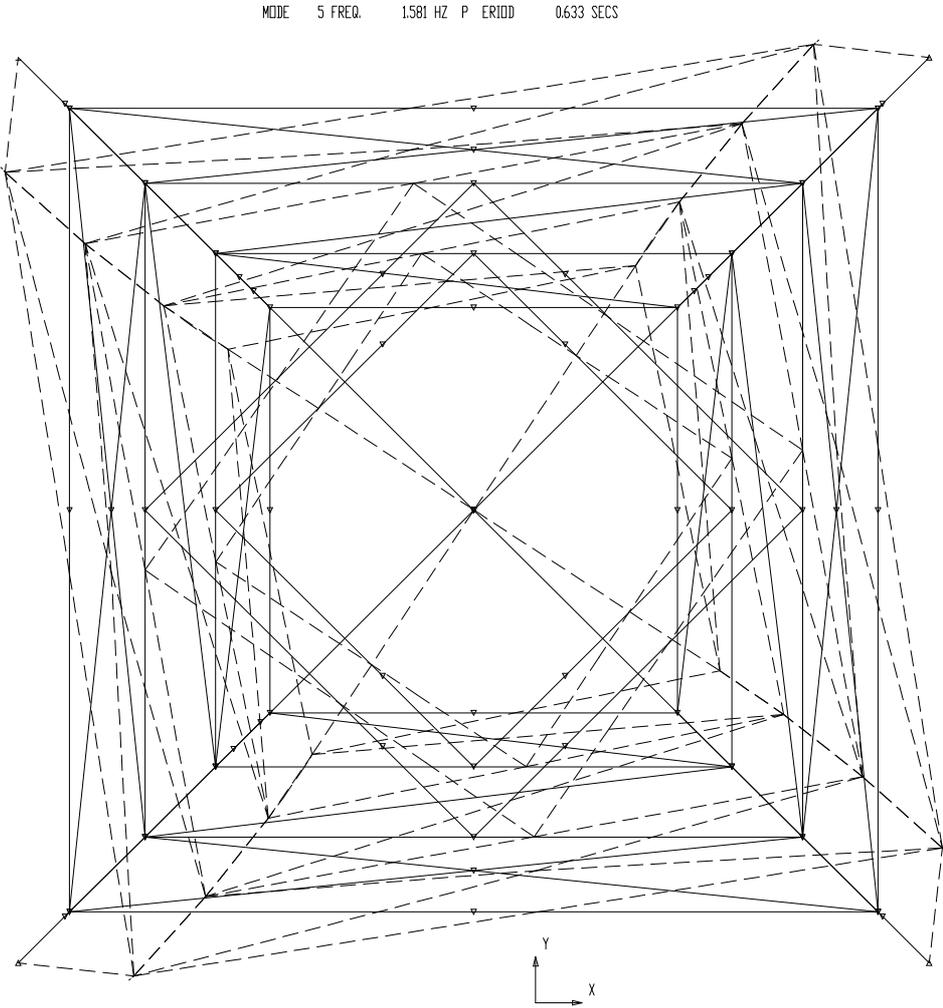


Fig. C-8. Deformata dovuta al quinto modo di vibrare

C.6 VERIFICHE STRUTTURALI

Tutti gli elementi strutturali principali della struttura portante della torre sono stati verificati in accordo alla normativa API RP 2A – WSD, tenendo anche conto dei pesi dei singoli elementi (cfr. la Tab. C.7).

La lista degli elementi del jacket (Figg. C-9), che per le verifiche di resistenza e stabilità presentano un fattore di utilizzo (U.C.) maggiore di 0.5, sono riportati nella Tab. C.3. I massimi valori di U.C. per ogni gruppo delle aste del jacket sono elencati nella Tab. C.4.

I risultati in termini di U.C delle verifiche a punzonamento di tutti i nodi tubolari del jacket sono riportati nella Tab. C.5, seguita dalla Tab. C.6 che mostra i dettagli delle verifiche per i nodi più sollecitati (U.C. > 0.2).

Tab. C.3. Verifiche di resistenza e instabilità delle aste del jacket (U.C.>0.5)

SACS-IV MEMBER UNITY CHECK RANGE SUMMARY

GROUP II - UNITY CHECKS GREATER THAN 0.50 AND LESS THAN 1.00

MEMBER	GROUP ID	MAXIMUM COMBINED UNITY	LOAD COND CK NO.	DIST FROM END	AXIAL STRESS N/MM2	BENDING STRESS Y N/MM2	Z N/MM2	SHEAR FORCE FY KN	FZ KN	KLY/RX	KLZ/RZ	SECOND-HIGHEST UNITY CHECK	LOAD COND	THIRD-HIGHEST UNITY CHECK	LOAD COND
304-	404 LB4	0.605	OPJA	11.6	17.64	-102.61	-61.77	-169.95	-180.98	28.3	28.3	0.486	STJA	0.388	OPJB
315-	403 LA7	0.597	OPJA	2.0	16.86	-103.26	58.57	193.45	-240.02	26.2	26.2	0.589	OPJB	0.493	STJB
9303-	403 PIL	0.608	OPJA	11.6	-42.24	-89.67	53.75	224.49	-258.16	32.0	32.0	0.561	OPJB	0.477	STJA
9304-	404 PIL	0.619	OPJA	11.6	-42.08	-92.54	-54.80	-215.72	-261.08	32.0	32.0	0.482	STJA	0.396	OPJB

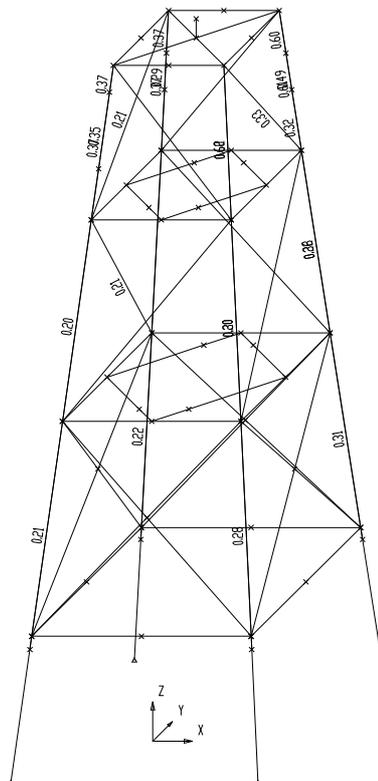


Fig. C-9. Verifiche di resistenza e d'instabilità delle aste del jacket (U.C. > 0.2)

Tab. C.4. Verifiche di resistenza e d'instabilità delle aste del jacket (valori massimi U.C. per gruppo)

GRUP ID	CRITICAL MEMBER	LOAD COND	MAX. UNITY CHECK	DIST FROM END M	* APPLIED STRESSES *			*** ALLOWABLE STRESSES ***				CRIT COND	EFFECTIVE LENGTHS		CM * VALUES *		
					AXIAL N/MM2	BEND-Y N/MM2	BEND-Z N/MM2	AXIAL N/MM2	EULER N/MM2	BEND-Y N/MM2	BEND-Z N/MM2		KLY M	KLZ M	Y	Z	
X13	201-	113	STJC	0.16	0.0	-26.74	9.51	-8.53	230.76	673.82	323.46	323.46	C<.15	8.0	11.1	0.85	0.85
X11	103-	111	STJC	0.15	0.0	-30.94	0.68	4.86	230.97	678.34	323.46	323.46	C<.15	9.8	11.1	0.85	0.85
LB2	101-	201	STJB	0.08	14.7	-14.22	-3.09	-3.27	229.62	900.49	296.25	296.25	C<.15	16.2	16.2	0.85	0.85
H11	203-	223	STJC	0.09	0.0	-14.97	-4.92	10.58	258.471419.62	344.45	344.45	C<.15	5.5	5.5	0.85	0.85	
LA2	103-	203	STJB	0.08	14.7	16.45	0.76	4.69	275.93	900.49	296.25	296.25	TN+BN	16.2	16.2	0.85	0.85
X12	111-	204	STJC	0.16	10.0	-31.33	4.63	-5.75	230.97	678.51	323.46	323.46	C<.15	8.0	11.1	0.85	0.85
LB3	201-	301	STJA	0.20	13.6	-30.68	-6.83	20.39	232.501026.40	296.25	296.25	C<.15	15.1	15.1	0.85	0.85	
X21	202-	301	OPJC	0.21	0.0	-26.29	10.43	0.59	152.49	255.00	242.65	242.65	C>.15A	15.6	15.6	0.85	0.85
LA3	203-	303	OPJA	0.26	13.6	23.64	24.41	-20.11	207.00	769.99	222.25	222.25	TN+BN	15.1	15.1	0.85	0.85
I11	224-	232	STJB	0.03	0.0	-1.67	1.22	-7.57	275.765789.91	356.18	356.18	C<.15	2.2	2.2	0.85	0.85	
LB4	304-	404	OPJA	0.60	11.6	17.64-102.61	-61.77		207.001322.17	230.45	230.45	TN+BN	11.6	11.6	0.85	0.85	
H21	304-	323	OPJA	0.19	0.0	32.10	-7.05	-9.07	216.001728.68	258.40	258.40	TN+BN	4.3	4.3	0.85	0.85	
X31	303-	404	OPJB	0.33	15.1	-12.25	62.96	14.22	151.31	222.05	258.40	258.40	C<.15	12.1	12.1	0.85	0.85
LA4	303-	314	OPJB	0.32	5.0	30.35	-39.34	10.38	207.001421.25	230.45	230.45	TN+BN	11.6	11.6	0.85	0.85	
LB6	311-	316	OPJA	0.35	5.8	-13.47	35.79	-53.01	188.991308.57	230.45	230.45	C<.15	11.6	11.6	0.85	0.85	
LA6	314-	315	OPJB	0.49	3.0	30.43	-74.27	25.81	207.001308.57	230.45	230.45	TN+BN	11.6	11.6	0.85	0.85	
LA7	315-	403	OPJA	0.60	2.0	16.86-103.26	58.57		207.001533.89	230.45	230.45	TN+BN	11.6	11.6	0.85	0.85	
LB7	316-	401	OPJA	0.37	0.5	-13.50	37.63	-57.71	194.022189.36	230.45	230.45	C<.15	11.6	11.6	0.85	0.85	
I21	333-	323	OPJA	0.04	5.0	0.99	-6.15	-6.92	216.001299.05	267.20	267.20	TN+BN	4.0	4.0	0.85	0.85	
PII	9103-9203	OPJB	0.31	0.0	-39.87	-21.94	3.55		173.93	523.90	258.75	258.75	C>.15A	16.2	16.2	0.85	0.85
PIL	9304-	404	OPJA	0.62	11.6	-42.08	-92.54	-54.80	207.001033.21	258.75	258.75	C>.15B	11.6	11.6	0.85	0.85	
LB1	9414-	104	OPJA	0.00	1.0	0.06	-0.01	0.00	207.00*****	255.02	255.02	TN+BN	1.0	1.0	0.85	0.85	
LA1	9416-	102	OPJA	0.00	1.0	0.06	-0.01	0.00	207.00*****	255.02	255.02	TN+BN	1.0	1.0	0.85	0.85	

Tab. C.5. Verifiche a punzonamento dei nodi della struttura portante della torre

* * J O I N T C A N S U M M A R Y * *
(UNITY CHECK ORDER)

***** ORIGINAL *****				***** DESIGN *****				
JOINT	DIAMETER (CM)	THICKNESS (CM)	YLD STRS (N/MM2)	UC	DIAMETER (CM)	THICKNESS (CM)	YLD STRS (N/MM2)	UC
404	117.500	2.000	326.605	0.529	117.500	2.000	326.605	0.529
111	70.000	2.500	326.605	0.239	70.000	2.500	326.605	0.239
110	70.000	2.500	326.605	0.200	70.000	2.500	326.605	0.200
113	70.000	2.500	326.605	0.186	70.000	2.500	326.605	0.186
112	70.000	2.500	326.605	0.158	70.000	2.500	326.605	0.158
303	122.500	4.500	326.605	0.157	122.500	4.500	326.605	0.157
304	122.500	4.500	326.605	0.157	122.500	4.500	326.605	0.157
402	120.500	3.500	326.605	0.144	120.500	3.500	326.605	0.144
103	120.500	3.500	326.605	0.140	120.500	3.500	326.605	0.140
101	120.500	3.500	326.605	0.139	120.500	3.500	326.605	0.139
104	120.500	3.500	326.605	0.122	120.500	3.500	326.605	0.122
102	120.500	3.500	326.605	0.122	120.500	3.500	326.605	0.122
204	122.500	4.500	326.605	0.108	122.500	4.500	326.605	0.108
302	122.500	4.500	326.605	0.106	122.500	4.500	326.605	0.106
202	122.500	4.500	326.605	0.104	122.500	4.500	326.605	0.104
301	122.500	4.500	326.605	0.104	122.500	4.500	326.605	0.104
403	120.500	3.500	326.605	0.093	120.500	3.500	326.605	0.093
201	122.500	4.500	326.605	0.092	122.500	4.500	326.605	0.092
401	120.500	3.500	326.605	0.085	120.500	3.500	326.605	0.085
203	122.500	4.500	326.605	0.084	122.500	4.500	326.605	0.084
323	50.800	1.509	303.304	0.048	50.800	1.509	303.304	0.048
322	50.800	1.509	303.304	0.046	50.800	1.509	303.304	0.046
324	50.800	1.509	303.304	0.036	50.800	1.509	303.304	0.036
224	50.800	1.509	303.304	0.031	50.800	1.509	303.304	0.031
321	50.800	1.509	303.304	0.031	50.800	1.509	303.304	0.031
221	50.800	1.509	303.304	0.027	50.800	1.509	303.304	0.027
222	50.800	1.509	303.304	0.023	50.800	1.509	303.304	0.023
223	50.800	1.509	303.304	0.020	50.800	1.509	303.304	0.020

Tab. C.6. Verifiche a punzonamento dei nodi della struttura portante della torre e dettagli delle verifiche (U.C. > 0.2)

* * J O I N T C A N D E T A I L R E P O R T * *
(JOINT ORDER)

COMMON JOINT	CHORD JOINT	BRACE JOINT	***** O.D. (CM)	CHORD WT (CM)	***** FY (N/MM2)	JOINT TYPE	GAP (CM)	*** O.D. (CM)	BRACE WT (CM)	** ANGLE (DEG)	* ACTING STRESSES			* *** PUNCHING STRESSES			*** UNITY CHECK	
											CHORD SRSS	BRACE FA	BRACE OPB	* IPB	ALLOWABLE FA	ALLOWABLE OPB		ALLOWABLE IPB
110	104	101	70.00	2.500	326.6	X		70.00	1.500	87.59STJA	15.79	13.15	1.03	0.99	67.27	183.95	183.95	0.200
110	201	101	70.00	2.500	326.6	X		70.00	1.500	92.41STJA	15.83	13.15	1.03	0.99	67.27	183.95	183.95	0.200
111	103	104	70.00	2.500	326.6	X		70.00	1.500	87.59OPJC	13.70	11.19	0.40	1.49	50.44	138.00	138.00	0.229
						X				STJC	19.04	15.72	0.76	1.24	67.23	183.95	183.95	0.239
111	204	104	70.00	2.500	326.6	X		70.00	1.500	92.41OPJC	13.81	11.19	0.40	1.49	50.44	138.00	138.00	0.229
						X				STJC	19.13	15.72	0.76	1.24	67.23	183.95	183.95	0.239
111	103	203	70.00	2.500	326.6	X		70.00	1.500	92.41OPJC	13.70	10.98	0.65	1.36	50.44	138.00	138.00	0.225
						X				STJC	19.04	15.41	0.97	1.47	67.23	183.95	183.95	0.235
111	204	203	70.00	2.500	326.6	X		70.00	1.500	87.59OPJC	13.81	10.98	0.65	1.36	50.44	138.00	138.00	0.225
						X				STJC	19.13	15.41	0.97	1.47	67.23	183.95	183.95	0.235
404	304	303	117.50	2.000	326.6	T		50.80	1.270	45.69OPJA	121.06	1.84	7.67	24.10	19.22	41.37	48.38	0.452
						T				OPJB	87.06	-5.56	7.22	22.51	23.92	47.52	72.17	0.458
						T				OPJC	49.86	-11.63	5.35	11.06	27.30	51.94	89.30	0.529
						T				STJA	122.21	2.36	9.86	24.37	31.15	62.38	92.51	0.274
						T				STJB	85.20	-7.65	8.77	23.83	34.98	67.39	111.86	0.379
						T				STJC	51.56	-14.86	5.28	12.90	37.27	70.39	123.47	0.481

Tab. C.7. Pesì della struttura portante e dei pali di fondazione

AEROGENERATORE 3MW - FONDALE 35m JACKET 4 GAMBE - LISTA DEI MATERIALI						
voci	DESCRIZIONE	SEZIONE	MATERIALE	LUNGHEZZA	QUANTITÀ	PESO
				mm		kg
1	GAMBE - NODI	Tubo 1225 x 45,00	S355K2G3Z	24.000	1	31.429
		Tubo 1205 x 35,00	S355K2G3Z	12.500	1	12.624
2	GAMBE	Tubo 1175 x 20,00	S355JO	36.000	1	20.509
		Tubo 1165 x 15,00	S355JO	105.000	1	44.668
3	TUBI SALDATI	Tubo 700 x 15,00	S355JO	250.000	1	63.349
		Tubo 700 x 20,00	S355JO	6.500	1	2.180
		Tubo 610 x 25,00	S355K2G3Z	14.000	1	5.049
4	TUBI NON SALDATI	Tubo 508 x 12,70	API 5L X52	215.000	1	33.353
		Tubo 508 x 15,09	API 5L X52	15.000	1	2.751
		Tubo 406 x 12,70	API 5L X52	70.000	1	8.632
		Tubo 406 x 15,88	API 5L X52	35.000	1	5.353
5	APPOGGI TEMPORANEI				4	20.000
6	ANODI					15.000
7	ACCESSORI VARI					10.000
PESO TOTALE JACKET						274.896
8	PALI DI FONDAZIONE	Tubo 1067 x 40,00	S355JO	90.000	4	364.643
PESO TOTALE PALI						364.643

C.7 JACKET CON CODOLO CENTRALE

Una soluzione alternativa per il collegamento tra torre e fondazione potrebbe prevedere l'impiego di un canotto centrale, come è illustrato nella Fig. C-10.

La radice dell'aerogeneratore sarebbe calata all'interno di questo cilindro centrale, la cui altezza è determinata per consentire un perfetto incastro tra i due corpi e per mettere l'asse della torre in verticale secondo le tolleranze di verticalità imposte.

Una volta che il collegamento tra le due strutture sia completo e si sia realizzato l'innesto meccanico voluto si blocca l'intercapedine, che resta tra la superficie interna del codolo e quella esterna della torre con un metodo di grouting normale. Nelle figure, che seguono, sono riportate alcune informazioni sulla risposta statica della fondazione come conseguenza della nuova configurazione.

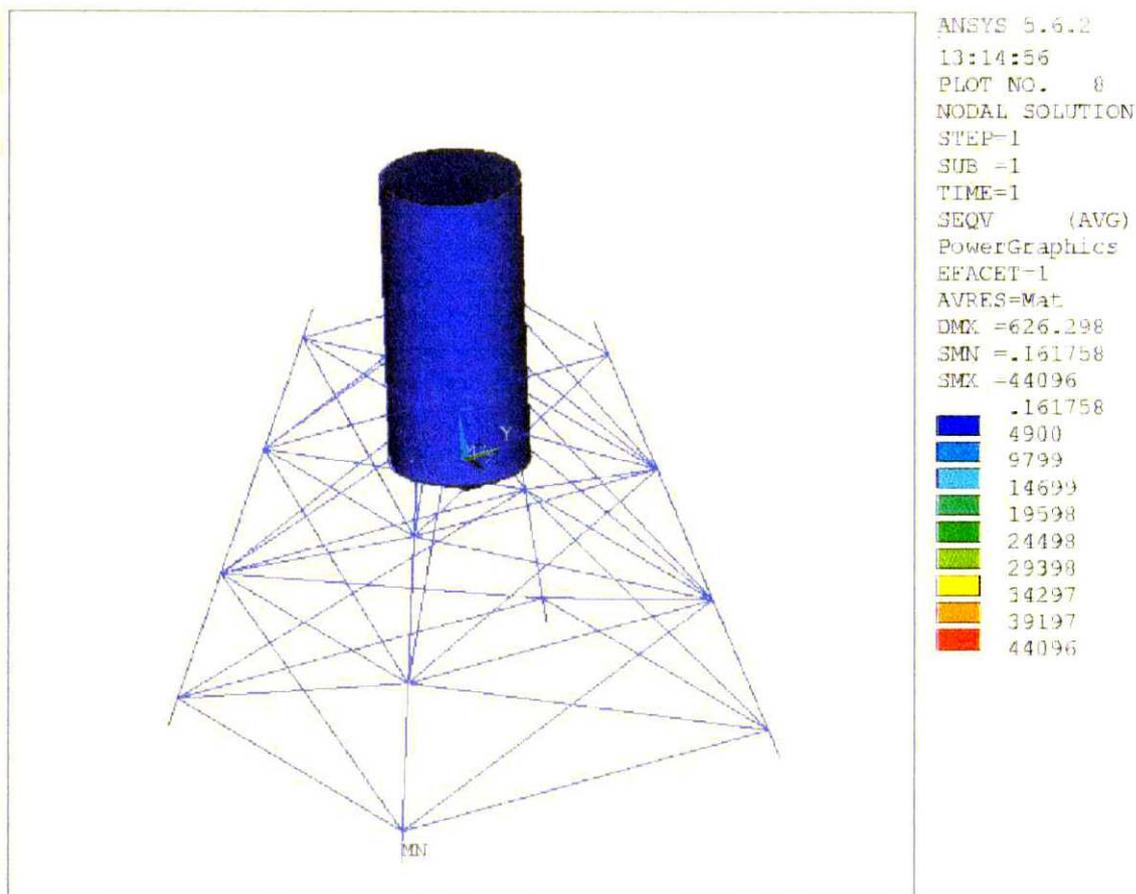


Fig. C-10. Schema di collegamento tra turbina e fondazione per innesto della prima struttura entro un cilindro centrale fissato alla seconda

Il dimensionamento del canotto cilindrico non è stato inserito, in quanto sembrava sufficiente -ancorché utile- possedere alcuni dati essenziali (stato strutturale, spostamenti assoluti) per avere una indicazione sulle diversità di reazione da parte della struttura primaria di fondazione.

L'accorgimento è stato proposto per descrivere possibili forme del deck della struttura portante in alternativa all'allestimento classico realizzato con un grande piastrone, su cui fissare la radice della torre mediante collegamento flangiato. L'attuale configurazione impone di allungare la torre del tratto, destinato a ricoprire l'altezza del codolo, entro il quale va a sistemarsi. La proposta è una derivazione della transizione, che si ha nelle fondazioni a monopila e che in questa soluzione è funzionalmente un po' modificato, pur rispondendo alle stesse esigenze. Resta anche da esaminare la fattibilità dell'operazione ed il confronto in termini di tempo di realizzazione, di certezza nel garantire le tolleranze progettuali/costruttive e di mantenimento nel tempo dell'incastro ottenuto, oltre che di effetti sulla risposta dinamica del complesso. Per il momento si è ritenuto sufficiente introdurre soltanto alcuni elementi illustrativi di massima dello stato tensionale (Figg. C-11).

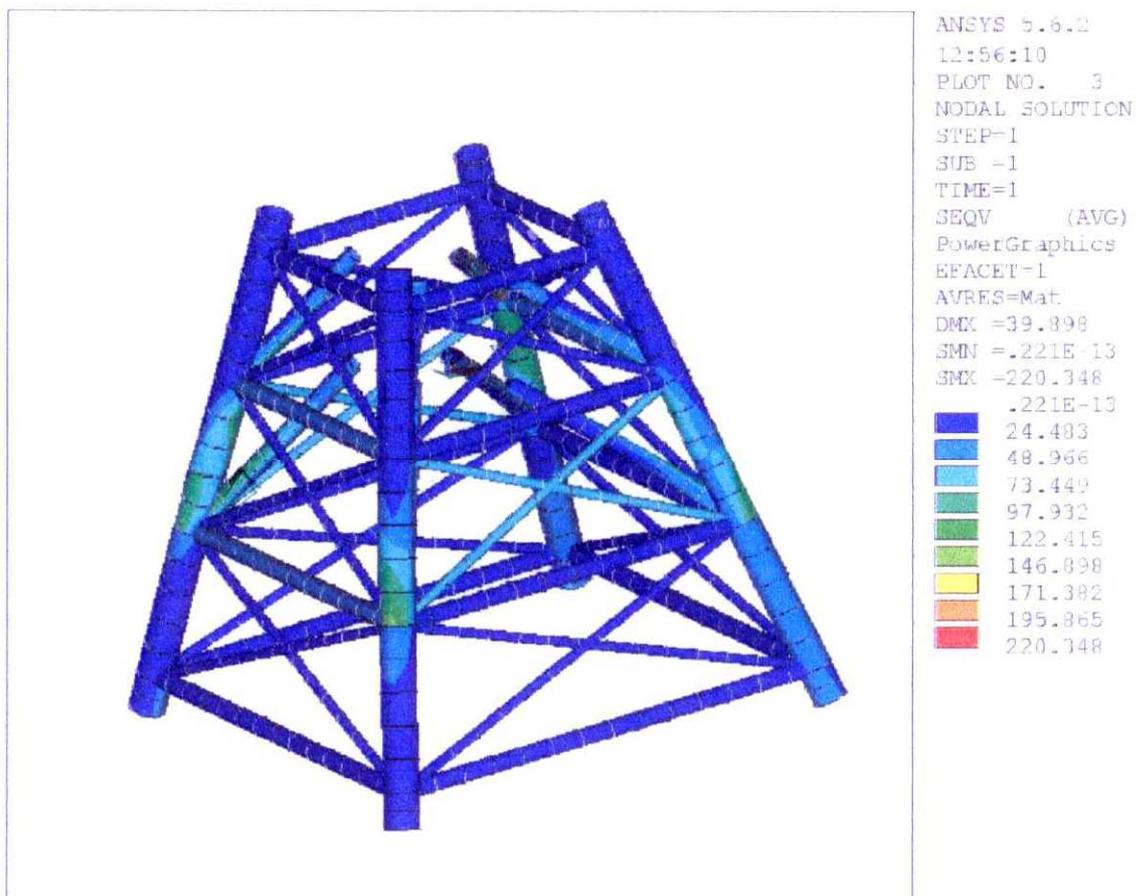


Fig. C-11a. Stato di sollecitazione (in MPa)

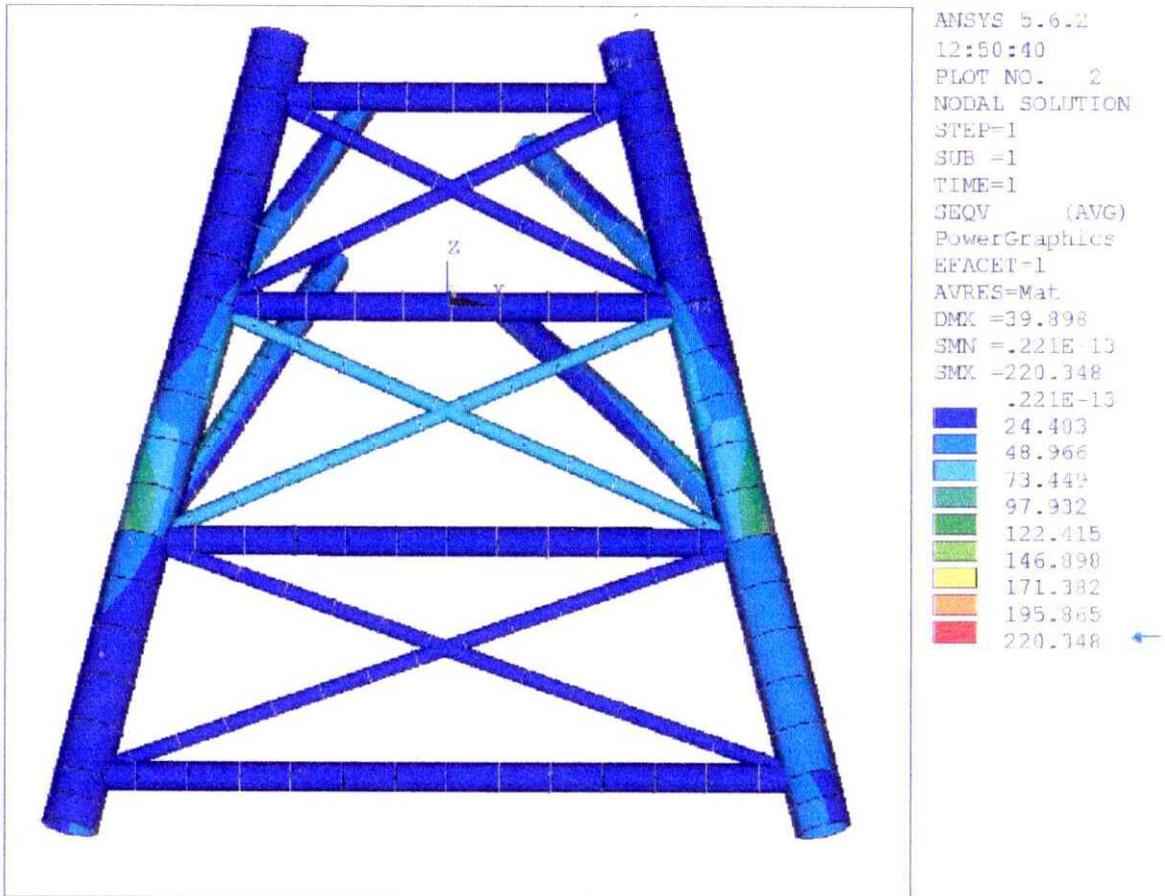
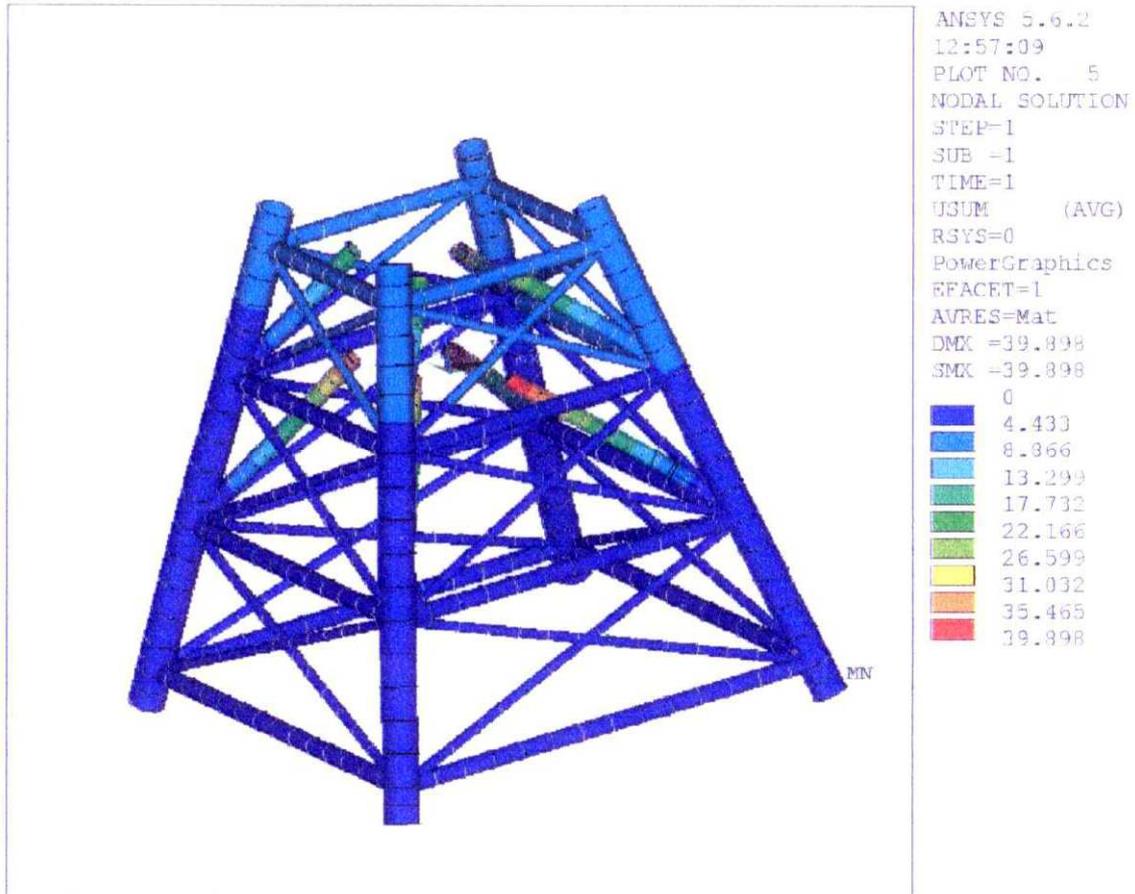


Fig. C-11b. Rappresentazione dello stato sollecitativi in 2D



C-11c. Spostamenti assoluti

D INFORMAZIONI E NOTE ESPLICATIVE

E' stato associato ai precedenti capitoli questo testo, che raccoglie l'insieme delle informazioni aggiuntive corrispondenti ai quesiti emersi nel corso di varie presentazioni ad auditori attenti e curiosi più dell'assetto funzionale che di quello strutturale.

Sono per lo più quesiti che possono essere stati formulati da vari settori, come il Gruppo Istruttore della Commissione Tecnica di Verifica dell'Impatto Ambientale, che opera presso il Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare, in riunioni per il SIA, aventi lo scopo di affrontare la valutazione dell'impatto ambientale, nell'ambito di Conferenza dei Servizi, di discussioni in sedi tecniche di Amministrazioni locali (Assessorati, Capitanerie di Porto, etc.).

Quelle che vertono sugli aspetti strutturali, già in parte trattati nel P.P. -racchiuso ed illustrato nella Rel. Tec.- e ripresentati nelle videate del programma in power point sul sito eolico -già predisposto e disponibile a richiesta- trovano in queste righe il loro corrispondente complemento con ulteriori elementi di risposta.

D.1 GEOMETRIA ED ASSETTO DELLA FONDAZIONE

- **Struttura e forma della fondazione**

I criteri di scelta della fondazione sono esposti nel parag. A.1, al pari della descrizione e della illustrazione figurativa dei componenti.

- **Inclinazione delle gambe**

I criteri di scelta dell'angolo di inclinazione sono illustrati nel parag. B.5.1, ove si avverte che

"Il montante della struttura portante può essere perfettamente verticale, come spesso avviene nelle strutture petrolifere tipo compliant o cedevoli (cfr. la Fig. A-3a), oppure inclinato verso l'interno, realizzando una struttura rastremata dalla base verso la cima. La ragione, che induce a scegliere questa seconda soluzione molto diffusa nelle piattaforme fissate al fondale come sono quelle per sostenere le turbine eoliche, è da ricercare nella necessità di conferire stabilità e rigidità al corpo fondario.

Il triangolo, che è delimitato alla base dalla distanza tra la attuale posizione del piede del montante e la verticale passante per il suo apice (coincidente con la cresta della gamba), ha un angolo al vertice abbastanza ridotto. Il rapporto tra le due quantità -base ed altezza del triangolo- varia tra 1:4 e 1:10, fatta unitaria la dimensione della base.

Per le strutture, che sono esaminate e considerate nel presente progetto, tale rapporto è di circa 1:8".

- **Rigidezza della struttura portante**

I criteri da seguire nell'imporre il grado di rigidezza voluto sono illustrati nel paragrafo B.5.1, ove si avverte che

"Nel caso in cui occorra aumentare la rigidezza della costruzione per corrispondere ad un maggior valore, imposto dal costruttore della turbina eolica, si può agire in diverse direzioni,

o aumentando di numero, in posizione e diametro gli irrigidimenti, oltre i dati dimensionali delle gambe;

o diminuendo il rapporto precedente;

o combinando i due fattori precedenti.

La prima procedura porta ad un maggior peso del corpo fondario, ma è certo foriera di migliori risultati strutturali. L'incremento degli spessori dei tubi ha un'azione poco rilevante".

- **Stato dei volumi interni dei corpi tubieri**

In tutti i volumi interni dei tubi resta aria. Fanno eccezione i montanti ed i pali di fondazione (cfr. il secondo capoverso del paragrafo D.2).

- **Per ulteriori ragguagli sui riflessi, indotti sulla struttura portante dal palo di fondazione, si cfr. il paragrafo D.2**

- **Appoggio del piede del montante**

Al piede di ogni montante può essere applicata una patta o piastra di appoggio (cfr. la Tab. B.7), saldata direttamente sul montante. L'accorgimento può essere utile, se l'estradosso del fondale sia coperto da melma o da materiale inconsistente e che sia tale da far affondare la struttura.

Una volta che sia stata determinata la consistenza e lo spessore di tale manto, è possibile decidere l'eventuale aggiunta del suddetto terminale e deciderne l'estensione ed il suo disegno. Può, infatti, non essere impossibile imporre sulla faccia inferiore della patta codoli di opportuna fattura e di altezza tale da superare lo spessore di fanghiglia in modo di scaricare direttamente i pesi sullo strato portante effettivo.

D.2 PALO DI FONDAZIONE

- **Assetto e caratteristiche della struttura dovute all'impiego del palo, come ancoraggio al suolo**

I criteri basilari, che hanno ispirato la scelta, sono illustrati nel parag. A.1 per quanto concerne la forma/tipologia della struttura e dei suoi elementi fondamentali, e nel parag. B.5.1, ove si avverte che

"L'impiego di fondazioni a traliccio di tubi (tipo jacket) fa ritenere che l'area di occupazione di suolo sia ristretta al diametro dei montanti e a quella di inserimento nel fondale al diametro dei pali;

non si debba ricorrere ad alcuna preparazione del terreno, né ad alcun consolidamento;

il fondale non è soggetto a scouring intenso anche con rilevanti correnti per l'esiguo diametro dei pali di fondazione e dei montanti;

un certo tendenziale rassodamento locale del fondale, operato dai pali di fondazione, potrebbe essere ipotizzabile".

- **Stato del volume interno dei montanti e dei pali di fondazione**

Nel parag. B.5.1 si annota che

"A seguito delle modalità di annegamento delle gambe fondarie, che, permettendo all'acqua marina di invadere i volumi interni, consente alla struttura di scendere sino al livello del fondale e di appoggiarvisi, all'interno dei montanti resta permanentemente acqua. Il pelo libero raggiungerà una situazione di equilibrio tra le condizioni esterne e quelle interne (pressione idrostatica, pressione barometrica, temperature, salinità, potenziali elettrochimici, etc.).

Lo stesso si avrà all'interno del palo di fondazione per la parte emergente dalla quota del fondale, mentre nella porzione occultata nel suolo resta lo stesso materiale, che forma ogni strato del sottosuolo marino.

L'eventuale riempimento con altro materiale solido (ad es. calcestruzzo) in luogo dell'acqua non è preferito per non rendere difficoltose le operazioni di smantellamento. Si può, invece, aggiungere all'acqua di riempimento un opportuno inibitore per tener sotto controllo la corrosione del materiale strutturale".

- **Inclinazione dell'asse del palo**

Vale quanto esposto per l'inclinazione dei montanti nel precedente parag. D.1.

- **Ispessimento della parte terminale inferiore del palo**

Si riportano le considerazioni del parag. B.5.4 in proposito e precisamente

"E'buona norma estendere la parte più robusta del palo per una ragionevole lunghezza in modo da tener conto della duplice possibilità,

o di realizzare la prevista quota di infissione, facilitando l'inserimento anche contro eventuali anomalie nella composizione dei suoli;

o di doverla superare per raggiungere uno strato di capacità portante maggiore di quella attesa.

Lo spessore di questo settore deve essere opportunamente maggiorato, incrementando anche del 50% quello a monte.

In punta è opportuno realizzare una sorta di gambale o di puntale aperto (cioè, senza fondello), che sia assai resistente e sia tale da assicurare e da garantire le esigenze, imposte dall'inserimento nel terreno.

Il bordo inferiore di tale segmento ispessito può essere rastremato per offrire un profilo tagliente e facilitare l'introduzione e l'avanzamento del palo negli strati del fondale marino".

- **Stabilità del palo durante le operazioni di battitura**

A questo proposito si legga quanto si è sostenuto nel parag. B.5.4, ove si dice che

"Un altro aspetto, che occorre verificare, riguarda la stabilità del palo durante le operazioni di inserimento. In questa fase il battipalo può essere collocato in cima al palo, su cui deve agire (od eventualmente in parte sostenuto da gru). Il peso dell'apparecchio, come pure il peso proprio del palo, sono diretti verticalmente, essendo azioni comandate dalla gravità.

Se il palo è inclinato (come lo è necessariamente, essendo inclinato il montante che lo contiene, e dovendo il palo muoversi all'interno del montante stesso), tali carichi vanno scomposti secondo le due direzioni ortogonali tra loro, l'asse del palo e la sua normale. In quest'ultima direzione le forze possono produrre inflessione, mentre quelle assiali servono al suo movimento all'interno del montante e conseguentemente nel fondale.

Lo spessore del palo ed il suo momento d'inerzia hanno valori, che solitamente non consentono di avere sostanziali inflessioni laterali nel pezzo. La situazione va ad ogni modo valutata nel P.E., specialmente se la lunghezza del palo, che sporge dalla testa del montante, fosse particolarmente elevata".

- **Stabilità del palo durante operazioni varie (sollevamento, trasporto, etc.)**

A questo proposito si legga quanto si è sostenuto nel parag. B.5.4, ove si dice che

"E' da dedicare attenzione anche alle dimensioni lineari del palo, che può essere corpo sottile, ed alla sua deformabilità.

Durante le operazioni richieste dai vari trasporti, ma soprattutto durante le fasi di sollevamento, discesa, spostamento in aria, etc. si deve far attenzione alle modalità di imbracatura per non sottoporre il pezzo a deformazione (permanente per imbarcamento, etc.).

In tale prospettiva altrettanta cura dovrà essere posta nel definire correttamente la pezzatura (cioè, la lunghezza massima) dello spool da maneggiare in funzione del suo spessore, del momento d'inerzia, delle saldature per giunzioni testa-testa da effettuare in opera, etc.".

D.3 CRITERI PROGETTUALI

- **Condizioni di carico**

Le condizioni di carico, prodotte dalla turbina eolica sono dichiarate dal Costruttore.

Il carico da moto ondoso e da correnti sono fissate per le *condizioni normali* dai carichi liberati durante eventi, che hanno frequenza di uno all'anno.

Per le *condizioni estreme* si considerano i carichi determinati dall'evento che si verifica una volta in 100 anni.

Tutti i valori di carico sono raccolti nel parag. B.3 per fondazione calata in 20 m d'acqua ed in C.3 per quella in 30 m.

- **Combinazioni di carico**

Per le logiche di verifica si cfr. il parag. B.4 per la fondazione sistemata in 20 m d'acqua e C.4 per quella in 30 m.

- **Progettazione del palo di fondazione**

Per i criteri da seguire nel dimensionamento e nella verifica strutturale del palo si cfr. il sottocapitolo B.5.

- **Progettazione della struttura portante a livello di P.E.**

Per maggiori raggugli sulle procedure da seguire nell'esecuzione dei calcoli, da inserire nello Stress Report finale per verificate tutte le situazioni (prese in esame per analizzare gli effetti sulla struttura portante durante costruzione, trasporti, montaggi, installazione, dismissione, etc.), si cfr. il parag. A.3.

- **Fenomeni di scalzamento e loro influenza**

I fenomeni di scalzamento (scour) sono da ritenere sopportabili (anche se non sono trascurabili) con montanti snelli, aventi diametro esterno non superiore ad 1,5 m (per la precisione sono 1.225 mm nella fondazione immersa in 30 m d'acqua e 1.205 mm in quella in 20 m), anche se un modesto sovraddimensionamento della lunghezza sarà assunto in fase di P.E. Per maggiori raggugli si cfr. il Cap. E.

E ALLEGATO 1.

SCALZAMENTO (SCOUR) DI FONDAZIONI A MARE

E.1 SCALZAMENTO E FONDAZIONI

E.1.1 Definizioni

In fondali sabbiosi con correnti di marea significative parte del suolo, che contorna un palo inserito in esso, viene asportato per una erosione, che è detta azione di scalzamento e che in letteratura tecnica è chiamato sovente con il termine inglese *scour*. La causa deve esser individuata nel disturbo, che la fondazione crea nei profili dei filetti fluidi e delle velocità attorno al corpo fondario.

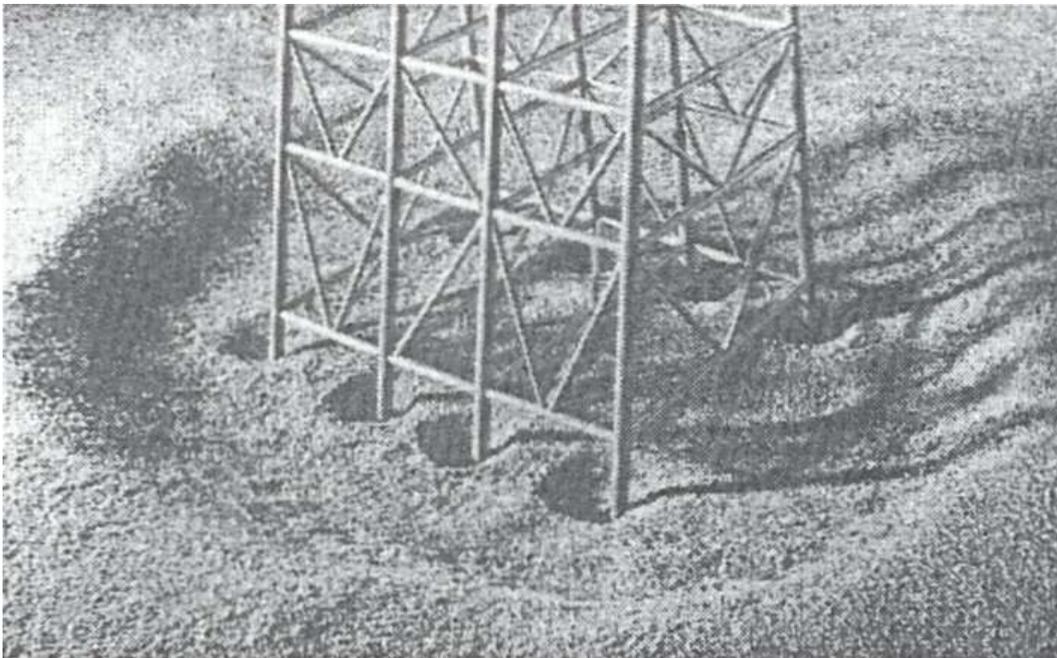


Fig. E-1. Scalzamento globale attorno al modello di jacket con accentuato infossamento locale attorno ai singoli pali e depressione generale con spostamento di materiale a valle del flusso di corrente incidente

Si parla di *scalzamento generalizzato (general scour)*, quando il fenomeno prodotto su un'area più vasta, che può al limite comprendere anche più pali, come nel caso di un tripode o di un jacket petrolifero a molte gambe. Si interpreta come *scalzamento locale (local scour)* quello che è riscontrabile a ridosso di ogni singolo ostacolo o palo (Fig. E-1).

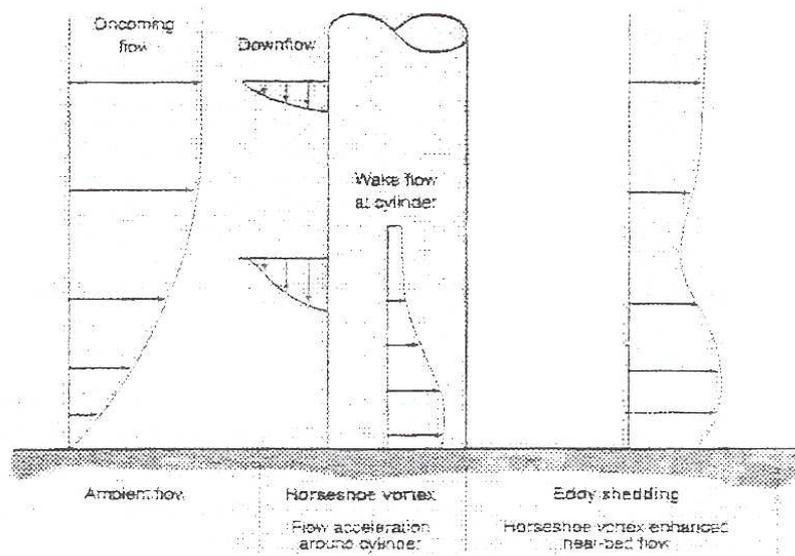


Fig. E-2. Interazione tra filetti fluidi e corpo cilindrico verticale con rappresentazione dell'andamento indeformato, con le vorticosità a forma di ferro di cavallo e con la distribuzione e con il profilo deformato dall'ostacolo

Nel caso delle fondazioni monopila l'abbassamento del fondale o incavo, che si rileva localmente attorno alla periferia del palo, può raggiungere una profondità non trascurabile. Aumentando considerevolmente il diametro, come capita nelle fondazioni a gravità, questa unghia o avvallamento in depressione del profilo sabbioso cala notevolmente, sia in valore, sia in distribuzione attorno alla periferia della fondazione.

E.1.2 Posizione del problema fisico

I dati raccolti sin'ora sono di origine sperimentale, essendo stati derivati da simulazioni tecnologiche. Mancano rilevamenti diretti (certi e sufficientemente numerosi) su strutture portanti in esercizio (anche se qualche rilevazione su fondazioni esistenti è stato operato, come si deduce dal contesto del parag. E.2 e ss.). Va detto che il fenomeno è stato realmente riscontrato ed è stato studiato anche per l'elevato numero di fondazioni di questo tipo, che sono state realizzate a tutt'oggi (specialmente nel mar del Nord e nel Mar baltico). Tra le 295 fondazioni per turbine eoliche offshore realizzate sino al 2004, se ne contano 181 del tipo a monopila. Di queste ben 169 sono state installate in fondali sabbiosi e, quindi, potenzialmente esposte al fenomeno in questione.

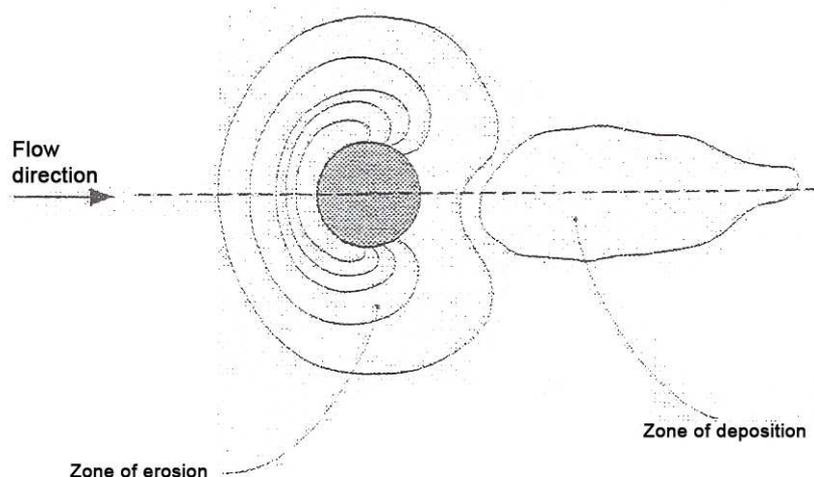


Fig. E-3. Andamento in pianta delle vorticosità attorno al cilindro con le zone di erosione e di deposito (più staccate da quelle erose)

In breve, può essere utile indicare quali siano le strutture, che si trovano soggette a tale fenomeno. Possono essere del tipo

- a pila singola (fondazione monopila, singolo palo di diametro appropriato, etc.);
- a più pile (tripode, jacket, etc.);
- a corpo di grande volume (fondazione a gravità, pennello, frangiflutti, diga, etc.);
- pipeline, specialmente se sia di diametro opportuno.

Si deve contare su condizioni, che agevolino il suo formarsi e che direttamente siano responsabili delle conseguenze in atto, quali

- correnti fluide (fiumi, estuari, etc.);
- ondosità (onde marine con ridotta influenza delle maree);
- onde e correnti profonde (condizioni di mare aperto, che sono tipiche di molti siti offshore);
- scia di natanti (navi in manovra, transito di mezzi navali in velocità, etc.).

L'alterazione nei profili di velocità, dovuta ad un ostacolo, come quello che è realizzato da un palo inserito nel fondale, può essere rappresentato con i profili della Fig. E-2, la cui traduzione in termini di curve di erosione è nella Fig. E-3. Il flusso incontrante l'ostacolo subisce un abbassamento nella parte frontale ed una vorticosità accentuata a valle dello stesso conformandosi a ferro di cavallo. E' proprio questo regime di vortici, che è responsabile dell'azione erosiva attorno alla periferia dell'ostacolo con scavo progressivo della superficie del fondale.

E.2 EFFETTI SULLE STRUTTURE FONDARIE E PROVVEDIMENTI OPPORTUNI

E.2.1 Commisurazione dello scalzamento

Il *flusso turbolento a valle della struttura* rispetto a quello a monte è contraddistinto da velocità più basse. Queste sono responsabili di sedimentazioni, creando una zona di deposito, che si manifesta dietro all'ostacolo ed in una zona non soggetta -e non interessata- allo scalzamento.

La *profondità dell'incavo* può essere dell'ordine di $0,8/2,5 D$, ove D è il diametro dell'ostacolo ϕ , in questo caso, del palo. Pur non potendo contare su un gran numero di casi va osservato che per ostacoli di diametro meno contenuto di quello per le fondazioni monopila, che varia tra 4 ed 8 m, la profondità non cresce linearmente.

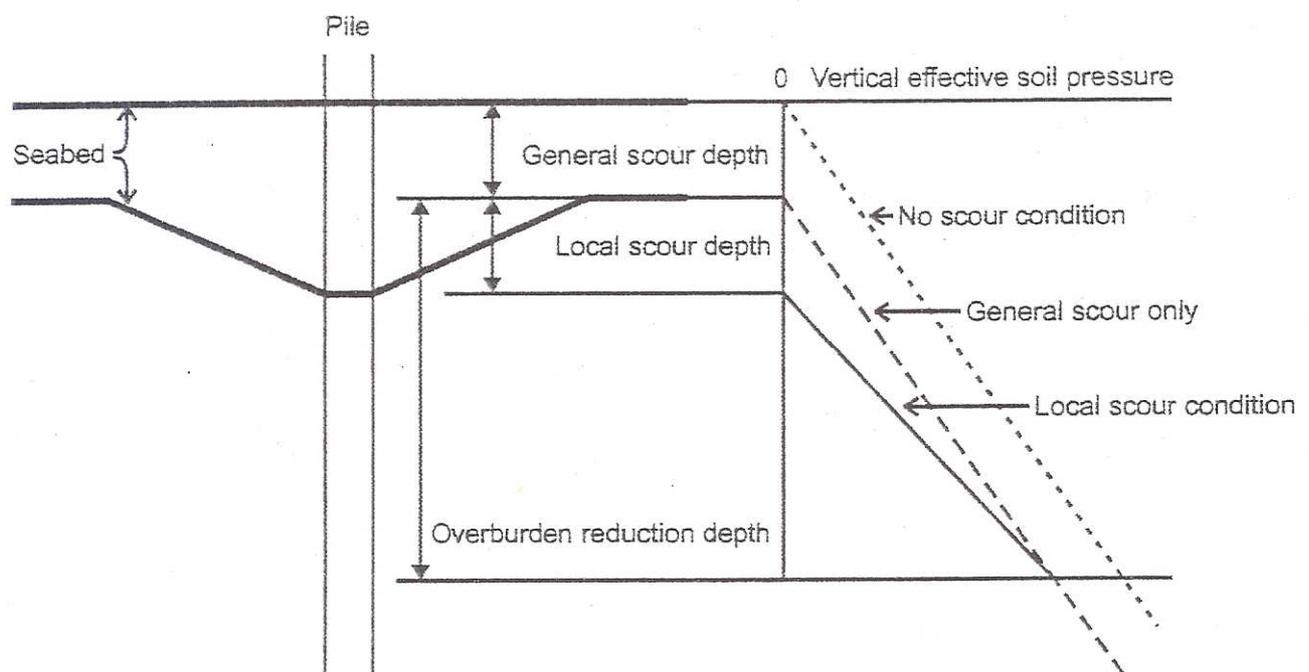


Fig. E-4. Riduzione dell'effetto sulla pressione del suolo dovuto a scouring

E' il caso delle fondazioni a gravità, che, essendo contrassegnate da grandi diametri (20-30 m ed oltre), dovrebbero trovarsi in condizioni di grande instabilità. In realtà siffatta congiuntura non si riscontra o non è nella misura temuta.

Da parte dell'Università di Delft e del Nederlandse Aardolie Maatschappij (NAM) con fondi del Ministero degli Affari Economici olandese sono state avviate *indagini locali differenziate* attorno a tre tipi di strutture portanti, che sono poste a differenti quote nel fondale marino del Mar del Nord meridionale. Sono rispettivamente una struttura a monopila (chiamata N7), un jacket petrolifero a più gambe (detto L9 e rappresentato nella Fig. E-7) ed una fondazione a gravità (F3). Quasi nessuna è protetta da interventi di consolidamento del suolo circostante. I dati sono stati desunti da ispezioni dirette mediante immersione di sommozzatori, da rilevamenti con ROV e da tracciati di ecosondaggi multibeam.

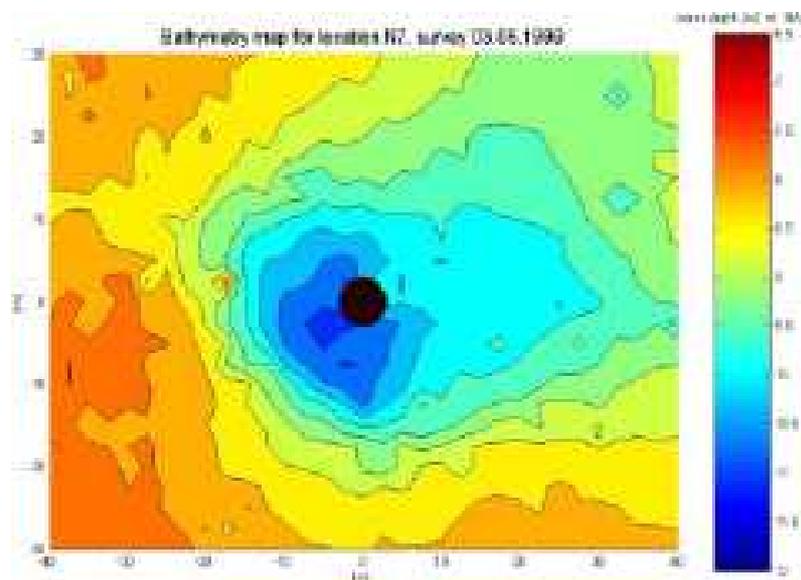


Fig. E-5. Andamento batimetrico del fondale attorno alla fondazione N7 due anni dopo la sua installazione

Si consideri la *struttura portante a monopila*, che è il primo tipo di corpo immerso nel fondale e che è contrassegnato con la sigla N7. Si è constatato, infatti, sulla fondazione a monopila da 6 m di diametro e collocata su fondale posto a 7 m dal

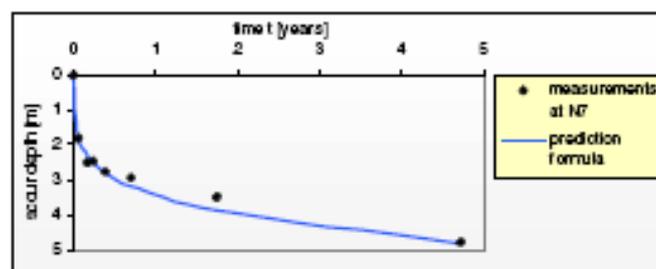


Fig. E-6. Profilo delle rilevazioni attorno alla fondazione monopila N7

mare medio, che dopo cinque anni di permanenza in acqua la profondità dello scalzamento locale è stato di 4,8 m, pari a 0,6 D e che l'effetto dello scouring si estende sino a 100 metri dal corpo fondario. Dalle misure, effettuate anche prima della campagna citata, è stato possibile tracciare il grafico della Fig. E-6.

Pertanto, secondo le stime olandesi e ricorrendo a formule empiriche, è presumibile che a fine vita (stimata in 25 anni circa) sembra corretto ritenere che la profondità dell'avvallamento possa mediamente -e cautelativamente- ammontare a 7-7,5 m, cioè dell'ordine di 1,1 D al massimo.



Fig. E-7. Piattaforme petrolifere associate(L9), di cui una da 4 gambe e l'altra da sei

Le *strutture a montanti* (L9) poggiano su un fondale più profondo (24 m relativi LAT) rispetto a quello in cui è infissa la precedente fondazione a monopila. La descrizione del fenomeno non si riferisce ad una situazione geometrica ed idraulica semplice, come è il caso di un corpo unico immerso nel mezzo marino. Inoltre, la risposta può essere anche variabile con il tempo. Le prove di laboratorio marcano una situazione spettante ad ogni gamba (scour locale) rispetto ad una generale, come è illustrato dalla Fig. E-1.

La carta batimetrica ha anche evidenziato che le registrazioni ecosonore erano soggette a riflessioni spurie, specialmente nei dintorni dei montanti ed a causa della loro mutua vicinanza. Ad ogni buon conto si è riusciti a rilevare un *valore limite* di 4,6 m, che è stato preso come indicatore della massima unghia di asportazione di fondale, pur non essendosi presentato ugualmente attorno alle diverse gambe. L'estensione della zona, compromessa dallo scour generale, arriva ancora ad un centinaio di metri, come è stato confermato dagli altri metodi di osservazione (ROV, immersioni, etc.).

E.2.2 Entità del fenomeno nel Mar Mediterraneo

La *entità del fenomeno* appare -e lo è- particolarmente significativa per due ordini di considerazioni. La prima è da far ascendere alla relativa esiguità del diametro dei montanti rispetto a quello del monopila (la differenza, però, nel caso specifico non sembra essere così forte, come è, invece, nelle nostre fondazioni a jacket per turbine eoliche rispetto a quelle a monopila).

La seconda è da attribuire alle condizioni marine. Il moto ondoso, le maree del Mar del Nord -mare notoriamente molto turbolento, specialmente quando è agitato- e la loro frequenza sono tutt'altra cosa di quelle che regnano nel Mar Mediterraneo (ed in particolare nel Mar Adriatico).

Pertanto, nei nostri mari la componente legata al moto ondoso (assai rilevante in via di prima ipotesi) potrebbe rivelarsi meno determinante al crescere della profondità. Probabilmente potrebbe già esserlo attorno ai 20 metri, quota del fondale attorno alla quale gravitano molti degli insediamenti eolici italiani. Se il valore rilevato è alto, questo fa anche ritenere che i metodi approssimati, di impiego nella stima del fenomeno, possono non essere sufficientemente adatti per indicare valori accettabili nelle strutture a più montanti. Inoltre, la relativa vicinanza delle gambe, specialmente per strutture fondarie a tre gambe e per turbine eoliche di media potenza richiedenti diametri inferiori, potrebbe indurre forse meno gravi fenomenologie nel formare l'incavo.

Ultima struttura esaminata dal programma olandese è la *fondazione a gravità* (indicata come F3). E' posizionata su fondale ancora più profondo (42,3 m) ed è protetta da un gabbione, steso a materasso sulla periferia. In funzione dal 1992 ha fatto riscontrare un incavo al vertice meridionale di 4,6 m circa. Il valore, che è stato rilevato, sarebbe in accordo con le valutazioni teoriche e con le estrapolazioni d'origine sperimentale, che l'Università di Delft ha condotto. Ciò conferma l'opportunità e avvalora la correttezza funzionale della protezione da inserire a salvaguardia della fondazione, qualora si tema o non si voglia incorrere nel fenomeno in questione.

Si può anticipare qualche *considerazione comparativa*, se non proprio riassuntiva. Il fenomeno sembra essere determinabile con buona accuratezza con geometrie fondarie semplici e con fondali bassi, in cui le condizioni marine (moto ondoso, maree, etc.) siano determinanti.

Le previsioni in corrispondenza di strutture più complesse richiedono un intervento sulle formule precedenti, avvalendosi di valutazioni ingegneristiche e possibilmente di prove su modelli fisici.

Si sottolineano queste due ultime condizioni. Effettuare una elaborazione tecnica sulle conseguenze e sulle manifestazioni marine nel sito è assolutamente indispensabile. Non è opportuno -anzi può essere del tutto improponibile- fare estrapolazioni, partendo da situazioni geografiche molto lontane.

Laddove sia possibile fare *misure su strutture analoghe esistenti* e non molto diverse -dal punto di vista climatico ed ambientale- per l'azione del fenomeno nel tempo, è opportuno anche sobbarcarsi il costo di simili indagini, che hanno il pregio di essere sperimentali ed oggettive.

E.2.3 Effetti dello scalzamento

L'incavo, che si forma all'intorno dell'ostacolo, ha effetti negativi sulla *stabilità del palo* o del corpo cilindrico a sezione circolare infisso.

In primo luogo, la lunghezza di contatto tra il sottosuolo marino e la superficie esterna del palo si riduce. Per tenerne conto bisogna incrementare la lunghezza di inserimento durante la battitura.

Inoltre, la consistenza del suolo a contatto del palo subisce nella sua parte superiore una riduzione. Nella Fig. E-4 è stato esposto schematicamente l'andamento della pressione su terreno di fondazione, che nella zona, compromessa dallo scalzamento, cala per effetto, sia dell'azione generale, sia -e soprattutto- di quella locale, cui contribuisce anche l'imbibimento nel senso di diminuirne la portanza.

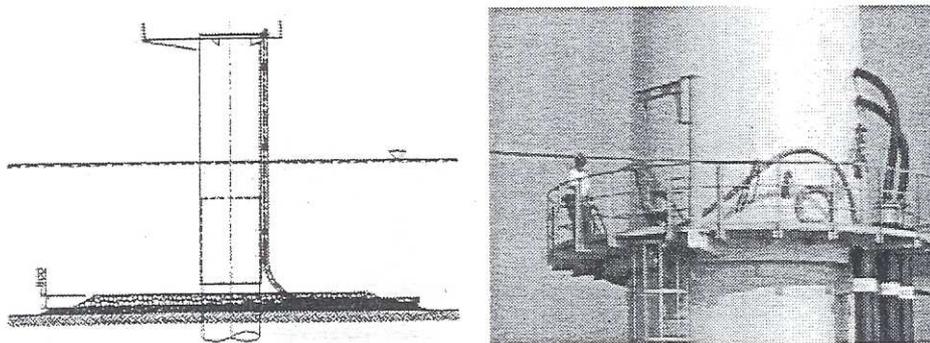


Fig. E-8. Sistemazione di discesa (mediante J-tube) di cavo elettrico in zona soggetta a scouring e relativa sistemazione all'inserimento nella torre

Gli effetti negativi, che il fenomeno produce, sia sulla fondazione, sia sulla tecnologia relativa, sia in un certo senso sulla stabilità della turbina eolica, sono

- la riduzione della capacità portante del fondale e della sua resistenza, imponendo una maggior profondità della porzione di palo da inserire nel sottosuolo;
- l'incremento della tendenza al rovesciamento da carichi (vento, onde, correnti, etc.) e della potenza unitaria della turbina fanno crescere il momento flettente sul palo con aumento delle caratteristiche dimensionali dello stesso (diametro esterno, spessore di parete, etc.);
- la riduzione della portanza e della rigidità del suolo ha la conseguenza di abbassare la frequenza naturale della struttura;

- le variazioni geometriche del fondale, che non sono più uniformi attorno alla struttura, introducono zone di mancanza di appoggio, cui è esposto anche il cavo elettrico sottomarino almeno nella tratta vicina alla fondazione.

Queste ultime considerazioni vanno chiarite. La discesa del cavo può essere guidata -e di solito così avviene- da un conduit in plastica o in metallo (detto tubo a forma di pipa e per questo chiamato J-tube). Una volta arrivato a contatto del fondale, il cavo è adagiato sulla periferia della struttura (Fig. E-8). Ove si sia manifestato lo scalzamento, il cavo è esposto senza difese all'azione delle vorticosità delle correnti, operanti nella zona.

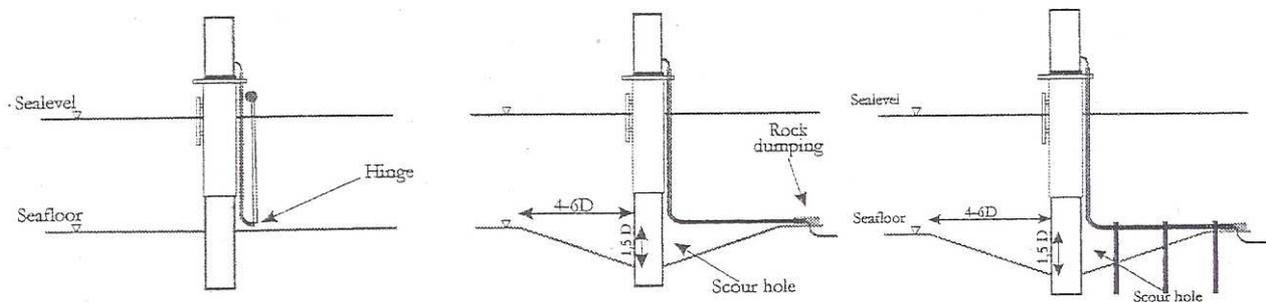


Fig. E-9. Cavo sottomarino in zona soggetta a scouring e relative protezioni

Superato l'incavo il cavo torna ad essere protetto dall'interramento. Il tratto, che non è difeso, può essere sottoposto a condizioni di sbalottamento e di improvvisi strattoni, che possono avere indubbiamente riflessi negativi o pericolosi sulla sua resistenza (a fatica meccanica) e sulla sua stabilità.

Si può ricorrere (Fig. E-9) a qualche mitigazione, inserendo un sistema di vincolo supplementare, come si è tentato di indicare nell'ultima rappresentazione della Fig. E-9.

E.2.4 Provvedimenti migliorativi

Una volta che si sia riconosciuto che il fenomeno abbia modo di imporsi, è indispensabile prendere alcuni provvedimenti, che siano in grado di produrre qualche risultato mitigante sugli effetti temuti. Il primo risultato fra tutti quelli attesi è di conferir maggior consistenza al manto sabbioso, che copre e costituisce lo strato superficiale del fondo marino, circostante la struttura.

Si tratta di posare una *serie di materiali solidi*. Si può ricorrere a frantumazioni molto grossolane di corpi rocciosi o similari, che si dovranno far depositare in composizioni differenti per granulometria sul sito in modo da realizzare uno zoccolo attorno al palo. Esso deve avere consistenza e resistenza allo spostamento da vorticosità, che siano ben superiori a quelle della sabbia. Si incomincia col disporre materiali molto sminuzzati per un primo tamponamento del manto sabbioso da accompagnare successivamente con strati a pezzatura più grossa ed a miglior resistenza anche all'erosione, come nella Fig. E-10.

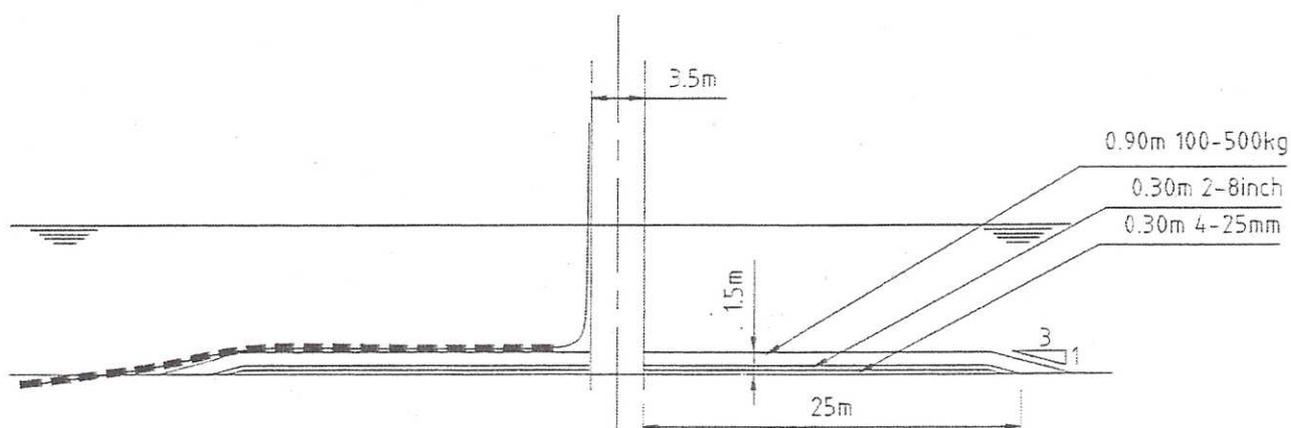


Fig. E-10. Illustrazione del provvedimento di mitigazione, ottenuto con tre strati sovrapposti di opportuno spessore mediante lo spargimento di materiale di diversa dimensione attorno ad un palo di diametro medio per una estensione di circa 2.000 mq (corona circolare di 25 m di differenza tra i diametri)

In luogo del primo strato di tamponamento, che è a contatto con il manto sabbioso, si può disporre di un particolare *tessuto da stendere sul fondale*. Avrebbe la funzione di stabilizzare i granelli di sabbia, come d'altronde si tenderebbe a fare disponendo i primi strati di materiale solido di piccole dimensioni a scopo di consolidamento e di imbrigliamento del moto dei granelli prima di buttare materiale

più consistente. Una volta ottenuto lo scopo di rendere stabile il primo strato di fondo si potrebbe proseguire con strati di materiali (naturali, come le rocce, od artificiali, come c.s./c.a) a pezzatura e di consistenza maggiori.

E.3 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

E.3.1 Opportunità per interventi mitigatori

Dalle considerazioni, appena esposte, è opportuno trarre qualche conclusione, per la urgenza di dare risposta all'interrogativo principale riguardante quale intervento occorra programmare per mitigare, se non completamente annullare il fenomeno, che è stato messo in evidenza da reali risposte sul campo.

Va, innanzitutto, rilevato che qualunque provvedimento si voglia mettere in atto, ha *effetti negativi*. Risulta costoso in se stesso per i materiali occorrenti e per i mezzi da disporre, oltre che dispendioso per l'aumento dei tempi di lavoro attorno alla fondazione e discutibile per l'alterazione delle condizioni locali della morfologia del fondale.

Pertanto, il quesito da porre è sulla *necessità -o meno- di un simile intervento*. Ricordando le considerazioni, esposte all'inizio, il fenomeno è evidente quanto più

- il diametro dell'ostacolo (nel caso in discussione è un palo) abbia valori appropriati (e, comunque, non piccoli);
- il materiale dello strato del fondale a contatto con l'acqua abbia consistenza sabbiosa;
- le correnti di profondità e le maree, che sommuovono le superficie del fondale marino, siano attive ed intense.

Naturalmente, se tali condizioni iniziatrici non sono presenti o lo sono in misura tollerabile, non è necessario predisporre *ulteriori interventi* del tipo di quelli che sono stati discussi ed avanzati. Basta rileggere le conclusioni riportate nel riquadro finale, che è inserito alla fine del presente paragrafo.

Il caso dei campi eolici del Mar Adriatico sembra generalmente corrispondere proprio all'ultima considerazione, ipotizzata nel precedente capoverso.

Le condizioni del mare non dovrebbero creare situazioni di instabilità delle sabbie ed, inoltre, le dimensioni dei tubi, che sono impiegati per i montanti della struttura portante non assumono valori tali da rendere evidenti le problematiche, responsabili dello scalzamento. Il diametro delle gambe del jacket, proposto e dimensionato per il campo eolico in questione, sono dell'ordine di 1/1,3 m o poco più.

L'effetto dell'alterazione dei profili dinamici dei filetti fluidi con la soluzione a jacket dovrebbe essere meno evidente ed acuto di quello, che si nota e si teme con diametri maggiori e dell'ordine di quelli tipici per fondazioni monopila.

Si potrebbe eventualmente porre al piede di ognuno dei montanti delle *piastre di appoggio*. Si potrebbe supporre che in un certo senso tale accorgimento possa avere qualche influenza positiva sul fenomeno nel caso in cui si manifestasse attorno ai montanti della struttura portante.

In aggiunta, l'adeguato *aumento della lunghezza del palo di fondazione* pari all'eventuale unghia di scalzamento può essere indicativamente accettabile.

E.3.2 Modalità per interventi di mitigazione

A maggior chiarimento della Fig. E-10, pur ribadendo la difficoltà di esprimere pareri definitivi sui provvedimenti migliorativi, val la pena di riportare quanto alcuni ricercatori sono stati in grado di proporre. Impiegando *materiali rocciosi*, disposti secondo le indicazioni della figura suddetta sino a formare uno spessore di 1,5 m, si riversano circa 6.500 ton di inerte.

Se, invece si scortica la superficie del fondale prima di gettarvi il materiale sostitutivo, lo spessore potrebbe scendere ad 1,3 m con l'ausilio di 5.500 tonnellate di roccia ed altrettante da asportare.

Con due strati di roccia ed un manto di geotessuto (con superficie coperta pari a circa 2.000 mq) lo spessore occorrente sarebbe ancora minore (circa 1,2 m) e lo stesso il quantitativo in peso (5.400 ton).

Infine, con il medesimo assetto (2 strati soltanto e) preceduto da una decorticazione del fondale lo spessore bastevole sarebbe di 1,0 m, richiedendo 4.400 ton di inerte roccioso da spargere e 3.700 ton da rimuovere.

Il *costo del provvedimento* potrebbe oscillare attorno a qualche centinaio di migliaia di euro (300/400.000 €), spesa che ha una evidente rilevanza sui costi della realizzazione della fondazione. Sembra avere influenza anche il *bordo terminale del letto* aggiuntivo di roccia. Si ammette, infatti, che conformarlo a gradino con spigolo vivo potrebbe attivare un certo grado di scalzamento ai suoi limiti, pur se sia adeguatamente ridotto rispetto a quello per il quale si getta della roccia.

E' stato pure messo in relazione il fenomeno con la *profondità del fondale* ed il *diametro del palo*. Considerando una turbina da 5-6 MW ed una corrispondente fondazione a monopila, il diametro della struttura potrebbe salire a circa 6/8 m. Proprio su tale configurazione si è determinata la correlazione tra profondità e dati sull'estensione del consolidamento aggiuntivo, che dovrebbe essere $> 2D$ con D diametro esterno del palo.

A 20 m di profondità la larghezza dell'anello di intervento ammonterebbe a 13,5 m, lo spessore ad 1,1 m e la quantità di roccia richiesta a 1.000 ton. A 25 m gli stessi dati aumenterebbero a 16,9 m, 1,0 m e 1.300 ton, mentre a 30 m conseguentemente si avrebbero 20,2 m, 0,75 m e 1.300 ton ed, infine, a 35 m si arriverebbe a 23,6 m, 0,7 m e 1.600 ton.

Per valori più alti di profondità non avrebbe molto senso proporre provvedimenti speciali di rinforzo della resistenza del manto del fondale, perché la struttura a monopila diverrebbe difficilmente proponibile.

Per il caso delle strutture portanti, che sono state illustrate in questo R.T. come pure nella Rel. Tec. al progetto, e

- # sulla base delle esperienze sulle piattaforme petrolifere, presenti nel Mar Adriatico -sono circa una trentina quelle del gruppo ENI-
- # eventualmente attraverso una campagna confirmatoria di rilevazioni batimetriche accurate da condurre al momento attuale

si può ritenere che

non sia necessario prendere provvedimenti contro lo scalzamento al piede dei montanti della fondazione a castello (jacket), a meno di interventi cautelativi opportuni da prendere in sede progettuale,

- ❖ essendo ridotto il fenomeno attorno a corpi cilindrici di diametro molto minore (1,1-1,5 m) di quello delle strutture a monopila;
- ❖ essendo non elevatissime -o addirittura di valore contenuto- le correnti di profondità e l'azione del moto ondoso e delle maree alle quote di interesse per i siti eolici;
- ❖ essendo vivamente auspicabile non alterare la natura e la botanica del fondale attorno al palo, a ragione di prendere precauzioni urgenti e corrette, specialmente se nei pressi vi siano ciuffi o mosaici o radure di *Posidonia Oceanica*.

A rendere più esplicita la formalizzazione di *interventi mitigatori* è da rammentare che

- sistemare materiale roccioso alla periferia del palo uniformemente tutto attorno ad essa può costituire un provvedimento utile e, quindi, anche economicamente valido;
- l'impiego di tessuto geocompatibile con aggiunta di blocchi di c.s. (o c.a.) di adeguate dimensioni può, oltre che non essere agevole, risultare anche oneroso sotto il profilo dei costi;
- l'inserimento di una gettata di c.s. abbastanza spessa attorno alla periferia del palo a formare una struttura cilindrica è provvedimento difficile sotto il profilo tecnico e costoso sotto quello economico;
- il consolidamento superficiale del fondale mediante l'applicazione di additivi (collanti, indurenti, etc.), che rassodino la superficie, non sono sostenuti da adeguata sperimentazione, né per la durata nel tempo, né per le conseguenze sull'ambiente marino.