D'APPOLONIA

VIA SAN NAZARO, 19 - 16145 GENOVA, ITALIA
TEL. +39 010 362 8148 FAX +39 010 362 1078 P. IVA 03476550102
e-mail dappolonia@dappolonia.it www.dappolonia.it

0	LUGLIO 2012	PROGETTO DEFINITIVO	FR	AO	AED
REV	DATE	DESCRIZIONE/DESCRIPTION	ESEGUITO/BY	CONTR/CHKD BY	APPROV/APPROV BY

CLIENTE/CLIENT

Enel Green Power S.p.A.

PROGETTO/PROJECT

Impianto di Produzione di Energia da Fonte Eolica in Ambito Portuale - Porto di Genova

TITOLO/TITLE

Progetto Definitivo
Elaborati Strutturali
Relazione tecnica e di calcolo strutturale

TIMBRO/STAMP

	FIRMA/SIGNATURE	DATA/DATE	No INT/INTERNAL No	SCALA/SCALE	TAV/PLATE No	REV
ESEGUITO/BY	FR	LUGLIO 2012	12-412-H22	-	12-412_PD_C_004	0
CONTR/CHKD BY	AO	LUGLIO 2012				
APPROV/APPROV BY	AED	LUGLIO 2012				

INDICE

Pagina

ELENCO DELLE TABELLE **II**
ELENCO DELLE FIGURE **III**
1 PREMESSA **1**
2 RIFERIMENTI **3**
3 SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI **4**
4 MATERIALI **5**
4.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 5
4.1.1 Acciaio per cemento armato 5
4.1.2 Calcestruzzo 6
4.2 DURABILITÀ 7
4.2.1 Conglomerato cementizio 7
4.3 CARATTERISTICHE DI CALCOLO DEI MATERIALI 7
4.3.1 Acciaio per cemento armato 7
4.3.2 Calcestruzzo 8
5 DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI **9**
5.1 ZONA 1 11
5.2 ZONA 4 12
5.3 ZONA 6 14
5.4 ZONA 7 14
5.5 ZONA 8 15
6 VERIFICA COLLEGAMENTI DI BASE **16**
6.1 CONDIZIONI DI CARICO E COMBINAZIONI DI CALCOLO 17
6.1.1 Condizioni di carico 17
6.1.2 Combinazioni di calcolo Stato Limite Ultimo 18
6.1.3 Verifica dei tirafondi 19
6.1.4 Piastre di irrigidimento 22
6.1.5 Verifica del plinto 24
7 CONCLUSIONI **29**

ELENCO DELLE TABELLE

Tabella No. **Pagina**

Tabella 1: Tipologie di tirafondi 16
Tabella 2: Caratteristiche meccaniche dei tirafondi 16
Tabella 3: Capacità [kN] dei tirafondi; calcestruzzo C25/30 17
Tabella 4: Condizioni di carico fornite dal produttore 17
Tabella 5: Sollecitazioni sui tirafondi 18
Tabella 6: Tipologie dei cordoni d'angolo – dimensioni e loro efficacia 22
Tabella 7: Caratteristiche meccaniche dell'acciaio e coefficienti di sicurezza 22
Tabella 8: Azioni e relative sollecitazioni agenti 23
Tabella 9: Verifiche piastre di irrigidimento 23
Tabella 10: Caratteristiche meccaniche nuovo plinto in c.a. 24
Tabella 11: Azioni agenti sul plinto 24
Tabella 12: Verifica a ribaltamento del plinto 25
Tabella 13: Verifica a scorrimento del plinto 25
Tabella 14: Verifica della pressione del terreno 25
Tabella 15: Armatura minima a flessione 26

ELENCO DELLE FIGURE

Figura No. **Pagina**

Figura 1: Planimetria di inquadramento – Zona Genova 1
Figura 2: Planimetria di inquadramento – Zona Voltri 2
Figura 3: Cavidotto adiacente al paramento verticale 10
Figura 4: Cavidotto non adiacente al paramento verticale 10
Figura 5: Interventi strutturali Zona 1 12
Figura 6: Interventi strutturali Zona 4 13
Figura 7: Interventi strutturali Zona 6 14
Figura 8: Interventi strutturali Zona 7 15
Figura 9: Interventi strutturali Zona 7 – Passerella metallica 15
Figura 10: Convenzione condizioni di carico 18
Figura 11: Disposizione tirafondi in pianta 20
Figura 12: Disposizione tirafondi in sezione 20
Figura 13: Dettaglio posa in opera tirafondo in calcestruzzo esistente 21
Figura 14: Dettaglio posa in opera tirafondo in calcestruzzo da gettare 21
Figura 15: Carpenteria del plinto di fondazione 27
Figura 16: Distinta delle armature 28

IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA DA FONTE EOLICA IN AMBITO PORTUALE – PORTO DI GENOVA
PROGETTO DEFINITIVO
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO STRUTTURALE

1 PREMESSA

Il nuovo impianto per la produzione di energia elettrica da fonte eolica si svilupperà nell'area portuale compresa tra la fiera di Genova e il porto di Genova Voltri (GE). L'impianto sarà costituito da un totale di 39 aerogeneratori, che saranno installati sulle dighe foranee esistenti e poste a protezione delle suddette aree.

La presente relazione riporta la descrizione delle opere strutturali necessarie alla realizzazione del nuovo impianto ed in particolare il dimensionamento del collegamento delle torri con la struttura esistente della diga.

Nelle seguenti figure viene riportata la planimetria di inquadramento della zona in oggetto.

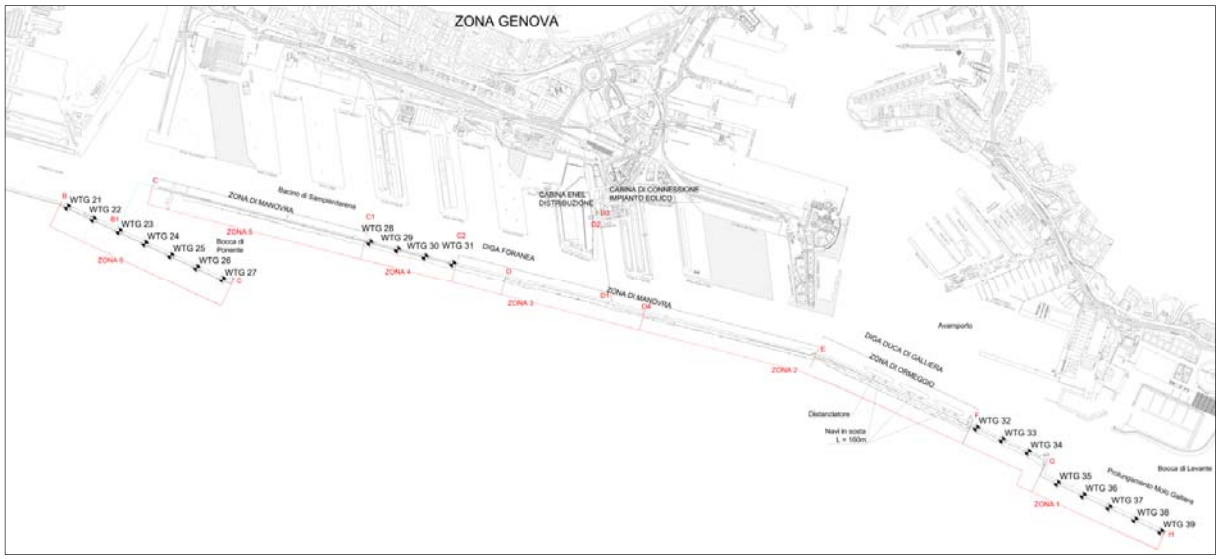


Figura 1: Planimetria di inquadramento – Zona Genova

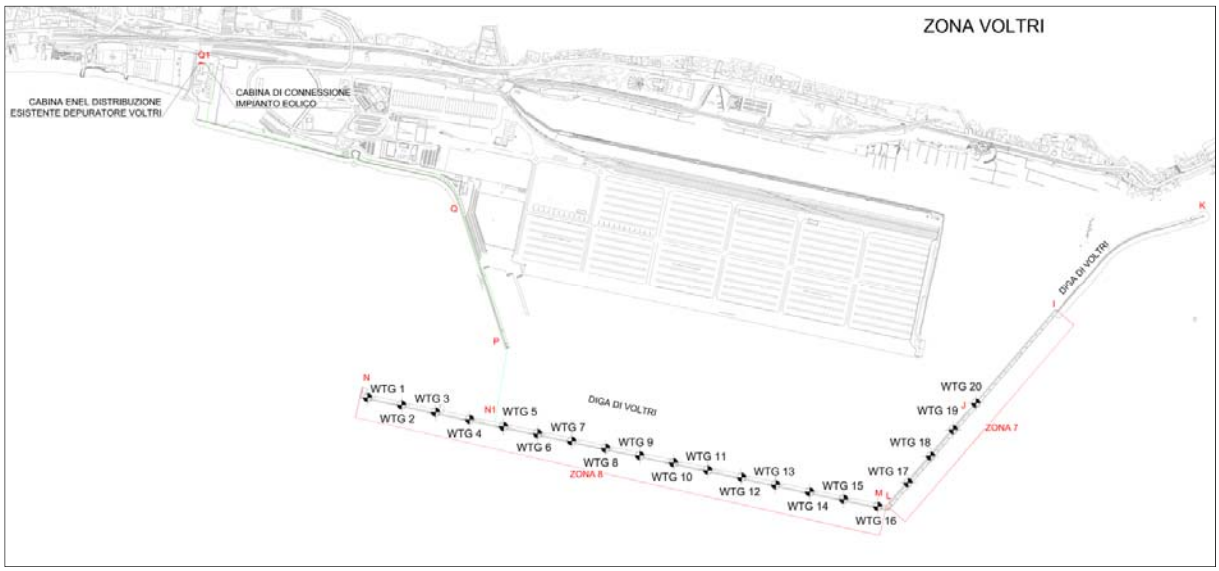


Figura 2: Planimetria di inquadramento – Zona Voltri

Quanto riportato nella presente relazione si basa sulle informazioni all'oggi disponibili ed in accordo a quanto riportato all'interno dello studio di fattibilità. Nelle fasi successive sarà necessario integrare le informazioni disponibili mediante indagini.

2 RIFERIMENTI

La principale normativa presa a riferimento è il D.M.LL.PP. 14.01.2008 di seguito anche richiamato con il nome NTC2008 e relativa Circolare esplicativa "Istruzioni per l'applicazione delle NTC2008" di cui alla G.U. n°47 del 26.02.2009.

Altre normative prese a riferimento per il calcolo sono le seguenti:

- UNI EN 1992-1-1:1993: Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1997-1:1997 - Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1998-1:2005 - Eurocodice 8. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- Legge 5/11/1971, n. 1086 - "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- EN 206-1 Calcestruzzo :specificazione, prestazione, produzione e conformità.

3 SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI

Per il calcolo degli indicatori di rischio sismico e dei relativi spettri di risposta elastici e di progetto è stato utilizzato il software su foglio di calcolo Excel "Spettri-NTCver.1.0.3.xls". (www.cslp.it)

Per le verifiche delle sezioni in C.A. a stato limite ultimo è stato utilizzato il software "VCASLU" sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. (www.bsing.ing.unibs.it/~gelfi/)

Sono stati utilizzati inoltre fogli di calcolo Excel prodotti in-house, i quali sono stati tutti verificati mediante casi studio reperiti in bibliografia.

4 MATERIALI

Si riportano nel seguito le caratteristiche meccaniche e di durabilità dei materiali e i relativi parametri di calcolo.

4.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1.1 Acciaio per cemento armato

Ai sensi dell'NTC2008 e UNI EN 1992-1-1:2005.

4.1.1.1 Acciaio per cemento armato B450C

Acciaio saldabile per cemento armato B450C con i seguenti valori nominali delle tensioni:

Tensione caratteristica di snervamento $f_{y,nom} = 450$ N/ mm^2
Tensione caratteristica di rottura $f_{t,nom} = 540$ N/mm^2

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y\,nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t\,nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	≥1,15 <1,35	10.0
$(f_y/f_{ynom})_k$	≤ 1,25	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$:	≥ 7,5 %	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche: $\phi < 12$ mm $12 \leq \phi \leq 16$ mm per $16 < \phi \leq 25$ mm per $25 < \phi \leq 40$ mm	 4ϕ 5 ϕ 8 ϕ 10 ϕ	

Modulo elastico acciaio armatura lenta: $E = 210000$ N/mm^2

4.1.2 Calcestruzzo

Ai sensi dell'NTC2008, UNI EN 206-1-2006 e UNI 11104:2004.

Secondo il Prospetto 1 della norma UNI 11104, in relazione alle condizioni ambientali si prescrive:

- Classe XS3 per tutte le strutture

XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare
XS2	Permanentemente sommerso
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea

	Classi di esposizione																
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto *a / c*	-	0,60		0,55	0,50	0,50	0,45		0,55	0,50	0,45	0,50	0,50		0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza[*)]	C12/15	C25/30		C28/35	C32/40	C32/40	C35/45		C28/35	C32/40	C35/45	32/40	25/30		28/35	28,35	32/40	35/45
Minimo contenuto in cemento (kg/m³)	-	300		320	340	340	360		320	340	360	320	340		360	320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)													3,0[b)]					
Altri requisiti												Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati[b)]		

*) Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.
a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.
b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Per le classi di consistenza (lavorabilità al getto) si prescrive:

- Classe S4 per le strutture in elevazione e di fondazione.

In funzione della classe di resistenza, si sono adottate le seguenti tensioni di progetto, coerentemente con quanto disposto ai §4.1.2.1.1 dell'NTC2008:

4.1.2.1 Calcestruzzo

Resistenza a compressione caratteristica cilindrica $f_{ck} \geq 35$ N/ mm^2

Resistenza a compressione caratteristica cubica $R_{ck} \geq 45$ N/mm^2

4.1.2.2 Calcestruzzo per getti non armati

Resistenza a compressione caratteristica cilindrica $f_{ck} \geq 12$ N/ mm^2

Resistenza a compressione caratteristica cubica $R_{ck} \geq 15$ N/mm^2

4.2 DURABILITÀ

4.2.1 Conglomerato cementizio

La struttura, nelle sue parti in calcestruzzo, può subire durante la propria vita di servizio attacchi di diversa natura:

- Azioni chimiche (dipendenti dall'uso della costruzione, ambiente aggressivo e/o contatto con gas e liquidi aggressivi, azione dell'anidride carbonica presente nell'aria…);
- Azioni fisiche: abrasioni dipendenti da fenomeni di gelo/disgelo e penetrazione d'acqua.

In base alle condizioni ambientali del sito e alla vita utile della struttura si determina pertanto la classe di esposizione del calcestruzzo. Dalla classe di esposizione dipenderanno infine:

- Rapporto acqua cemento della miscela di conglomerato cementizio
- Contenuto minimo di cemento e tipologia dello stesso
- Resistenza minima a compressione
- Copriferro minimo e dettagli costruttivi

Per le strutture di Classe XS3 si ha:

- Massimo rapporto a/c = 0,45
- Minima classe di resistenza C35/45
- Minimo contenuto di cemento 360 kg/m^3
- Minimo copriferro: 45 mm

4.3 CARATTERISTICHE DI CALCOLO DEI MATERIALI

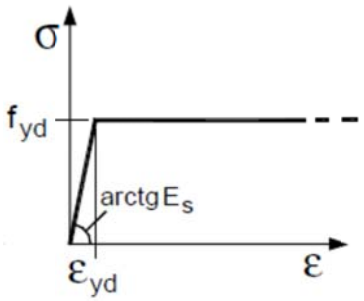
4.3.1 Acciaio per cemento armato

4.3.1.1 Acciaio per cemento armato B450C

Acciaio saldabile per cemento armato B450C con i seguenti valori nominali delle tensioni:

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{y,nom} = 450$ N/ mm^2
- Tensione caratteristica di rottura $f_{t,nom} = 540$ N/mm^2

Il modello adottato per rappresentare il comportamento del materiale è definito nel seguente diagramma tensione-deformazione (§4.1.2.1.2.3 – NTC2008):



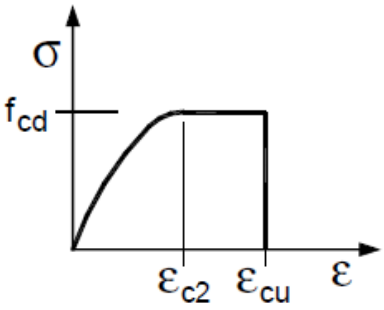
- ε_{uk} > 7.5 %

4.3.2 Calcestruzzo

Resistenza a compressione di progetto (§4.1.2.1.1.1 – NTC2008): $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_C$

- C35/45 19.80 N/mm^2

Il modello adottato per rappresentare il comportamento del materiale è definito nel seguente diagramma tensione-deformazione (§4.1.2.1.2.2 – NTC2008):



con:

- ε_{c2} 0,20 %
- ε_{cu} 0,35 %

5 DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI

L'interventi strutturali necessari per l'installazione degli aerogeneratori sulla diga possono riassumersi nei seguenti punti:

- Realizzazione dei cavidotti;
- Realizzazione dei basamenti di supporto agli aerogeneratori ed agli elementi accessori (cabine elettriche e di trasformazione);
- Realizzazione della struttura in c.a. a protezione degli elementi accessori dal possibile impatto conseguentemente al fenomeno della tracimazione;
- Predisposizione dei tirafondi per il collegamento della torre dell'aerogeneratore con la struttura esistente.

Tutte le opere sono state pensate in modo da favorire il più possibile la reversibilità dell'intervento, in accordo a quanto richiesto dall'autorità portuale, in previsione di eventuali interventi di manutenzione delle dighe o di ricollocazione dell'impianto.

Se da un lato la tipologia di aerogeneratore installato è una sola, le caratteristiche geometriche e strutturali delle dighe nelle differenti zone risultano eterogenee. Ciò ha comportato in alcuni casi la predisposizione di elementi aggiuntivi in modo da risolvere eventuali interferenze e/o problematiche di spazio.

Cavidotto

Il cavidotto è realizzato in due fasi. Nella prima fase sono predisposte una o due parteti (in funzione della vicinanza o meno al paramento verticale della diga) di spessore 20 cm, inghisate alla struttura esistente mediante barre ad aderenza migliorata inserite all'interno di fori riempiti con malta anti-ritiro. Nella seconda fase si prevede il posizionamento di tubi in PVC con successivo getto di completamento.

Le figure seguenti riportano a titolo esemplificativo i cavidotti nel caso di adiacenza dello stesso al paramento verticale e nel caso in cui sia necessario realizzare due pareti verticali per contenere il getto di seconda fase.

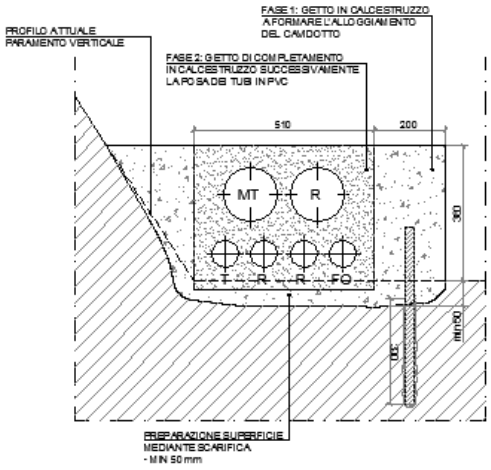


Figura 3: Cavidotto adiacente al paramento verticale

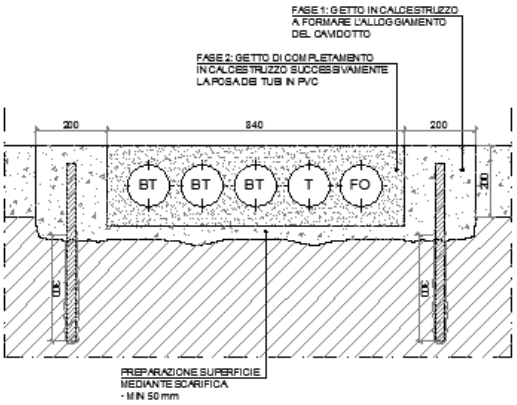


Figura 4: Cavidotto non adiacente al paramento verticale

Basamenti

I basamenti su cui sono posizionate le cabine prefabbricate, hanno dimensioni in pianta tali da accogliere le cabine stesse. Lo spessore è di 20 cm e sono armate mediante reti elettrosaldate. Al fine di garantire l'aderenza tra il basamento di nuova realizzazione e la struttura esistente si è prevista una scarifica di almeno 5 cm.

Strutture in c.a.

Al fine di proteggere le cabine elettriche e di trasformazioni da eventuali danni arrecati dalle onde conseguentemente la tracimazione della diga foranea, sono state predisposte strutture in cemento armato a formare un involucro.

La protezione è costituita da due setti verticali, inghisate al paramento verticali, e da un solettone di copertura, anch'esso inghisato al paramento della diga.

Collegamento aerogeneratori-diga

In funzione delle differenti tipologie di sezione sono state identificate due tipologie di collegamento tra aerogeneratori e diga:

- Tirafondi ancorati nel calcestruzzo già in opera delle dighe con massi ciclopici e cassoni cellulari e collegati alla colonna del generatore mediante piastra a corona circolare adeguatamente nervata.
- Tirafondi ancorati in un plinto di calcestruzzo realizzato ex-novo per la diga costituita da gettata di massi con rifacimento locale del getto esistente.

Di seguito si descrivono in dettaglio le opere strutturali previste nelle differenti zone e nei differenti tratti.

5.1 ZONA 1

Nella Zona 1 sono presenti due tipologie di dighe, identificate rispettivamente dai tratti G-H e F-G.

Nel tratto G-H le caratteristiche geometriche hanno permesso di prevedere il passaggio del cavidotto a ridosso del paramento verticale.

La cabina elettrica è stata protetta mediante una struttura in c.a. come descritto precedentemente. Il collegamento tra l'aerogeneratore e la diga è realizzato mediante tirafondi ancorati all'interno della piattaforma esistente.

Nel tratto F-G le caratteristiche geometriche hanno permesso di prevedere il passaggio del cavidotto a ridosso del paramento verticale.

La cabina elettrica è stata protetta mediante una struttura in c.a. come descritto precedentemente. Il collegamento tra l'aerogeneratore e la diga è realizzato mediante tirafondi ancorati all'interno di un plinto in c.a di nuova realizzazione in quanto, non avendo informazioni di dettaglio sulle caratteristiche della diga la si è ipotizzata a favore di sicurezza, costituita da una gettata di massi.

La figura seguente riporta la tipologia di intervento descritta.

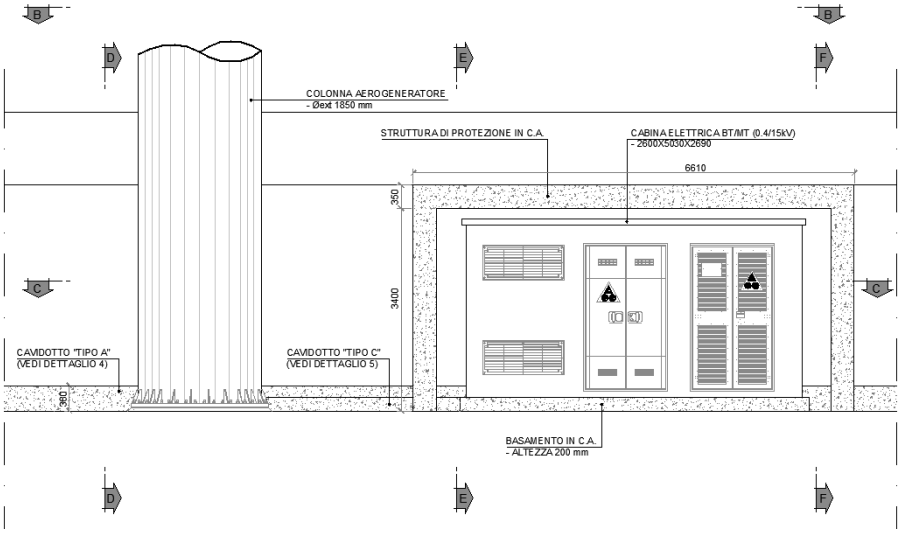


Figura 5: Interventi strutturali Zona 1

5.2 ZONA 4

La zona 4 è caratterizzata da un unico tratto, identificato come tratto C-D le cui caratteristiche geometriche della sezione non sono identificate nel univocamente. Nelle fasi progettuali successive sarà necessario ottenere informazioni più dettagliate ad esempio mediante un rilievo accurato dell'area.

Dalle informazioni a disposizione, le dimensioni della piattaforma su cui si prevede l'installazione dell'aerogeneratore risultano insufficienti in previsione di lasciare un idoneo spazio di transito lungo la diga.

Al fine di ridurre l'ingombro delle opere da realizzare, si è previsto di realizzare uno sperone monolitico in c.a. lato porto, inghisato al paramento esistente ottenendo un comportamento rigido e mutuo con la diga. Al di sopra di tale sperone sarà posizionato l'aerogeneratore, collegato alla diga mediante tirafondi.

La cabina elettrica è stata posizionata in adiacenza al paramento verticale della diga, e adeguatamente protetta mediante una struttura in c.a. come descritto precedentemente.

La figura seguente riporta la tipologia di intervento descritta.

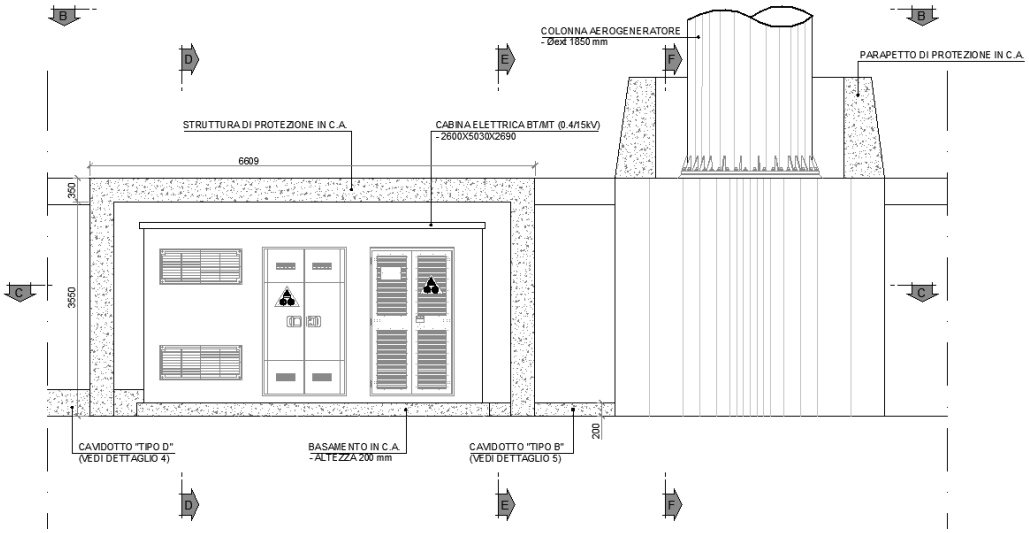


Figura 6: Interventi strutturali Zona 4

5.3 ZONA 6

La zona 6 è caratterizzata da un unico tratto, identificato come tratto B-C le cui caratteristiche geometriche hanno permesso di prevedere il passaggio del cavidotto a ridosso del paramento verticale.

La cabina elettrica è stata protetta mediante una struttura in c.a. come descritto precedentemente. Il collegamento tra l'aerogeneratore e la diga è realizzato mediante tirafondi ancorati all'interno della piattaforma esistente.

La figura seguente riporta la tipologia di intervento descritta.

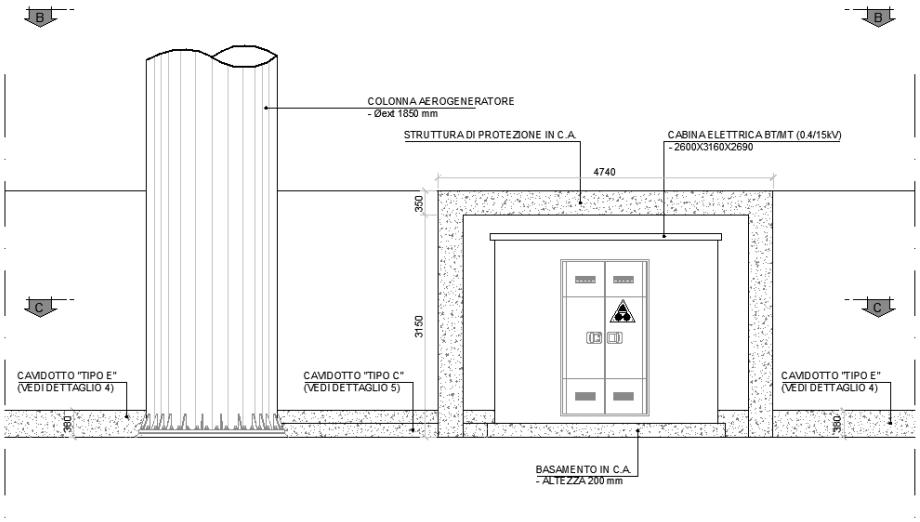


Figura 7: Interventi strutturali Zona 6

5.4 ZONA 7

La zona 7 è caratterizzata da un unico tratto, identificato come tratto L-I , le cui caratteristiche geometriche della sezione non sono identificate in modo univoco. Una porzione del tratto L-I in cui la piattaforma ha caratteristiche idonee ad accogliere la cabina di trasformazione, per la quale si prevede la protezione con struttura in c.a. e l'aerogeneratore è posizionato al di sopra di uno sperone monolitico in c.a. lato mare, inghisato al paramento esistente ottenendo un comportamento rigido e mutuo con la diga.

La restante parte, adiacente all'apertura di accesso al porto di Voltri, non presenta piattaforma lato porto: si è predisposta quindi l'installazione di una passerella metallica come prosecuzione della piattaforma esistente, costituita da soletta grecata collaborante in corrispondenza della cabina elettrica e della struttura di protezione in c.a. della cabina stessa, e da grigliato rinforzato.

Il collegamento tra l'aerogeneratore e la diga, realizzato al di sopra del all'interno della piattaforma esistente.

Le figure seguenti mostrano le due tipologie di intervento descritte.

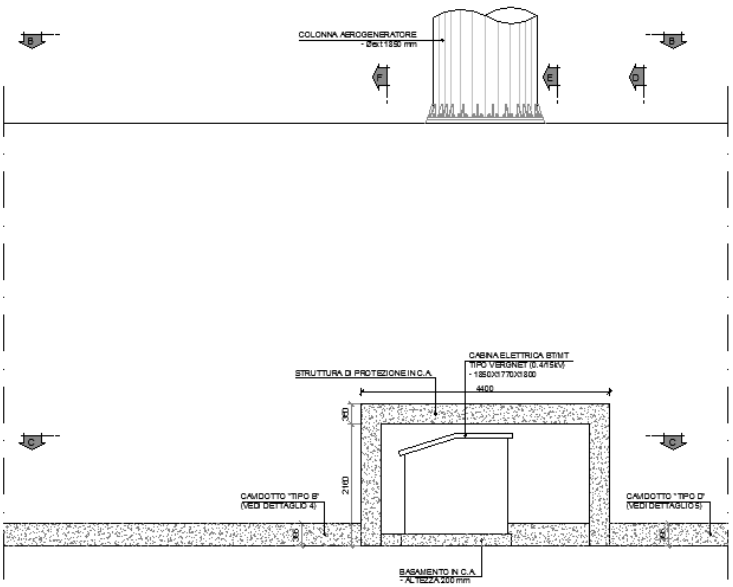


Figura 8: Interventi strutturali Zona 7

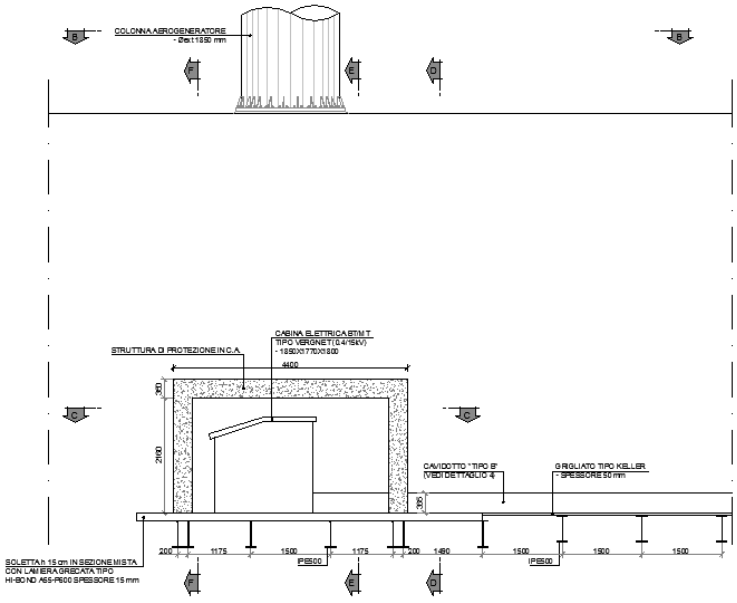


Figura 9: Interventi strutturali Zona 7 – Passerella metallica

5.5 ZONA 8

Le opere che interessano la Zona 8 sono riconducibili alle tipologie riportato precedentemente per la Zona 1 tratto G-H.

6 VERIFICA COLLEGAMENTI DI BASE

Nel presente capitolo si riporta il dimensionamento e la verifica del collegamento di base tra aerogeneratore e diga. Il collegamento in oggetto è realizzato mediante una piastra circolare opportunamente irrigidita mediante nervature, saldata alla base del fusto di supporto dell'aerogeneratore e collegata alla diga mediante tirafondi.

I tirafondi sono inseriti all'interno della piattaforma esistente previa realizzazione di idonei fori, riempiti mediante malta.

Le ipotesi di calcolo considerano la piattaforma costituita da calcestruzzo C20/25 non armato.

Di seguito si riportano le caratteristiche dei tirafondi.

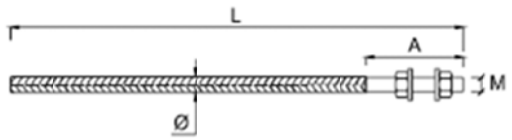
Dimensioni

Tirafondi tipo Peikko (Tabella 1):

Tabella 1: Tipologie di tirafondi

	A	superficie tensione el. filetto	Barre ader.miglior. Ø	rondelle Ø	HPM/P	
					L	peso
HPM 16	140	157	16	ø 38-6	810	1.7
HPM 20	140	245	20	ø 46-6	1000	2.9
HPM 24	170	352	25	ø 56-6	1160	4.9
HPM 30	190	561	32	ø 65-8	1420	9.4
HPM 36	200	817	40	ø 80-8	1700	17.9
HPM 39	200	976	40	ø 90-10	2000	21.1

HPM 16/P
HPM 20/P
HPM 24/P
HPM 30/P
HPM 36/P
HPM 39/P



Materiali

I materiali costituenti i componenti di ciascun tirafondo sono esplicitati nella Tabella 2.

Tabella 2: Caratteristiche meccaniche dei tirafondi

Materiali:		
Barre ad ader. miglior.	A500HW	SFS 1215
	BSt500S	DIN 488, prEN 10080-1:1999
Barre filettate	Imacro M	fyk ≥ 770 MPa (t < 35 mm)
		fyk ≥ 700 MPa (t > 35 mm)
Rondelle	S355JO	EN 10025 / DIN 7349
Dadi	classe resistenza 8.8	EN ISO 4032 / DIN 934

Capacità portante

In accordo a quanto previsto dall'Eurocodice 3 – parte 1.8 "Progettazione dei collegamenti", lo sforzo normale ultimo e il taglio ultimo, per i tirafondi esaminati sono riportati in Tabella 3.

Tabella 3: Capacità [kN] dei tirafondi; calcestruzzo C25/30

	HPM 16	HPM 20	HPM 24	HPM 30	HPM 39	PPM 22	PPM 27	PPM 30	PPM 36	PPM 39	PPM 45	PPM 52
N_u	61.7	96.3	138.7	220.4	383.4	160.5	243	369	432	516.1	690.8	929.7
V_u	14.7	22.9	33.0	52.4	91.1	35.1	53.2	65	90.2	107.8	144.3	194.2

Nel caso in esame si è supposta una resistenza del calcestruzzo inferiore a C25/30: a tale proposito si utilizza un coefficiente riduttivo della capacità dei tirafondi pari a 0.83.

6.1 CONDIZIONI DI CARICO E COMBINAZIONI DI CALCOLO

Nel presente capitolo si riportano le combinazioni di calcolo delle azioni utilizzate nelle differenti verifiche a partire dalle condizioni di carico.

6.1.1 Condizioni di carico

Al fine di effettuare il dimensionamento dei singoli tirafondi, delle piastre di irrigidimento e delle saldature, si sono considerate le condizioni di carico fornite dal fornitore VERGNET (Rif. GEV MP32R – Tower foundation design description: BM-0000-SPM-245 Rev. C).

La tabella seguente riepiloga le condizioni di carico fornite da VERGENT.

Tabella 4: Condizioni di carico fornite dal produttore

Load case	Fx kN	Fy kN	Fz kN	Mx kN.m	My kN.m	Mz kN.m	Safety factor on loads (γf)
6.1f	-175,0	-41,8	-266,9	1306,2	-2981,9	-4,9	1.35
6.1m	-173,0	2,3	-281,9	-69,9	-2879,9	3,3	1.35
7.1b	-92,0	-11,8	-209,1	433,7	-1601,3	-32,0	1.1
8.2a	-0,85	33	-224.3	1049,9	12,85	113,8	1.1

La figura seguente mostra la convenzione delle sollecitazioni.

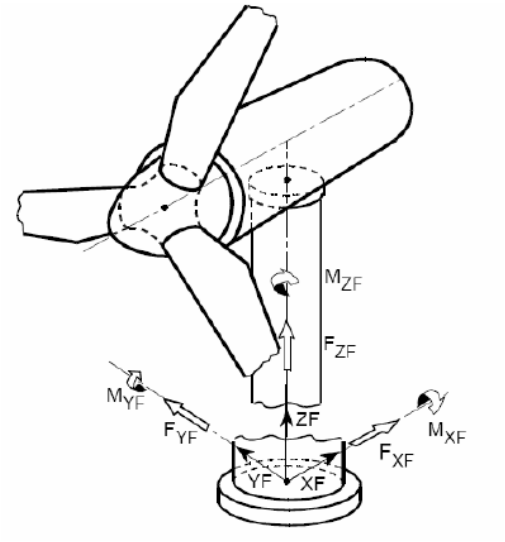


Figura 10: Convenzione condizioni di carico

Si è considerata inoltre l'azione trasmessa alla torre dall'impatto sulla stessa dell'onda in caso di tracimazione della diga. Nella condizione più sfavorevole si ha un'azione agente ortogonalmente il paramento della diga e di intensità pari a 15.30 kN/m (Rif. Doc. n°12-412-H6-Relazione Idraulica).

6.1.2 Combinazioni di calcolo Stato Limite Ultimo

Le azioni sulla struttura devono essere cumulate in modo tale da risultare favorevoli ai fini delle singole verifiche. Di fatto nel caso in esame le condizioni di carico riportate nel precedente paragrafo risultano essere già le combinazioni di calcolo.

L'azione derivante dall'impatto delle onde in caso di tracimazione è trascurato in quanto agirebbe in una combinazione delle azioni eccezionale, la quale risulta meno sfavorevole rispetto alle condizioni di carico fornite dal produttore (Tabella 4: Condizioni di carico fornite dal produttore).

Ipotizzando che alla base il diametro esterno del palo dell'aerogeneratore sia di 1,5 m si ha le sollecitazioni agenti nelle differenti condizioni di calcolo risultano (Tabella 5):

Tabella 5: Sollecitazioni sui tirafondi

SFORZI MASSIMI AGENTI				
		T_{max}	d	N_{max} = N+M/d
		[kN]	[m]	[kN]
LOAD CASE	6.1f	175	1,5	2254,83
LOAD CASE	6.1m	173	1,5	2201,83
LOAD CASE	7.1b	92	1,5	1276,63
LOAD CASE	8.2a	33	1,5	924,23

6.1.3 Verifica dei tirafondi

Poiché agiscono simultaneamente sforzi di trazione e taglio sul tirafondo, la sollecitazione combinata sarà verificata con la seguente formula:

$$\left(\frac{N_d}{N_u}\right)^{4/3} + \left(\frac{V_d}{V_u}\right)^{4/3} \leq 1$$

N_d è il valore di progetto dello sforzo di trazione
N_u è il valore resistente dello sforzo di trazione
V_d è il valore di progetto dello sforzo di taglio
V_u è il valore resistente dello sforzo di taglio

Nel caso in esame, ipotizzando di utilizzare il tirafondo HPM 24/P, con le seguenti caratteristiche:

TIPOLOGIA TIRAFONDO			
HPM 24/P	diametro	ϕ	25
	lunghezza	[mm]	1160
	Nu	[kN]	138,7
	Vu	[kN]	33
	numero		36

Si predispongono 36 tirafondi.

La verifica risulta quindi:

VERIFICHE a TAGLIO e TRAZIONE					
(Nd/Nu)^3/4 + (Vd/Vu)^3/4 <1			Riduz. cls 20/25		
LOAD CASE	**6.1f**	0,79	0,83	**0,95**	**VERIFICATO**
LOAD CASE	**6.1m**	0,78	0,83	**0,94**	**VERIFICATO**
LOAD CASE	**7.1b**	0,51	0,83	**0,61**	**VERIFICATO**
LOAD CASE	**8.2a**	0,35	0,83	**0,42**	**VERIFICATO**

La posizione in pianta e in sezione dei tirafondi alla base del palo dell'aerogeneratore sono indicati in Figura 12 e Figura 12.

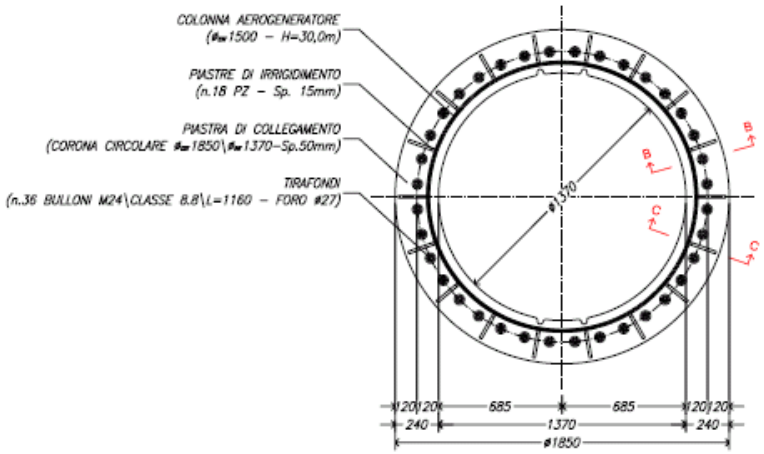


Figura 11: Disposizione tirafondi in pianta

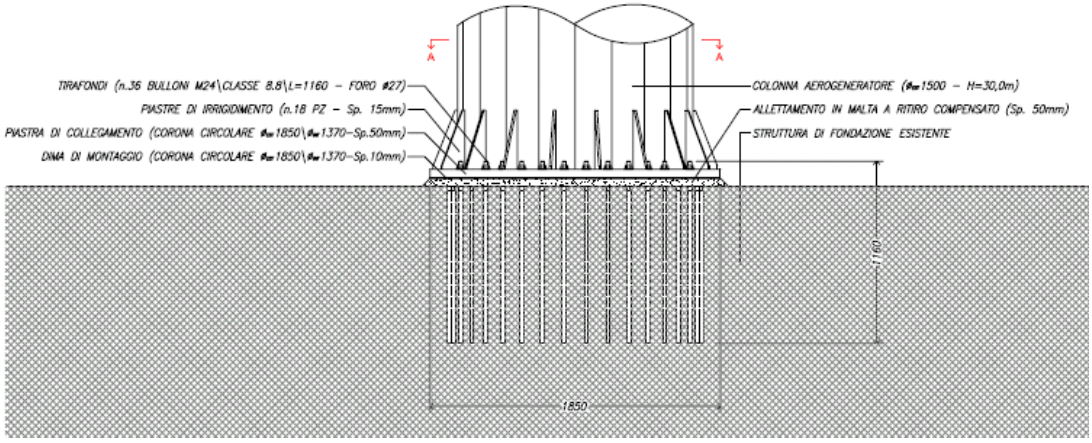


Figura 12: Disposizione tirafondi in sezione

Dal punto di vista costruttivo il posizionamento dei tirafondi all'interno del blocco in calcestruzzo varia a seconda della tipologia di struttura.

Nel caso di tratti di diga con cassoni in c.a. e massi ciclopici verranno eseguite delle perforazioni nel calcestruzzo esistente che saranno successivamente inghisate come mostrato in Figura 13.

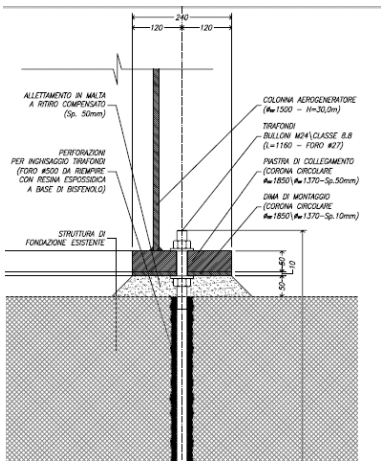


Figura 13: Dettaglio posa in opera tirafondo in calcestruzzo esistente

Nel caso di tratti di diga con gettata di massi i tirafondi verranno posizionati e successivamente verrà eseguito il getto in calcestruzzo come mostrato in Figura 14.

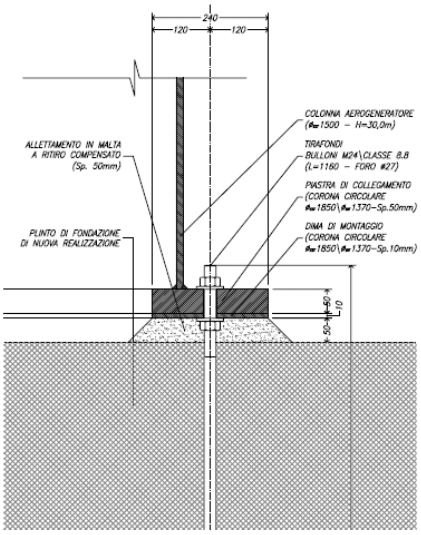


Figura 14: Dettaglio posa in opera tirafondo in calcestruzzo da gettare

6.1.4 Piastre di irrigidimento

I tirafondi, disposti intorno ad una corona circolare, sono tra loro collegati da una corona circolare metallica opportunamente nervata con piastre di irrigidimento (vedi Figura 12 e Figura 12).

Il dimensionamento delle piastre di irrigidimento è stato eseguito in accordo a quanto indicato nel D.M.08 al § 4.2.8.2.4 – Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo.

Si sono verificati i cordoni d'angolo verticali ed orizzontali che verranno saldati tra le piastre di irrigidimento e e la colonna dell'aerogeneratore disposti radialmente a 20° (Tabella 6):

Tabella 6: Tipologie dei cordoni d'angolo – dimensioni e loro efficacia

CORDONI VERTICALI				CORDONI ORIZZONTALI		
base	[mm]	8		base	[mm]	140
altezza	[mm]	360		altezza	[mm]	8
Numero	4	a 0°	1,00	Numero efficace		4,00
	4	a 20°	0,94			3,76
	4	a 40°	0,77			3,06
	4	a 60°	0,50			2,00
	4	a 80°	0,17			0,69

I materiali e i relativi coefficienti di sicurezza impiegati sono esplicitati nella Tabella 7:

Tabella 7: Caratteristiche meccaniche dell'acciaio e coefficienti di sicurezza

CARATTERISTICHE MATERIALI			
f_{tk}	[MPa]	510	per S355
f_{yk}	[MPa]	355	per S355
β		0,9	per S355
β_1		0,7	per S355
β_2		0,85	per S355
γ_{M2}		1,35	maggiorato per la fatica

Tabella 8: Azioni e relative sollecitazioni agenti

AZIONI							
		T_x	T_y	N	M_x	M_y	M_z
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN m]	[kN m]	[kN m]
LOAD CASE	6.1f	175	41,8	266,9	1306,2	2981,9	4,9

d	T_y	$T_x + M_x/d$	$N+M_y/d$
[m]	[kN]	[kN]	[kN]
1,5	41,8	1045,8	2254,83

SOLLECITAZIONI			
σ_{perp}	[MPa]	(da T_y)	**0,77**
τ_{perp}	[MPa]	(da $T_x + M_x/d$ e $N+M_y/d$)*cos0°	**175,80**
τ_{par}	[MPa]	(da $N+M_y/d$ e Tx + Mx/d)	**127,00**

Come anticipato, le verifiche sono state condotte in accordo al D.M. 08 (Tabella 9):

Tabella 9: Verifiche piastre di irrigidimento

VERIFICA n. 1	$(\sigma_{perp}^2+3(\tau_{perp}^2+\tau_{par}^2))^{0.5}<f_{tk}/\beta\gamma_{M2}$		
$(\sigma_{perp}^2+3(\tau_{perp}^2+\tau_{par}^2))^{0.5}$	[MPa]	**375,63**	
$f_{tk}/\beta\gamma_{M2}$	[MPa]	**419,75**	VERIFICATO

VERIFICA n. 2	$(\sigma_{perp}^2+\tau_{perp}^2+\tau_{par}^2)^{0.5}<f_{Yk}\beta_1$		
$(\sigma_{perp}^2+\tau_{perp}^2+\tau_{par}^2)^{0.5}$	[MPa]	**216,87**	
f_{Yk}/β_1	[MPa]	**248,50**	VERIFICATO

VERIFICA n. 3	$\lvert\sigma_{perp}+\tau_{perp}\rvert<f_{Yk}\beta_2$		
$\lvert\sigma_{perp}+\tau_{perp}\rvert$	[MPa]	**176,57**	
f_{Yk}/β_2	[MPa]	**301,75**	VERIFICATO

Le verifiche risultano soddisfatte.

6.1.5 Verifica del plinto

Come descritto nei precedenti capitoli, le informazioni attualmente disponibili relativamente alle caratteristiche della diga nella Zona 1 tratto F-G non permettono una definizione precisa della tipologia di collegamento richiesto. A favore di sicurezza si è considerata la diga costituita da gettata di massi: si è previsto quindi di annegare i tirafondi all'interno di in un nuovo plinto in c.a.. Nelle fasi progettuali successive sarà necessario definire il collegamento tra aerogeneratore e diga a seguito di indagini sulla struttura esistente.

I materiali utilizzati per la realizzazione del plinto e i relativi coefficienti di sicurezza sono indicati in Tabella 10.

Tabella 10: Caratteristiche meccaniche nuovo plinto in c.a.

	Classe	f_y [N/mm^2]	f_t [N/mm^2]	f_{ck} [N/mm^2]	γ_m
Cemento Armato	C25/30			25	1.6
Acciaio	B450C	450	540		1.15
Magrone	C12/15			8	

Al fine di effettuare il dimensionamento del plinto, è stata considerata la condizione la condizione di carico peggiore fornita dalla VERGNET (Tabella 11):

Tabella 11: Azioni agenti sul plinto

N	226,9	kN
V	175	kN
M	2982	kNm

Il progetto del plinto è stato condotto effettuando le seguenti verifiche:

- Verifica a ribaltamento del plinto;
- Verifica a scorrimento del plinto;
- Verifica della pressione sul terreno;
- Armatura minima a flessione del plinto.

Nel seguito, si esplicitano in dettaglio le verifiche condotte.

VERIFICA A RIBALTAMENTO DEL PLINTO

Tabella 12: Verifica a ribaltamento del plinto

Verifica di ribaltamento del plinto						
Dimensioni plinto		A	**530**	cm		
		B	**530**	cm		
		b	265	cm		
		s	0	cm		
		H	**250**	cm		
		γ cls	25	kN/mc		
Peso plinto	W=B A H γcls	W	1755,625	kN		
Forza normale totale	N_{tot}=N+W	N_{tot}	1982,525	kN		
Momento Ribaltante	M_R=M+Vh	M_R	3419,5	kNm		
Momento Stabilizzante	M_S=N(B-b)+WB/2	M_S	5253,691	kNm		
Verifica	$\mu_R = M_S/M_R$	μ_R	**1,536**	**> 1,5**	**VERIFICATO**	

VERIFICA A SCORRIMENTO DEL PLINTO

Tabella 13: Verifica a scorrimento del plinto

Verifica di scorrimento del plinto						
Forza normale totale	N_{tot}=N+W	N_{tot}	1982,525	kN		
Coefficiente di attrito	f_s	f_s	0,4			
Verifica	$\mu_{sl} = f_s N_{tot}/V$	μ_{sl}	**4,531**	**> 1,3**	**VERIFICATO**	

VERIFICA DELLA PRESSIONE DEL TERRENO

Tabella 14: Verifica della pressione del terreno

Verifica delle pressioni sul terreno							
Forza normale totale	N_{tot}=N+W	N_{tot}	1982,525	kN			
Momento flettente tot	M_{tot}=M+Vh-Ns	M_{tot}	3419,5	kNm			
Eccentricità	$e=M_{tot}/N_{tot}$	e	1,725	m	< B/6 =	0,883333	la sezione NON si parzi
Posizione asse neutro	y=2/3 B	y	353,33	cm			
Tensione terreno	$\sigma_t=2N_{tot}/Ay$	σ_t	**0,02117**	**kN/cm^2**	**VALORE PIU' CHE ACCETTABILE**		

ARMATURA MINIMA A FLESSIONE DEL PLINTO

Tabella 15: Armatura minima a flessione

Armatura flessionale del plinto							
Si modella il plinto come una mensola incastrata alla base della colonna, caricata all'estradosso dal peso del plinto e all'intradosso dalle pressioni del terrenno							
Peso plinto a metro	Q_{pl}=A H γcls		Q_{pl}	331,25	kN/m		
Pressioni terreno a met	Q_{pr}=2 N_{tot} /y		Q_{pr}	1122,18	kN/m		
			inc.	190	cm		
Carico incastro mensola	q=Q_{pr} (y-inc)/y		q	518,75	kN/m		
Carico I estremità plinto	q=Q_{pl}-q		q	-187,50	kN/m		
Carico II estremità plinto	q=Q_{pr}-Q_{pl}		q	790,93	kN/m		
Momento max	$M_{max=}((Q_{pl}-q)/2-(Q_{pr}-q)/3)inc^2$		M_{max}	1065	kNm		
Caratteristiche materiali							
Cls R_{ck} 30	f_{cd}=0,85*0,83*R_{ck}/1,6		f_{cd}	1,32	kN/cm^2		
FE B450C	f_{sd}=f_{yk}/1.15		f_{sd}	39,13	kN/cm2		
Progetto armatura tesa minima		A_{smin}=M_{sd}/(0,9*d*f_{sd})	A_{smin}	11,58	cm^2		
Copriferro				4,00	cm		
Scelta diametro	**ϕ 14**	1,5	cm^2	numero	**8**		8
Armatura tesa effettiva			A_s	12,00	cm^2		
Rapporto geometrico d'armatura		ω_s=A_s f_{sd}/bdf_{cd}	**ω_s**	0,003	**< 0,207**	Campo di rottura A Armature deboli ε_s = ε_{sd} = 0,01 ε_c < ε_{cu} = 0,035	
Posizione asse neutro		ξ=0,066+0,924 ω_s	ξ	0,068			
		x=ξd	x	16,819	cm		
		κ = 0,33-0,13ξ/(1-ξ)	κ	0,345			
Momento di progetto		M_{Rd}=A_s f_{sd} (d-κx)	**M_{Rd}**	**1198**	**kNm**	**> M_{sd}**	**1065**

Le verifiche risultano tutte soddisfatte e pertanto il plinto avrà l'armatura rappresentata in Figura 15 di cui si riporta la distinta ferri nella Figura 16.

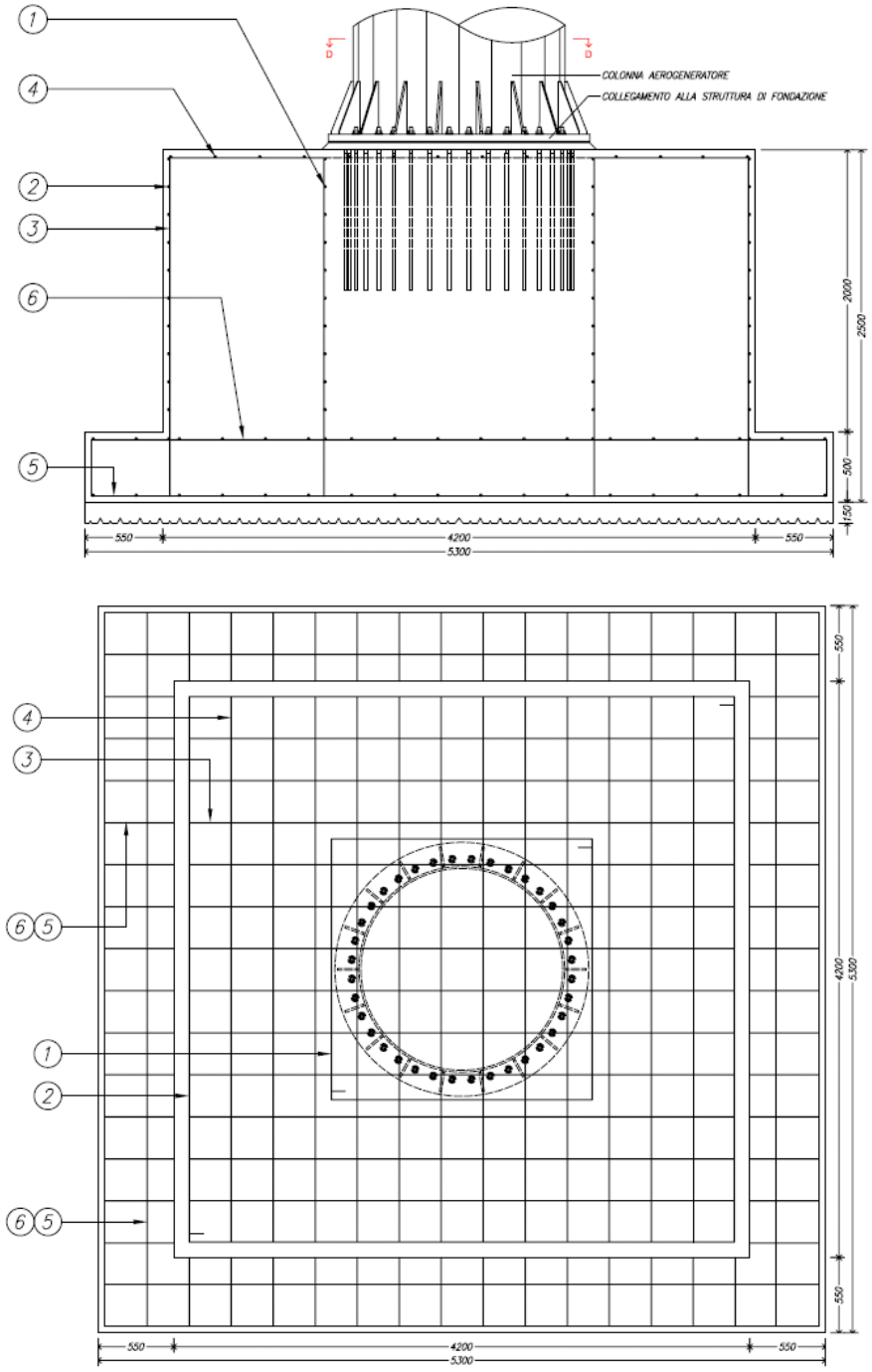
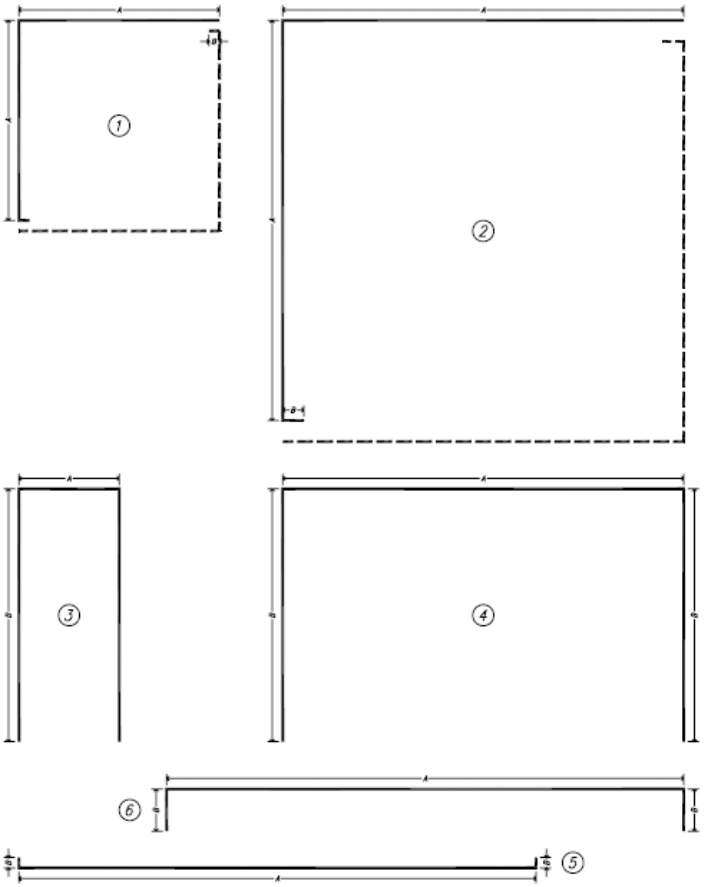


Figura 15: Carpenteria del plinto di fondazione



ABACO DELLE ARMATURE					
TIPO	Ø	A	B	L, tot	n, Pz
1	14	1900	100	3900	11+11
2	14	3800	200	7800	11+11
3	14	950	2400	5750	30
4	14	3800	2400	8600	30
5	14	4900	100	5100	52
6	14	4900	400	5700	52

Figura 16: Distinta delle armature

7 CONCLUSIONI

Se da un lato la tipologia di aerogeneratore installato è una sola, le caratteristiche geometriche e strutturali delle dighe nelle differenti zone risultano eterogenee. Ciò ha comportato in alcuni casi la predisposizione di elementi aggiuntivi in modo da risolvere eventuali interferenze e/o problematiche di spazio.

Tutte le opere sono state pensate in modo da favorire il più possibile la reversibilità dell'intervento, in accordo a quanto richiesto dall'autorità portuale, in previsione di eventuali interventi di manutenzione delle dighe o di ricollocazione dell'impianto.

L'interventi strutturali necessari per l'installazione degli aerogeneratori sulla diga possono riassumersi nei seguenti punti:

- Realizzazione dei cavidotti;
- Realizzazione dei basamenti di supporto agli aerogeneratori ed agli elementi accessori (cabine elettriche e di trasformazione);
- Realizzazione della struttura in c.a. a protezione degli elementi accessori dal possibile impatto conseguentemente al fenomeno della tracimazione;
- Predisposizione dei tirafondi per il collegamento della torre dell'aerogeneratore con la struttura esistente.

Il collegamento strutturale tra torre e diga è stato ipotizzato a due tipologie per rispondere alle diverse tipologie strutturali di diga incontrate:

1. Tirafondi ancorati nel calcestruzzo già in opera delle dighe con massi ciclopici e cassoni cellulari e collegati alla colonna del generatore mediante piastra a corona circolare adeguatamente nervata.
2. Tirafondi ancorati in un plinto di calcestruzzo realizzato ex-novo per la diga della Zona 1 Tratto F-G, ipotizzata a favore di sicurezza, costituita da gettata di massi con rifacimento locale del getto esistente.

Le ipotesi utilizzate nell'attuale fase progettuale dovranno essere confermate da idonee indagini al fine di caratterizzare sia da un punto di vista geometrico, sia da un punto di vista meccanico le zone in cui saranno installati gli aerogeneratori.