



REGIONE SICILIA
Assessorato regionale dell'energia
e dei servizi di pubblica utilità
Dipartimento regionale dell'acqua e dei rifiuti



DIGA GIBBESI

RIVALUTAZIONE SISMICA, STUDIO DELLE PRESSIONI NEUTRE E MOTI DI FILTRAZIONE, PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA, DEFINITIVA ED ESECUTIVA, MANUTENZIONE STRAORDINARIA STRADA DI COLLEGAMENTO CASA DI GUARDIA - POZZO - PARATOIE E RIEFFICIENTAMENTO STRUMENTAZIONE DI MONITORAGGIO E CONTROLLO

A

RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Dott. Ing. Antonino Margagliotta

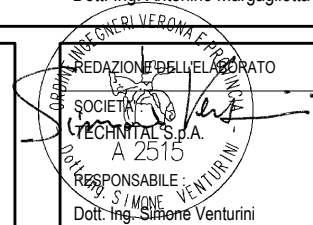
ASSOCIAZIONE TEMPORANEA DI IMPRESE TRA:

Mandataria

Mandanti



GEO R.A.S. s.r.l.



DIREZIONE DI PROGETTO PER L'ATI :

TECHNITAL S.p.A.

Dott. Ing. Simone Venturini

TITOLO ELABORATO: RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA
DELLE OPERE ACCESSORIE

TORRINI AEROFORI

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITÀ
TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO

ELABORATO N° :

II122F-A-SIS-RT-213-00

		ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO		
SIGLA		G. Buffati	A. Marani	A. Rizzo		
REVISIONE	N.	DESCRIZIONE		RED.	VER.	APP.
	1	00	Emissione Luglio 2021	G.B.	A.M.	A.R.
	2					
	3					

NOME FILE :

II120F-RI-SIS-RT-213-00.docx


DATA :

Luglio 2021

SCALA :

-

A TERMINE DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETÀ DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO RENDENDOLO NOTO A TERZI ANCHE PARZIALMENTE SENZA NOSTRA AUTORIZZAZIONE

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p><i>DIGA GIBBESI</i></p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p><i>TORRINI AEROFORI</i></p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 1 di 77</p>

Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità
Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti

GARA EUROPEA A PROCEDURA APERTA PER L'AFFIDAMENTO DEI SERVIZI DI INGEGNERIA ED ARCHITETTURA RELATIVI AGLI STUDI DI RIVALUTAZIONE SISMICA, IDROLOGICA ED IDRAULICA PER L'INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA E MESSA IN SICUREZZA DELLA DIGA GIBBESI GESTITA DALLA REGIONE SICILIANA

DIGA GIBBESI

RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE

TORRINI AEROFORI

***RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA'
TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO***



	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 2 di 77</p>

INDICE

1.	OGGETTO E SCOPO	5
2.	NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	6
2.1.	Normative utilizzate in fase di progettazione esecutiva	6
2.2.	Normativa di riferimento attuale	6
2.3.	Relazioni di calcolo e disegni dell'epoca	7
3.	DESCRIZIONE DELL'OPERA	8
4.	ANALISI STORICO-CRITICA	11
4.1.	Progetto esecutivo (1982)	11
4.2.	Gli sfioratori oggi	14
4.2.1.	Stato di fatto	15
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO	16
5.1.	Caratterizzazione geotecnica del progetto esecutivo originale	16
5.2.	Caratterizzazione geotecnica attuale	16
6.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	17
6.1.	Caratteristiche dei materiali dal progetto originale	17
6.2.	Indagini sui materiali e prove di laboratorio	17
6.2.1.	Indagini CON.GEO (luglio 2016)	17
6.2.2.	Indagini METROTEST (maggio 2021)	20
7.	IPOTESI DI CALCOLO	24
7.1.	Materiali	24
7.1.1.	Calcestruzzo	24
7.1.2.	Acciaio	25
7.2.	Parametri sismici	26
7.2.1.	Fattore di comportamento della struttura	27
7.2.2.	Spettri di risposta di progetto	28
8.	ANALISI DEI CARICHI	31
8.1.	G ₁ – Carichi permanenti strutturali	31
8.1.1.	Peso proprio della struttura	32
8.2.	G ₂ – Carichi permanenti non strutturali	33
8.3.	Q – Azioni variabili	34
8.3.1.	Carico da vento	35
8.3.2.	Carico da neve	36
8.3.3.	Variazione termica	36
8.4.	E – Azioni sismiche	37
8.4.1.	Inerzia della struttura	37


	<p align="center">Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p align="center">DIGA GIBBESI</p> <p align="center">RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p align="center">TORRINI AEROFORI</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-213-00</p>	<p align="center">RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p align="right">Pag. 3 di 77</p>

8.4.2.	Azioni sismiche dovute all'inerzia dell'acqua	37
8.4.3.	Spinta sismica del terreno	39
8.5.	In sintesi	40
9.	COMBINAZIONI DI PROGETTO	41
10.	ANALISI GLOBALE DEL TORRINO	44
10.1.	Geometria del manufatto	44
10.2.	Analisi strutturale	44
10.2.1.	Combinazione statica (SLU)	44
10.2.2.	Combinazione sismica (SLV)	45
10.3.	Verifiche strutturali	47
10.3.1.	Verifiche statiche (SLU)	47
10.3.2.	Verifiche sismiche (SLV)	51
10.3.3.	Conclusioni	55
11.	ANALISI DELLA COPERTURA DEL TORRINO	56
11.1.	Geometria del manufatto	56
11.2.	Analisi strutturale	57
11.2.1.	Combinazione statica (SLU)	58
11.2.2.	Combinazione sismica (SLV)	58
11.3.	Verifiche strutturali	59
11.3.1.	Verifiche statiche (SLU)	59
11.3.2.	Verifiche sismiche (SLV)	61
11.3.3.	Conclusioni	65
12.	ANALISI DELLE COLONNINE IN C.A. DEL TORRINO	66
12.1.	Geometria del manufatto	66
12.2.	Analisi strutturale	67
12.2.1.	Combinazione statica (SLU)	67
12.2.2.	Combinazione sismica (SLV)	67
12.3.	Verifiche strutturali	68
12.3.1.	Verifiche statiche (SLU)	68
12.3.2.	Verifiche sismiche (SLV)	70
12.3.3.	Conclusioni	74
13.	PROPOSTA TECNICA DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'OPERA	75
14.	STIMA ECONOMICA DELL'INTERVENTO PROPOSTO PER LA MESSA IN SICUREZZA SISMICA DELL'OPERA	77

	<p align="center">Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p align="center">DIGA GIBBESI</p> <p align="center">RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p align="center">TORRINI AEROFORI</p>	
<p align="center">III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p align="center">RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p align="right">Pag. 4 di 77</p>

INDICE DELLE FIGURE

Figura 3.1: Sfiatore a calice sinistro e relativo torrino – Sezione longitudinale	8
Figura 3.2: Sfiatore a calice destro e relativo torrino – Sezione longitudinale	9
Figura 3.3: Torrino aeroforo destro – Armature – Vista in sezione	9
Figura 3.4: Sfiatore a calice sinistro e relativo torrino aeroforo	10
Figura 3.5: Sfiatori a calice e torrini aerofori	10
Figura 4.1: Progetto di esecutivo – Armature del torrino aeroforo	13
Figura 4.2: Progetto di esecutivo – Particolare della sommità del torrino	14
Figura 7.1: Legame costitutivo del calcestruzzo	25
Figura 7.2: Legame costitutivo dell'acciaio FeB 44 k	26
Figura 7.3: Spettri di risposta SLV in direzione orizzontale (nero) e verticale (blu)	30
Figura 8.1: Diagramma di spinta statica del terreno sul calice	31
Figura 8.2: Sezioni del torrino aeroforo a diverse altezze	32
Figura 8.3: Torrino aeroforo – Particolare dell'estremità superiore con la rete metallica	33
Figura 8.4: Torrino aeroforo – Particolare dell'estremità superiore con la rete metallica – Disegni del progetto Esecutivo del 1981	34
Figura 8.5: Coefficiente di pressione (drag coefficient) per diverse forme geometriche	36
Figura 8.6: Diagramma di spinta sismica dell'acqua sul torrino aeroforo	38
Figura 8.7: Diagramma di spinta sismica del terreno sul torrino aeroforo	39
Figura 8.8: Carichi sismici	40
Figura 10.1: Carico del vento applicato al torrino nel caso di invaso vuoto	45
Figura 10.2: Sezione di base del torrino aeroforo	47
Figura 10.3: Indicazioni approssimate della velocità di corrosione al variare delle condizioni ambientali e del tipo di calcestruzzo secondo Pedferri	53
Figura 11.1: Viste in sezione della copertura del torrino aeroforo	56
Figura 11.2: Schema statico della copertura del torrino caricato con peso proprio e carico da neve	57
Figura 11.3: Indicazioni approssimate della velocità di corrosione al variare delle condizioni ambientali e del tipo di calcestruzzo secondo Pedferri	63
Figura 12.1: Viste in sezione delle colonnine in c.a. del torrino	66
Figura 12.2: Indicazioni approssimate della velocità di corrosione al variare delle condizioni ambientali e del tipo di calcestruzzo secondo Pedferri	72
Figura 13.1: Confronto tra struttura attuale e proposta di adeguamento sismico	76

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 5 di 77</p>

1. OGGETTO E SCOPO

Gli oggetti della presente relazione sono i torrini aerofori a valle dei due calici di sfioro della diga di Gibbesi.

Lo scopo della presente relazione è la determinazione della vulnerabilità sismica dei torrini aerofori e lo studio di fattibilità tecnico economica degli interventi d'adeguamento strutturale. Oltre all'aspetto sismico, parallelamente, al fine di avere un quadro generale sul comportamento delle strutture costituenti i torrini, saranno condotte anche le verifiche di sicurezza statica.

Per i dati generali e i criteri di progetto si rimanda alla relazione II122F-A-SIS-RT-201 – “*Dati generali e criteri di progetto*” contenuta nel presente progetto, dove, alla luce delle normative vigenti, si riportano i dati generali e i criteri adottati nel progetto della rivalutazione sismica delle opere accessorie della diga di Gibbesi e dello studio legato alla valutazione tecnico-economica degli interventi per la loro messa in sicurezza sismica (studio di fattibilità tecnico-economica). L'adeguamento sismico proposto a livello di fattibilità tecnico-economica, se necessario, ha lo scopo di definire quegli interventi atti ad aumentare la sicurezza sismica strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza richiesti dalla normativa vigente per le costruzioni nuove.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 6 di 77</p>

2. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1. Normative utilizzate in fase di progettazione esecutiva

Il progetto esecutivo degli sfioratori a calice, e quindi dei relativi torrini aerofori, risale al 1982 ed è stato ritrovato negli archivi della scrivente. Le strutture sono state progettate utilizzando una normativa che, ad oggi, risulta obsoleta; in particolare si ricordano le seguenti normative:

- Norma del 31 luglio 1967 CNR UNI 10012:1967 “Ipotesi di carico sulle costruzioni”;
- Legge del 5 novembre 1971, n° 1086 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica” ed i relativi regolamenti;
- Legge del 2 febbraio 1974, n° 64 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

I calcoli delle strutture in cemento armato vengono effettuati considerando la presenza delle seguenti condizioni elementari di carico:

- pesi propri strutturali (torrino e sue fondazioni);
- azioni sismiche della struttura.
- azioni sismiche dell'acqua;
- azione della corrente dell'acqua;
- sollecitazioni del terreno.

Le strutture sono ubicate tra i comuni di Sommatino e Naro (Caltanissetta); detti comuni non sono elencati nelle zone dichiarate sismiche ai sensi della legge del 1974, ma, in modo cautelativo, vengono eseguiti i calcoli di dimensionamento e verifica assumendo un “grado di sismicità” $S = 9$.

2.2. Normativa di riferimento attuale

Per eseguire l'analisi e la verifica della struttura in oggetto per questa relazione si utilizzano le normative attuali:

- DM 17/01/2018: “Norme tecniche per le costruzioni”, abbreviate nel seguito con l'acronimo “NTC 2018”;
- Circ. 21/01/2019, n. 7 C.S.LL.PP.: “Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”;



	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 7 di 77</p>

- DM 14/01/2008: “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, abbreviate nel seguito con l’acronimo “NTC 2008”;
- Circ. 02/02/2009, n. 617 C.S.LL.PP.: “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- UNI 11104: “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità” – istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206;
- EC2_UNI EN 1992-1-1: “Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- EC8_UNI EN 1998-1: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per edifici”;
- Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti 26 giugno 2014 “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)” e sue circolari applicative;
- EN 1998-2:2005 Annex F – “Added mass of entrained water for immersed piers”.

2.3. Relazioni di calcolo e disegni dell’epoca

È stata ritrovata dalla scrivente la seguente relazione di calcolo e disegni dell’epoca della progettazione dell’opera:

- OI-09-13/24 A “Opere di scarico – Galleria in destra – Aeratore – Solettone di schiacciamento – Relazione di calcolo”, datata giugno 1982;
- Diverse tavole del Progetto Esecutivo riportanti particolari sia delle fondazioni che dell’elevazione di entrambi i calici (sinistro e destro).

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 8 di 77</p>

3. DESCRIZIONE DELL'OPERA

In corrispondenza di una incisione a monte della diga, in sponda sinistra, sono localizzati due sfioratori a calice affiancati, con setti antivortice, seguiti, entrambi, da un torrino aeroforo.

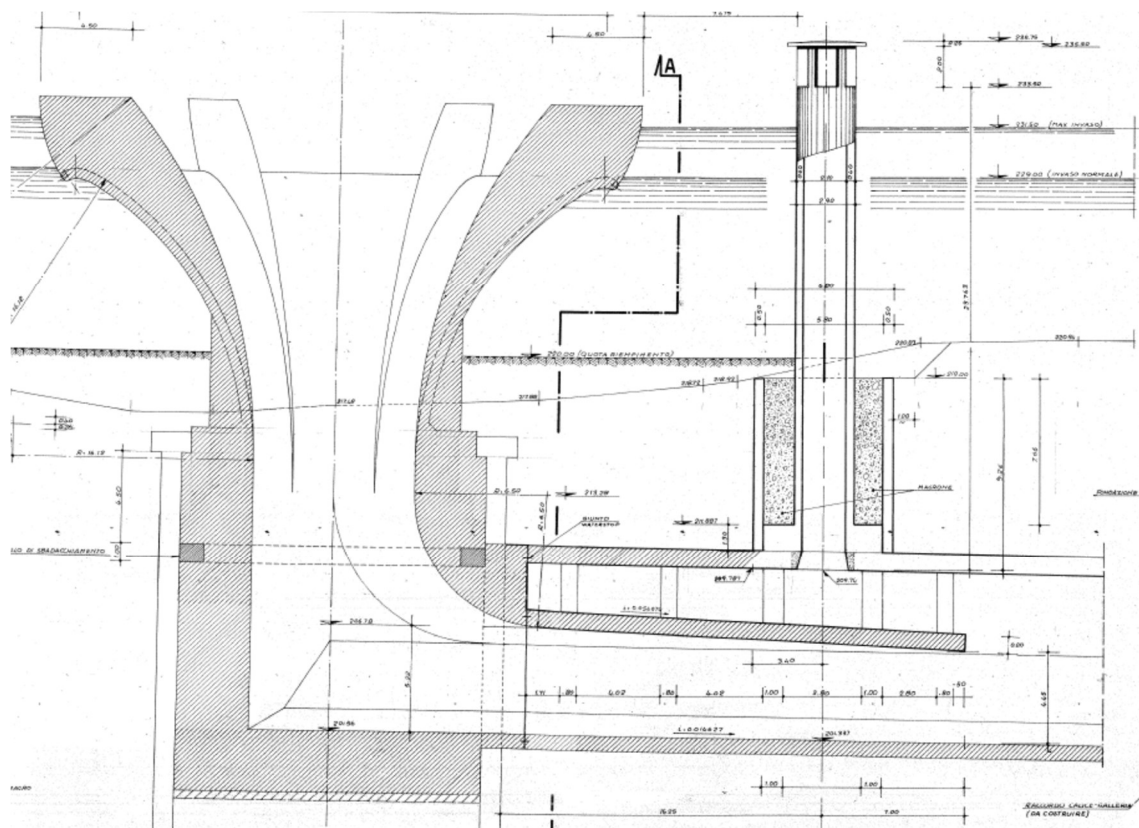


Figura 3.1: Sfiatore a calice sinistro e relativo torrino – Sezione longitudinale

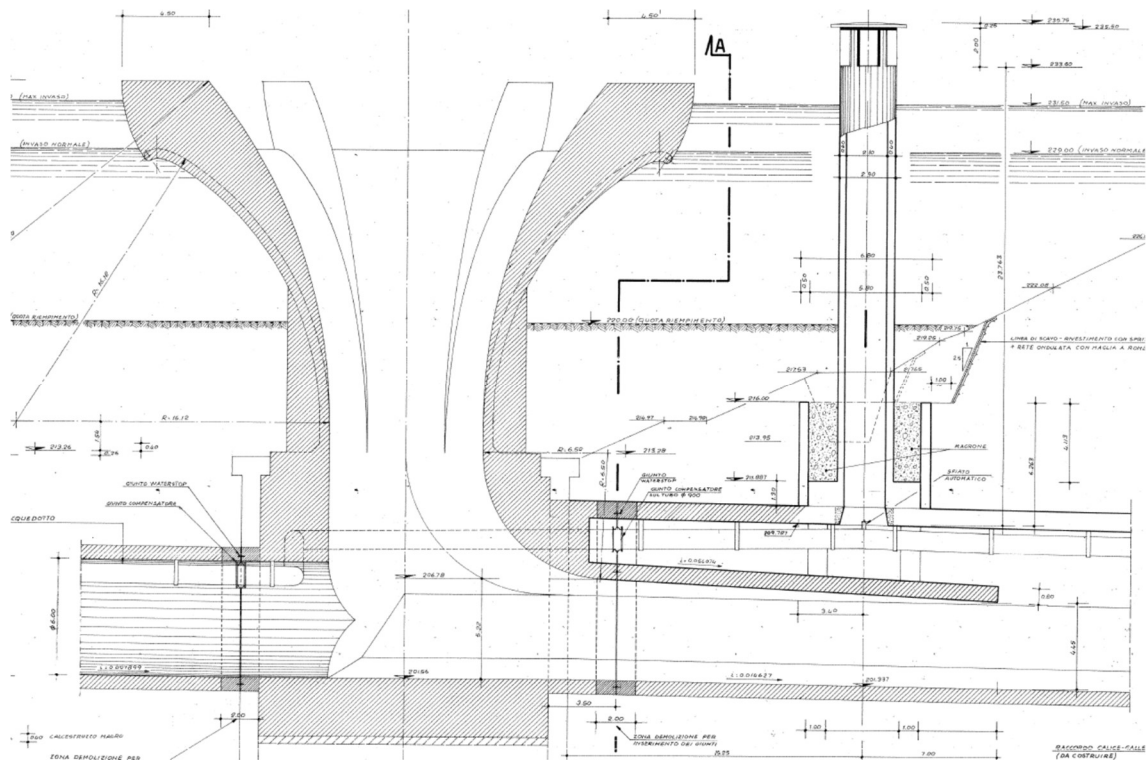


Figura 3.2: Sfiatore a calice destro e relativo torrino – Sezione longitudinale

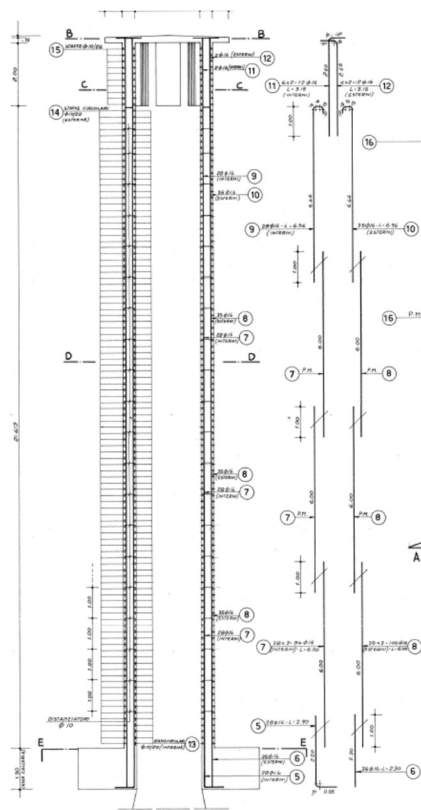


Figura 3.3: Torrino aeroforo destro – Armature – Vista in sezione



	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 10 di 77</p>



Figura 3.4: Sfiatore a calice sinistro e relativo torrino aeroforo



Figura 3.5: Sfiatori a calice e torrini aerofori

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 11 di 77</p>

4. ANALISI STORICO-CRITICA

4.1. Progetto esecutivo (1982)

Nel giugno del 1982 viene prodotta la “Relazione di calcolo” del progetto esecutivo dei torrini aerofori. Inoltre, a corredo della relazione, vengono elaborate alcune tavole in cui si riporta la geometria e le armature delle diverse parti delle strutture. Nel seguito vengono riportati alcuni paragrafi di tale relazione di calcolo.


PREMESSA

La presente relazione contempla la nuova sistemazione dell'aeratore della galleria in destra, posizionato in prossimità del calice, immediatamente a valle dello stesso.

Nella soluzione di progetto era previsto un aeratore eseguito mediante scavo per sottomurazione dentro una coltre di argilla di notevole potenza. Lo schema statico di tale soluzione era assimilabile ad un palo di grosso diametro immerso nel terreno ed in grado di sostenersi per attrito lungo le proprie pareti al contatto delle argille. La quasi totalità dell'aeratore era incassata nel terreno e una breve parte era a sporgere oltre il terreno.

A seguito della nuova soluzione planimetrica assunta, l'aeratore viene a trovarsi in una zona con poco ricoprimento nei confronti della galleria. Non è quindi possibile assumere lo schema statico originale per il calcolo. Si è pensato allora di considerare uno schema statico costituito da un'asta libera di circa 23.50 m, eseguita in calcestruzzo con casseforme scorrevole, incastrata in un plinto di fondazione posto all'estradosso della galleria.

Tale plinto, avente diametro di metri 5.80, è eseguito all'interno di un pozzo, scavato per sottomurazione, peraltro di poca profondità. Il plinto dell'aeratore avvolge la calotta della galleria ed insiste su due travoni in calcestruzzo, posizionati perpendicolarmente alla galleria all'interno della stessa, distanziati di 4.00 metri, atti a trasmettere le sollecitazioni, derivanti dell'aeratore, ai piedritti della galleria. I travoni ora citati penetrano nella loro parte più bassa, dentro il solettone di schiacciamento, che si diparte dal calice, ed eseguito per guidare la vena fluida nel suo primo allontanamento dal calice.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 12 di 77</p>

La totalità delle sollecitazioni provenienti dall'aeratore è trasmessa in ultima analisi, attraverso i piedritti, alla fondazione della galleria che subirà un incremento di carico come sarà più avanti specificato.

Ferme restando le dimensioni ed il posizionamento del solettone di raccordo dianzi citato, posizione e dimensioni ricavate da modello fisico eseguito presso l'Università di Padova, si è pensato, allo scopo di diminuire il costo di esecuzione, di spostare di poco il tubo dell'aeratore verso il calice. Tale spostamento non altera la funzionalità e lo scopo dell'aeratore stesso, infatti il punto di erogazione dell'aria dentro la galleria non varia, aumenta solo la parte di condotto orizzontale di qualche metro. Lo spostamento in oggetto è di circa cinque metri, ciò consente di allontanarsi dal pendio particolarmente ripido incombente la zona.

Si prevede di creare un piano di lavoro a quota 216. Si sbanca ad "anfiteatro" la zona a monte trattandola con spritz e rete per uno spessore di 15 centimetri onde impedire il degrado atmosferico durante i lavori. Da quota 216 si scende per sottomurazione con pozzo avente diametro interno di 5.80 metri. A quota 211 si incontra la calotta della galleria.

Lo scavo a pozzo va proseguito lungo i fianchi della calotta fino all'intersezione delle pareti del pozzo con il calcestruzzo della galleria. Oltre al foro di continuità, del diametro di metri 2.10, per il passaggio dell'aria si procederà all'esecuzione di una serie di altri fori "di cucitura" per il collegamento del plinto, che si andrà ad eseguire all'estradosso galleria, e della parte di struttura che si andrà ad eseguire all'interno della galleria.

Particolare attenzione si dovrà avere, all'interno della galleria, per creare l'alloggiamento del tubo dell'acquedotto.

La parte dell'aeratore in elevazione sarà eseguita in calcestruzzo mediante casseforme striscianti. La quota di sommità per l'immissione dell'aria è prevista pari a 233.50 cioè due metri oltre la quota di massimo invaso.

Si prevede di colmare con magrone di calcestruzzo, da quota 216 a sopra plinto, la parte compresa fra l'elevazione dell'aeratore e l'anello eseguito per lo scavo. Si

prevede poi di ripristinare lo stato attuale del terreno. Una possibile protezione del terreno sarà contemplata nella sistemazione generale della zona attigua ai calici.

Si riportano nel seguito alcune tavole significative del progetto esecutivo in possesso della scrivente.

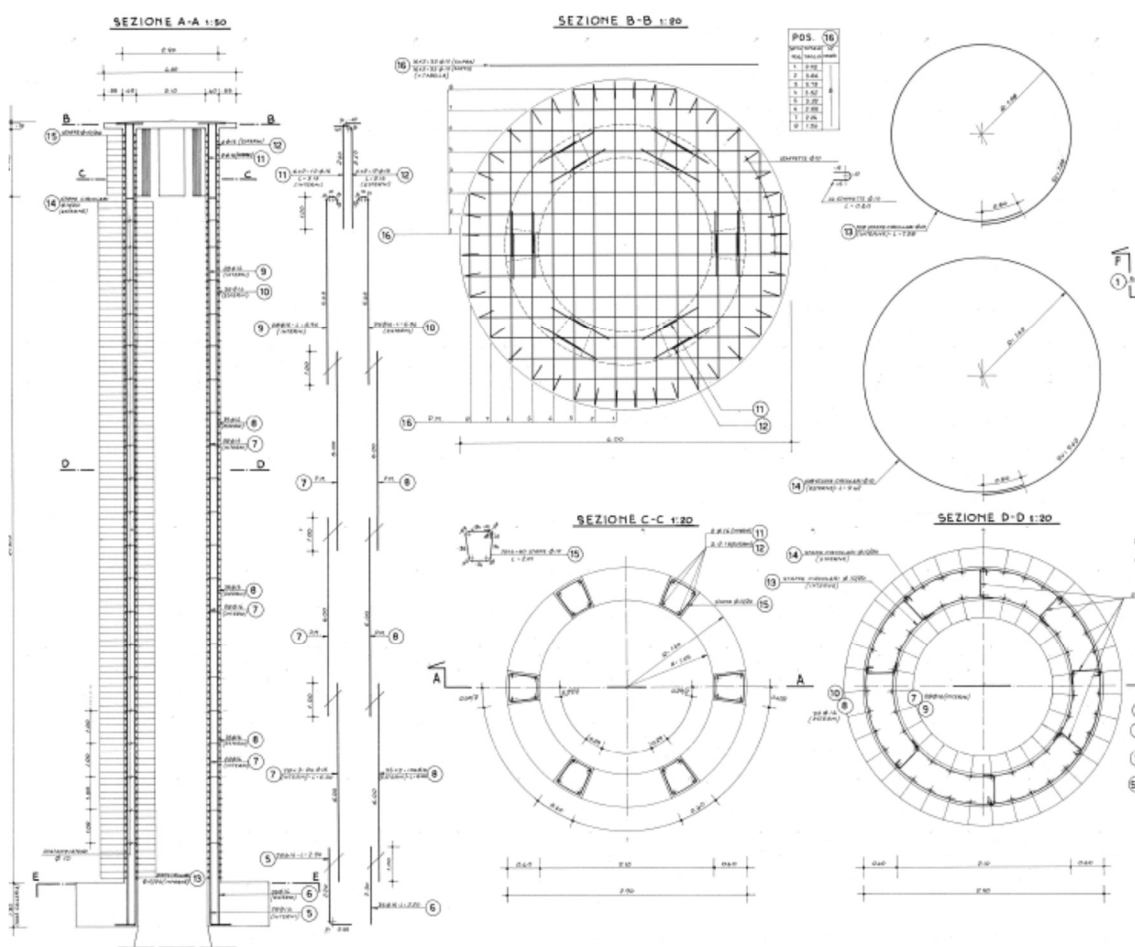




Figura 4.1: Progetto di esecutivo – Armature del torrino aeroforo

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 14 di 77</p>

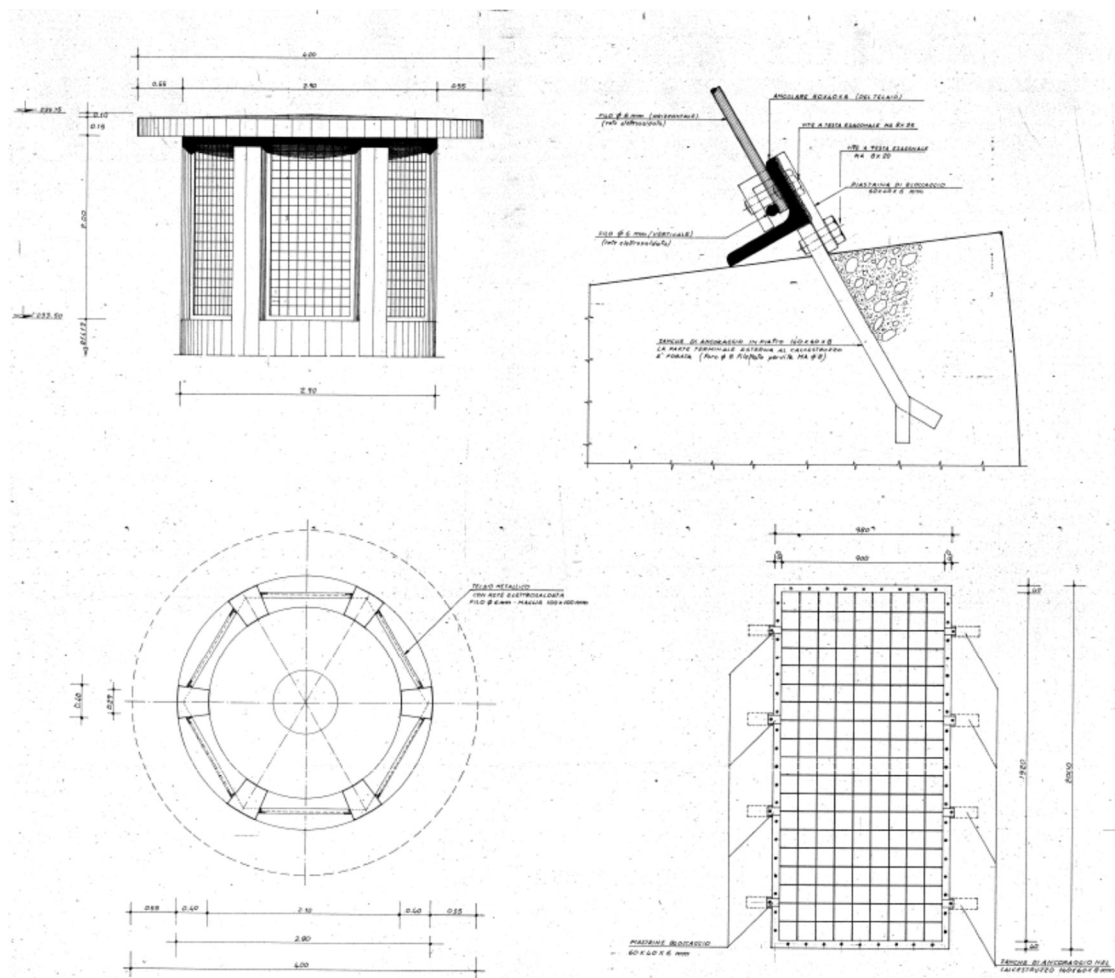


Figura 4.2: Progetto di esecutivo – Particolare della sommità del torrino

4.2. Gli sfioratori oggi

Oltre al PE del 1982 non ci è pervenuta altra documentazione riguardante le strutture dei torrini aerofori. Per poter produrre questo elaborato, quindi, si è proceduto ad una ispezione dell'edificio in cui si sono accertati i seguenti aspetti:

- La reale geometria della struttura eseguita: si è voluto verificare che quanto riportato nelle tavole del PE rispecchiasse quanto realmente è stato successivamente costruito.
- Lo stato di conservazione dell'opera, ponendo attenzione ai difetti rilevabili visivamente.

Quanto rilevato in situ è stato riportato nel documento II122F-E-TOP-RT-031-00 “E – Accertamento dell'effettiva consistenza dei manufatti (topografia) – Rilievi – Relazione sui rilievi effettuati” che, a sua volta, richiama le tavole relative agli sfioratori II122F-E-


	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 15 di 77</p>

TOP-DS-045-00 “*Accertamento dell’effettiva consistenza dei manufatti (topografia) – Rilievi – Sfiatore a calice in destra*” e II122F-E-TOP-DS-046-00 “*Accertamento dell’effettiva consistenza dei manufatti (topografia) – Rilievi – Sfiatore a calice in sinistra*”. Un riassunto di quanto riportano i suddetti documenti è riportato nel seguito

4.2.1. Stato di fatto

Lo stato di conservazione dei calcestruzzi che formano le opere di scarico di superficie è discreto, considerando che sono state realizzate circa 40 anni fa.

Le misure effettuate hanno rilevato una buona corrispondenza con la documentazione storica reperita dalla scrivente.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 16 di 77</p>

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

5.1. Caratterizzazione geotecnica del progetto esecutivo originale

Nella relazione di calcolo del progetto esecutivo del 1982 non si fa menzione dei parametri geotecnici utilizzati per il dimensionamento e la verifica di tale opera.

5.2. Caratterizzazione geotecnica attuale

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica attuale valgono le stesse caratteristiche esposte nella relazione II122F-A-SIS-RT-212 – “Sfioratori a calice”, essendo le due opere strettamente collegate.

6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

6.1. Caratteristiche dei materiali dal progetto originale

Negli elaborati grafici di progetto (PE 1982), come nella relazione di calcolo, non vi sono prescrizioni circa i materiali da costruzione, calcestruzzo e acciaio, da utilizzare per le diverse parti della struttura. Si può però, senza commettere alcun errore, ipotizzare che i materiali utilizzati per il torrino aeroforo siano gli stessi degli analoghi sfioratori a calice, essendo strutture molto vicine tra loro e progettate nel medesimo periodo. Quindi, di seguito vengono riportate le caratteristiche dei materiali utilizzati per gli sfioratori:

Elevazione			
Calcestruzzo	R_{bk}	25	N/mm ²
Acciaio FeB 44 k	f_{yk}	430	N/mm ²

6.2. Indagini sui materiali e prove di laboratorio

I torrini sono stati, negli anni, oggetto di prove diagnostiche per stabilire le caratteristiche della struttura e dei materiali che la compongono. Le campagne d'indagine sui torrini sono state, ad oggi, due:

- 4 luglio 2016 – Esecuzione di prelievi di campioni ed indagini per la caratterizzazione meccanica dei calcestruzzi e dei ferri di armatura delle opere strutturali in c.a. ad eccezione della vasca di dissipazione (CIG: Z8A19432B0) – A cura di CON.GEO s.r.l. di Palermo.
- Giugno 2021 – Prove sui materiali – METROTEST s.r.l., per conto della scrivente. Documento II122F-F-STR-RT-021-01 “F – Prove sui materiali – Relazione sulle attività di laboratorio materiali”.

Di seguito vengono esposti i risultati di tali campagne d'indagine.

6.2.1. Indagini CON.GEO (luglio 2016)

Tra il 5 maggio e il 22 giugno 2016, su incarico dell'Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità - Dipartimento Regionale dell'Acqua e dei Rifiuti, la CON.GEO s.r.l ha effettuato il prelievo di campioni di cls e armature ed eseguito prove di caratterizzazione meccanica dei materiali. Per tutti i dettagli sulle singole prove effettuate si rimanda al relativo documento CON.GEO.

6.2.1.1 Prove di resistenza a compressione dei campioni di cls

Per brevità, viene riportata solamente la resistenza cubica del calcestruzzo per ognuno dei provini.

Tabella 6-1: Risultati della resistenza del calcestruzzo del torrino sinistro

Provino		Elemento strutturale	Resistenza a rottura
N°	Sigla		[N/mm ²]
1	C7A	Tore aerofora sx - lato nord a +3.00 m dal p.c.	41.12
2	C7B	Tore aerofora sx - lato nord a +3.00 m dal p.c.	41.92
3	C8A	Tore aerofora sx - lato est a +1.00 m dal p.c.	41.30
4	C8B	Tore aerofora sx - lato est a +1.00 m dal p.c.	32.62
		MEDIA	39.24
		Min	32.62
		Max	41.92

Tabella 6-2: Risultati della resistenza del calcestruzzo del torrino destro

Provino		Elemento strutturale	Resistenza a rottura
N°	Sigla		[N/mm ²]
1	C17A	Tore aerofora dx - lato sud-ovest a +3.00 m dal p.c.	28.78
2	C17B	Tore aerofora dx - lato sud-ovest a +3.00 m dal p.c.	35.51
3	C18A	Tore aerofora dx - lato nord-est ovest a +1.00 m dal p.c.	32.15
4	C18B	Tore aerofora dx - lato nord-est ovest a +1.00 m dal p.c.	29.20
		MEDIA	31.41
		Min	28.78
		Max	35.51

6.2.1.2 Prove di trazione sulle barre d'armatura prelevate

Tabella 6-3: Risultati della tensione di snervamento e rottura delle barre del torrino sinistro

Provino		Elemento strutturale	Diametro commerciale	Tensione di snervamento	Tensione di rottura
N°	Sigla		[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1	F4	Tore aerofora sx - lato nord	16	442.3	650.5

Tabella 6-4: Risultati della tensione di snervamento e rottura delle barre del torrino destro

Provino		Elemento strutturale	Diametro commerciale	Tensione di snervamento	Tensione di rottura
N°	Sigla		[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1	F9	Tore aerofora - lato nord	16	421.7	619.9

6.2.1.3 Indagini sclerometriche

Nella tabella che segue viene riportato il valore medio delle letture dello sclerometro e la conseguente resistenza a compressione rilevata dal diagramma con il relativo errore medio.

Tabella 6-5: Risultati delle indagini sclerometriche sul torrino sinistro

N°	Elemento strutturale	Valore di rimbalzo medio (V_m)	Resistenza media (Rc)	Errore quadratico medio (E_{qm})	$V_m - E_{qm}$	$V_m + E_{qm}$
			[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
1	T. aerofora sx a + 1.00 m dal p.c. lato ovest	47	532	17	515	549
2	T. aerofora sx a + 1.00 m dal p.c. lato est.	47	532	12	520	544
MEDIA			532			

Tabella 6-6: Risultati delle indagini sclerometriche sul torrino destro

N°	Elemento strutturale	Valore di rimbalzo medio (V_m)	Resistenza media (Rc)	Errore quadratico medio (E_{qm})	$V_m - E_{qm}$	$V_m + E_{qm}$
			[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
1	T. aerofora dx a + 1 m dal p.c. lato ovest	44	477	13	464	490
2	T. aerofora dx a + 1 m dal p.c. lato est	43	460	18	442	478
MEDIA			469			

6.2.2. Indagini METROTEST (maggio 2021)

METROTEST ha eseguito le seguenti prove sui due sfioratori a calice:

- N° 2 prove di profondità di carbonatazione sui campioni prelevati di calcestruzzo;
- N° 4 prove di resistenza a compressione sui campioni prelevati di calcestruzzo;
- N° 6 misure della resistenza del calcestruzzo con metodo SonReb;
- N° 10 indagini magnetometriche con pacometro;
- N° 2 prove di trazione di barre d'armatura prelevate dalle strutture (DX e SX).

Si riportano, nei seguenti paragrafi, l'ubicazione e una sintesi dei risultati ottenuti da tali indagini.

6.2.2.1 Controllo della profondità di carbonatazione dei provini di calcestruzzo

Nella Tabella 6-7 si riportano i risultati delle prove per determinare la profondità di carbonatazione. Per ogni prelievo vengono forniti i seguenti dati:

- sigla prelievo;
- Ø = diametro provino;
- L = lunghezza provino;
- H_{terra} = altezza da terra;
- Direzione prelievo, che può essere:
 - H = orizzontale;
 - V = verticale.

Tabella 6-7: Risultati delle prove di profondità di carbonatazione per i due torrini aerofori

Sigla prelievo	Data di prelievo	Ø	L	H _{terra}	Direzione prelievo	Profondità di carbonatazione
		[mm]	[mm]	[m]		[mm]
C1 (Torrino SX)	24/05/2021	94	240	1.50	H	30
	Calcestruzzo omogeneo con presenza di alcuni vacuoli dal diametro d _{max} circa 3 mm. Inerti a spigoli vivi arrotondati d _{max} circa 34 mm.					
C1 (Torrino DX)	24/05/2021	94	245	1.70	H	25
	Calcestruzzo omogeneo con presenza di alcuni vacuoli dal diametro d _{max} circa 7 mm. Inerti a spigoli vivi arrotondati d _{max} circa 27 mm.					

6.2.2.2 Prove di resistenza a compressione dei calcestruzzi

Nella seguente tabella si trovano i risultati delle prove di resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo. Per ciascun provino si riportano:

- m = massa del provino;
- Ø = diametro del provino;
- h = altezza del provino;
- in_{max} = dimensione massima degli inerti del provino;
- A_c = sezione compressa;
- m_v = massa volumica;
- F = carico massimo;
- R_c = resistenza cubica a rottura, espressa con l'approssimazione di 0.1 N/mm²;

Tabella 6-8: Diga di Gibbesi – Torrini aerofori – Risultati delle prove di resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo

Sigla	Data		Ubicazione	m	Ø	h	in_{max}	A_c	m_v	F	R_c
	Prelievo	Prova		[g]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[kg/m ³]	[kN]	[N/mm ²]
C1 A	24/05/21	03/06/21	Torrino SX	1469.7	94	93	34	6940	2280	197.860	28.5
C1 B	24/05/21	03/06/21	Torrino SX	1458.1	94	93	32	6940	2260	185.990	26.8
C1 A	24/05/21	03/06/21	Torrino DX	1470.2	94	93	27	6940	2280	201.293	29.0
C1 B	24/05/21	03/06/21	Torrino DX	1475.9	94	93	26	6940	290	191.892	27.7

6.2.2.3 Prove di resistenza del calcestruzzo con metodo SonReb

Le prove SONREB sono state eseguite in corrispondenza degli elementi strutturali, individuando preliminarmente settori caratterizzati da una superficie esente da lesioni, microfessurazioni, vespai, distacchi, polveri, ecc. Le misure ultrasoniche sono state eseguite per trasmissione:

- diretta (i due trasduttori sono applicati su due facce opposte dell'elemento da saggiare);
- semidiretta (i due trasduttori sono applicati su due facce adiacenti);
- indiretta (i due trasduttori sono applicati sulla stessa faccia dell'elemento da saggiare).

In particolare, dopo avere effettuato la pulizia e la spianatura della superficie di prova, sono state eseguite 9 misure ultrasoniche, posizionando i punti di misura lungo 2 allineamenti adeguatamente sfalsati sia in orizzontale che in verticale ed interponendo tra i trasduttori e la superficie del calcestruzzo uno strato di gel siliconico. Infine, si sono misurate le distanze dei percorsi ultrasonici. In una seconda fase si è proceduto ad eseguire 9 battute sclerometriche in direzione orizzontale all'interno della zona di misura. Prima dell'esecuzione delle indagini è stata eseguita la taratura sia dello strumento ad ultrasuoni misurando il tempo di riferimento T_{RIF} , che dello sclerometro.

Le correlazioni, per la determinazione della resistenza del calcestruzzo sono state desunte dalla letteratura:

- $R_{c,1} = 9.27 \cdot 10^{-11} \cdot S^{1.4} \cdot V^{2.6}$
- $R_{c,2} = 8.06 \cdot 10^{-8} \cdot S^{1.246} \cdot V^{1.85}$
- $R_{c,3} = 1.2 \cdot 10^{-9} \cdot S^{1.058} \cdot V^{2.446}$

Dove R_c è la resistenza cubica a compressione del calcestruzzo in $[N/mm^2]$.

Tabella 6-9: Diga di Gibbesi – Torrini aerofori – Risultati delle prove SonReb

Misura	Elemento	$R_{c,1}$	$R_{c,2}$	$R_{c,3}$
		$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$
1	Torrino DX	20.28	27.65	22.35
2	Torrino DX	15.65	23.66	17.58
3	Torrino DX	10.47	21.20	12.98
4	Torrino SX	15.59	22.25	18.62
5	Torrino SX	9.11	13.95	11.90
6	Torrino SX	12.94	18.79	16.33
MEDIA		14.01	21.25	16.63

6.2.2.4 Indagini magnetometriche con pacometro

Le prove pacometriche hanno mostrato una buona corrispondenza della posizione delle barre d'armatura tra quanto prescritto nel progetto esecutivo e quanto effettivamente realizzato. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione II122F-E-STR-RT-050-00 "E – Accertamento dell'effettiva consistenza dei manufatti – Ispezione tecnica delle opere – Prove Pacometriche e SonReb".

6.2.2.5 Prove di trazione di barre d'armatura

Per la prova di resistenza a trazione vengono riportati i seguenti dati:

- Sigla del provino;
- Marchio di fabbrica della barra, ove identificabile;
- \varnothing_{nom} = diametro nominale della barra;
- \varnothing_{eff} = diametro effettivo della barra tonda equipesante;
- L = lunghezza del provino;
- m = massa del provino;
- f_y = tensione di snervamento;
- f_t = tensione di rottura;
- f_t/f_y ;
- A_{gt} = l'allungamento percentuale alla forza massima.

Tabella 6-10: Diga Gibbesi – Torrini aerofori – Risultati delle prove di trazione delle barre d'armatura

Sigla	Marchio	\varnothing_{nom}	\varnothing_{eff}	L	m	f_y	f_t	f_t/f_y	A_{gt}
		[mm]	[mm]	[cm]	[g]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[%]
B1 (Torrino SX)	Non identificabile	16	15.90	54	916.2	427.8	647.2	1.51	8.4
B1 (Torrino DX)	Acciaierie Megara – FeB 44 k	16	16.50	54.6	916.2	486.3	724.8	1.49	11.3

7. IPOTESI DI CALCOLO

7.1. Materiali

Considerando la documentazione storica di progetto, nonché la quantità di indagini svolte sui materiali, si può considerare un livello di conoscenza LC2, sia per il calcestruzzo che per l'acciaio, con relativo fattore di confidenza FC = 1.20.

7.1.1. Calcestruzzo

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	23.50	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	19.51	MPa
Coefficiente di sicurezza	γ_c	1.50	-
Fattore di confidenza	FC	1.20	-
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	9.21	MPa
Modulo elastico	E_c	29802	MPa
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.17	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk,0,95}$	2.83	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk,0,05}$	1.52	MPa
Resistenza di progetto a trazione	f_{ctd}	0.85	MPa
Deformazione di progetto	ϵ_{c2}	2.00	‰
Deformazione di progetto	ϵ_{c3}	1.75	‰
Deformazione di progetto	ϵ_{c4}	0.70	‰
Deformazione ultima di progetto	ϵ_{cu}	3.50	‰

In Figura 7.1 si riporta il legame costitutivo del calcestruzzo nei due casi.

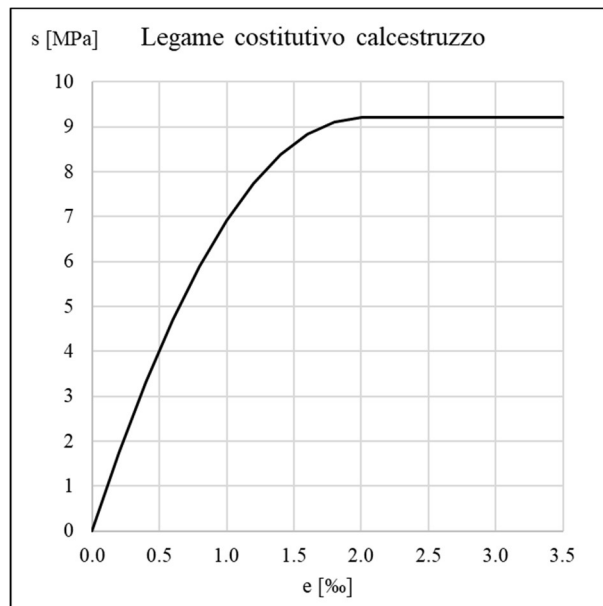


Figura 7.1: Legame costitutivo del calcestruzzo

7.1.2. Acciaio

Tipo di acciaio	Fe B 44 k		
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	430	MPa
Resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	540	MPa
Coefficiente di sicurezza	γ_s	1.15	-
Fattore di confidenza	FC	1.20	-
Resistenza di progetto a trazione	f_{yd}	311.59	MPa
Modulo elastico	E_s	200000	MPa
Deformazione a snervamento	e_{yd}	1.56	‰
Deformazione ultima	e_{ud}	10.00	‰

In Figura 7.2 si riporta il legame costitutivo del calcestruzzo.

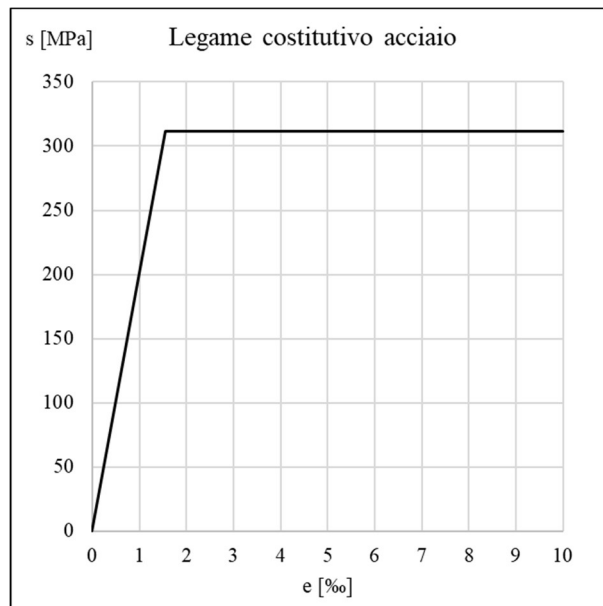


Figura 7.2: Legame costitutivo dell'acciaio FeB 44 k

7.2. Parametri sismici

I dati per la definizione dell'azione sismica da considerare nei calcoli di verifica sono i seguenti:

- Longitudine 13.984139 °
- Latitudine 37.315170 °
- Vita nominale V_N 50 anni
- Coefficiente C_U 1.5
- Periodo di riferimento $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 75$ anni

Si considera un coefficiente C_U pari a 1.5, ovvero una classe d'uso III, in quanto la diga Gibbesi, con i suoi 45 m d'altezza, 1,700,000 m³ d'invaso e il fatto che invasi acqua a fini irrigui, è classificabile come una "grande diga" di tipo B ("diga rilevante").

In generale l'azione sismica è definita sul sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

- T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tali valori sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

Per il calcolo dei parametri sismici è stato utilizzato il foglio di calcolo "Spettri di Risposta" ver. 1.0.3 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Si riportano i valori di accelerazione sismica che verranno utilizzati nel seguito, sempre nel caso di Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

Spettro di risposta orizzontale		
a_g	0.073	g
S_S	1.200	-
S_T	1.000	-

Spettro di risposta verticale		
a_g	0.027	g
S_S	1.000	-
S_T	1.000	-

7.2.1. Fattore di comportamento della struttura

Nel caso di comportamento strutturale *non dissipativo*, la capacità delle membrane deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.1 delle NTC2018, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente sostanzialmente elastico.

Nel caso di comportamento strutturale *dissipativo*, la struttura deve essere verificata in modo tale che, sotto l'azione sismica relativa allo SLV, essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile fino allo SLC, nel quale la dissipazione sia limitata alle zone a tal fine previste. La capacità delle membrane e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui dal § 7.1 al § 7.3 delle NTC 2018, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.4.4 al § 7.4.6 delle NTC2018.

La struttura in esame, considerando la geometria e l'armatura effettivamente presente nei diversi elementi strutturali, non rispetta i requisiti di duttilità e le regole di progettazione necessarie per adempiere alla vigente normativa. Quindi, per la struttura in esame si assume un comportamento non dissipativo; ciò implica che il fattore di struttura assuma il valore di $q = 1.5$, come da Tabella 7.3.I NTC 2018.

7.2.2. Spettri di risposta di progetto

Tabella 7-1: Parametri in input per il calcolo dello spettro sismico

Parametro	Input
Longitudine	13.984139 °
Latitudine	37.315170 °
Stato Limite	SLV
Classe d'uso	III ($C_U = 1.5$)
Vita nominale	$V_N = 50$ anni
Tipo di spettro	Componente Orizzontale e Verticale di progetto
Categoria di sottosuolo	B
Categoria topografica	T1
Rapporto h/H	0 (costruzione non in cima al pendio)
Fattore di comportamento (q)	1.50

Quindi, per quanto riguarda lo spettro sismico in direzione orizzontale, si trovano le quantità riportate in Tabella 7-2 e quanto di seguito riportato.

Tabella 7-2: Parametri dello spettro di risposta orizzontale per SLV

Parametri indipendenti	
a_g	0.073
F_0	2.659
T_C^*	0.485
S_S	1.200
C_C	1.271
S_T	1.000
q	1.500
Parametri dipendenti	
S	1.200
η	0.667
T_B	0.206
T_C	0.617
T_D	1.894

Per lo spettro di risposta verticale si veda Tabella 7-3.

Tabella 7-3: Parametri dello spettro di risposta verticale per SLV

Parametri indipendenti	
a_{gv}	0.027
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050
T_C	0.150
T_D	1.000
Parametri dipendenti	
F_V	0.973
S	1.000
η	0.667

Si ricorda che, come definito nelle NTC 2018 al § 8.3 “la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d’uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest’ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti”. Inoltre, “per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6”. Quindi, nel caso della struttura in esame, è necessario effettuare le verifiche sismiche solamente in condizione SLV.

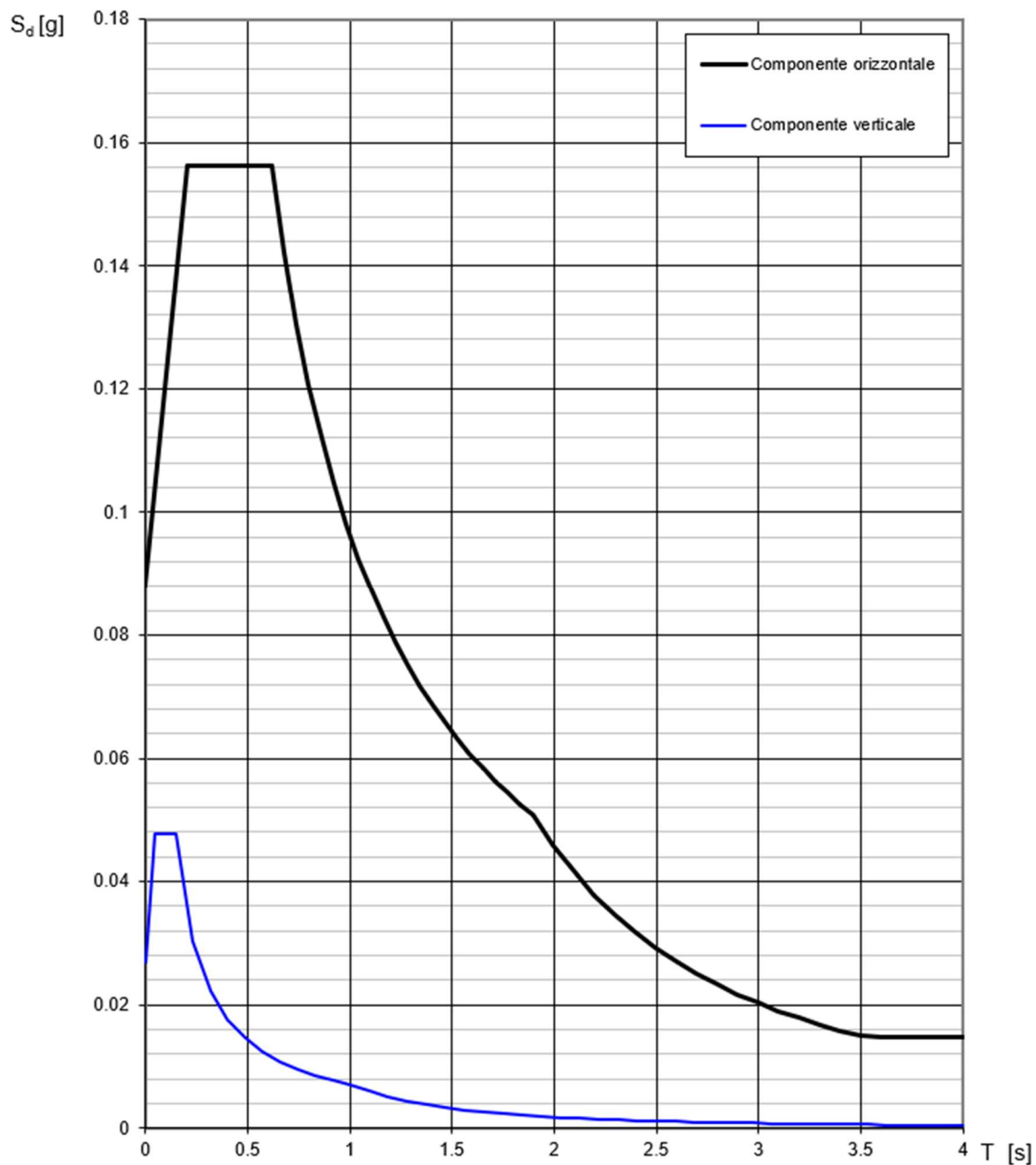




Figura 7.3: Spettri di risposta SLV in direzione orizzontale (nero) e verticale (blu)

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 31 di 77</p>

8. ANALISI DEI CARICHI

8.1. G_1 – Carichi permanenti strutturali

Fanno parte di questa categoria i seguenti carichi:

- il peso proprio della struttura: considerando un peso specifico del c.a. pari a 25 kN/m³;
- la spinta statica dell'acqua;
- la spinta statica dovuta al terreno di riporto intorno alla parte inferiore del torrino.

La struttura, però, verrà modellata come una trave incastrata ad una estremità e libera a quella opposta, quindi le azioni di acqua e terreno, insistendo verso il centro del torrino ed essendo distribuite tutto attorno alla struttura, globalmente, non influiscono sull'analisi strutturale. Nella figura seguente si mostrano i carichi statici appena citati.

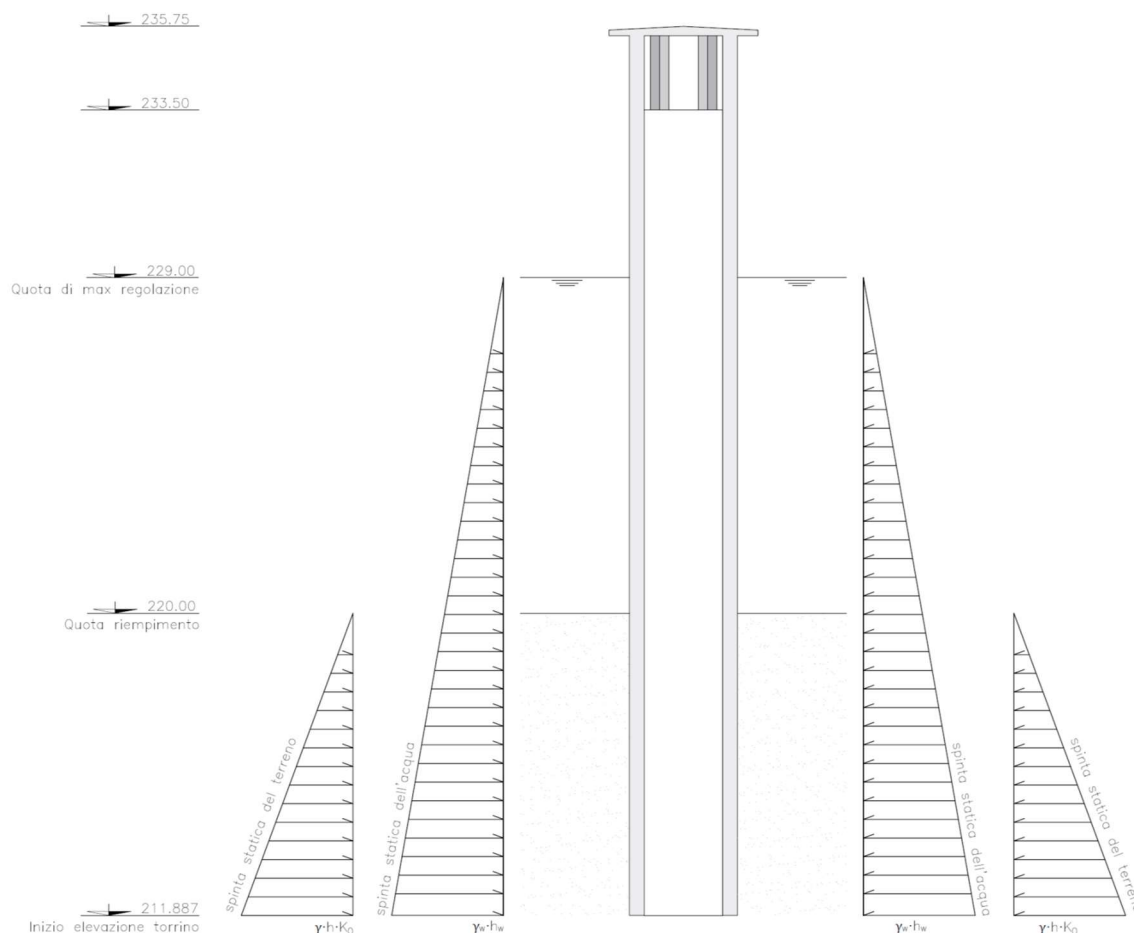


Figura 8.1: Diagramma di spinta statica del terreno sul calice

8.1.1. Peso proprio della struttura

La struttura ha diversi tipi di sezione a seconda dell'altezza a cui si fa riferimento. Alla seguente figura vengono riportate le tre tipologie di sezione, con l'indicazione dell'armatura presente.

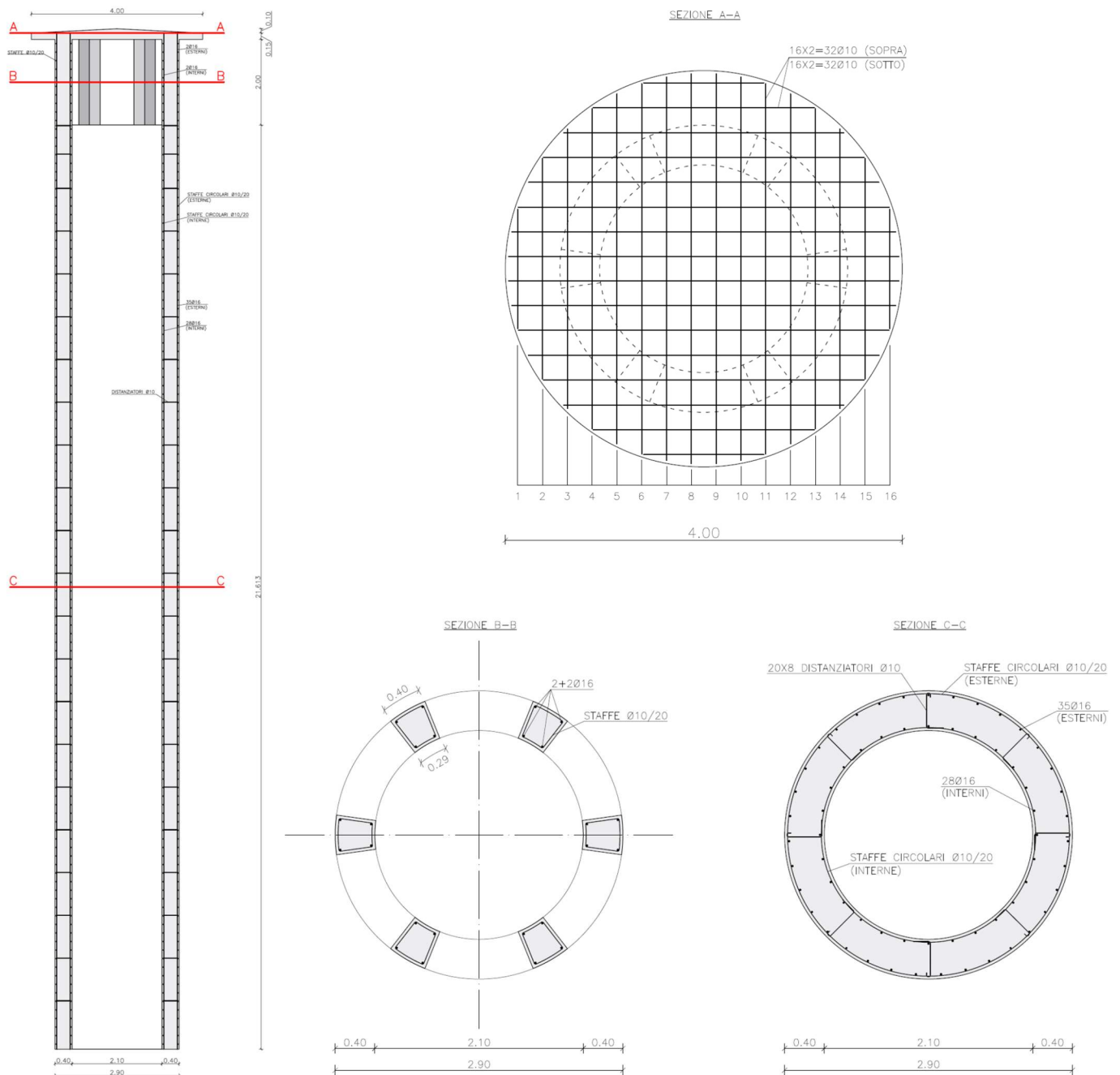



Figura 8.2: Sezioni del torrino aeroforo a diverse altezze

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 33 di 77</p>

Di seguito vengono riportati i pesi delle diverse parti e l'altezza del loro centro di massa misurato dalla base del torrino (Q. 211.887 m s.l.m.):



- Sezione A-A – Copertura del torrino:
 - $P_A = 57.596 \text{ kN}$
 - Altezza dalla base = $h_A = 23.796 \text{ m}$
- Sezione B-B – Colonnine in c.a.:
 - $P_B = 3.795 \text{ kN}$
 - Altezza dalla base = $h_B = 22.613 \text{ m}$
- Sezione C-C – Fusto del torrino:
 - $P_C = 1697.481 \text{ kN}$
 - Altezza dalla base = $h_C = 10.807 \text{ m}$

8.2. G₂ – Carichi permanenti non strutturali

I carichi permanenti non strutturali considerati per la struttura in esame sono solamente quelli dovuti alla griglia di protezione dell'estremità superiore del torrino.



Figura 8.3: Torrino aeroforo – Particolare dell'estremità superiore con la rete metallica

 III22F A-SIS-RT-213-00	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	 Pag. 34 di 77
---	---	--

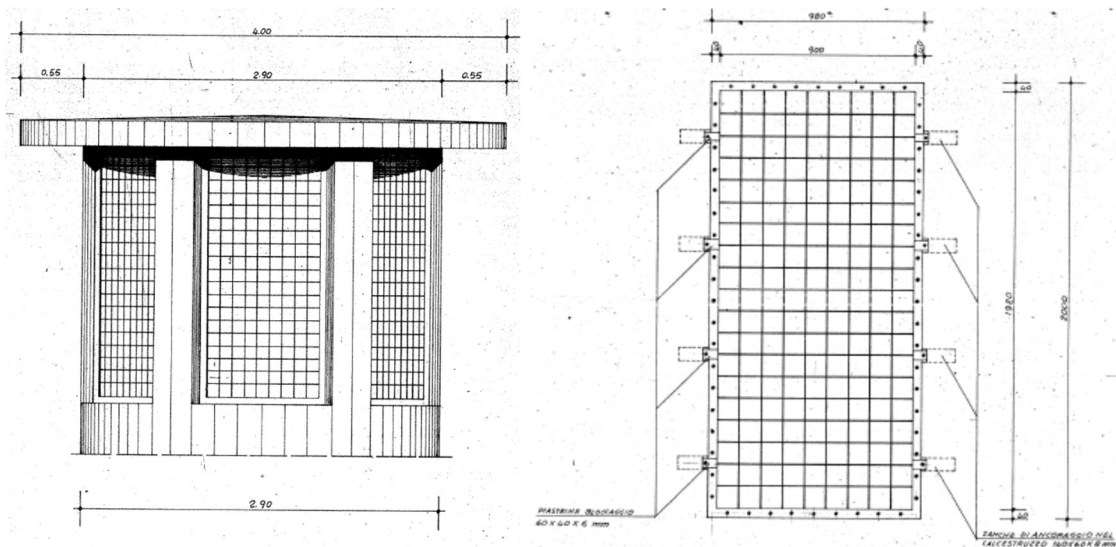


Figura 8.4: Torrino aeroforo – Particolare dell'estremità superiore con la rete metallica – Disegni del progetto Esecutivo del 1981



Il peso totale delle 6 griglie metalliche risulta pari a $P_{griglie} = 2.475 \text{ kN}$.

L'altezza del loro centro di massa dalla base della torre è pari a $h_{griglie} = 22.613 \text{ m}$.

8.3. Q – Azioni variabili

Le azioni variabili agenti sulla struttura sono le seguenti:

- Vento;
- Neve;
- Variazione termica.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 35 di 77</p>

8.3.1. Carico da vento

Calcolo della velocità base di riferimento				Zona 4 (Sicilia)
$v_{b,0}$	28.00	m/s	Velocità di base di riferimento al medio mare	
a_0	500.00	m		
k_s	0.36	-		
a_s	250.00	m s.l.m.	Altitudine del sito sul livello del mare	
c_a	1.00	-	Coefficiente di altitudine	
v_b	28.00	m/s	Velocità base di riferimento	

Calcolo della velocità di riferimento			
v_b	28.00	m/s	Velocità base di riferimento
c_r	1.00	-	Coefficiente di ritorno
v_r	28.00	m/s	Velocità di riferimento

Calcolo della pressione del vento			
<i>Pressione cinetica di riferimento</i>			
ρ	1.25	kg/m ³	Densità dell'aria
q_r	490.00	N/m ²	Pressione cinetica di riferimento
<i>Coefficiente di esposizione</i>			
<ul style="list-style-type: none"> - Altezza sul suolo (z) non maggiore di 200 m - Distanza dal mare \approx 23 km - Classe di rugosità D - Zona 4 (Sicilia) - Categoria di esposizione II 			
k_r	0.19	-	
z_0	0.05	m	
z_{min}	4.00	m	
z	15.75	m	Altezza sul suolo
c_t	1.00	-	Coefficiente di topografia
c_e	2.65	-	Coefficiente di esposizione
<i>Coefficiente dinamico</i>			
c_d	1.00	-	Valore cautelativo proposto da NTC 2018

Coefficiente di pressione (c_p)

Il coefficiente di pressione dipende dalla forma della struttura. Nel caso in esame il torrino ha forma cilindrica, quindi si assume $c_p = 1.17 \approx 1.20$.

Quindi, si può ricavare la pressione del vento come:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.49 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2.65 \cdot 1.20 \cdot 1.00 = 1.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$























	0.38		1.16
	0.42		1.17
	0.47		1.20
	0.50		1.55
	0.59		1.55
	0.80		1.60
	1.05		1.98
	1.17		2.00
	1.17		2.05
	1.38		2.20
	1.42		2.30

Figura 8.5: Coefficiente di pressione (drag coefficient) per diverse forme geometriche



8.3.2. Carico da neve

Il carico da neve si può considerare solamente per una verifica locale della copertura del torrino.

a_s	260.00	m s.l.m.	Altitudine del sito s.l.m. (≤ 1500 m s.l.m.)
Zona	III		(Caltanissetta)
q_{sk}	0.66	kN/m ²	Valore di riferimento del carico della neve al suolo
α	0	°	Inclinazione della falda della copertura
μ_i	0.80	-	Coefficiente di forma
C_E	0.90	-	Coefficiente di esposizione
C_t	1.00	-	Coefficiente termico
q_s	0.47	kN/m²	Carico da neve

8.3.3. Variazione termica

Le azioni interne causate da una variazione termica nella struttura in esame sono del tutto trascurabili, considerate le dimensioni contenute e lo schema statico.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 37 di 77</p>

8.4. E – Azioni sismiche

Le azioni sismiche da considerare per la struttura in oggetto hanno diverse origini:

- Azioni sismiche dovute all'inerzia della struttura: se ne tiene conto attraverso un'analisi pseudo-statica;
- Azioni sismiche dovute all'inerzia dell'acqua nel bacino;
- Azioni sismiche dovute al terreno di riporto intorno alla parte inferiore del torrino.

8.4.1. Inerzia della struttura

Nell'analisi pseudo-statica l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Le forze d'inerzia orizzontali e verticali agenti per effetto del sisma sono valutate come:

- $F_h = S_{d,H}(T_B) \cdot W$
- $F_v = S_{d,V}(T_B) \cdot W$

Dove:

- $S_{d,H}(T_B) = 0.156 g$
- $S_{d,V}(T_B) = 0.048 g$
- W = peso della struttura e dei relativi sovraccarichi permanenti

Il punto di applicazione di dette forze d'inerzia è il baricentro delle masse attivate dall'azione sismica.

8.4.2. Azioni sismiche dovute all'inerzia dell'acqua

La quota di massima regolazione è pari a 229.00 m s.l.m., quindi, rispetto al livello del terreno, l'altezza della colonna d'acqua è pari a $h_{acqua} = 9.00$ m.

8.4.2.1 Calcolo della forza statica equivalente alla massa d'acqua aggiunta (EN 1998-2:2005 Annex F "Added mass of entrained water for immersed piers")

La forza statica equivalente, nelle due direzioni x e y, si calcola come:

$$f_a = m_a \cdot S_{d,H}(T_B) = m_a \cdot 0.156 g$$

La massa aggiunta m_a si calcola in modi diversi a seconda della forma del manufatto immerso in acqua. Nel caso in oggetto si ha una forma circolare, quindi:

$$m_a = \rho \pi R^2$$

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 38 di 77</p>

Dove:

- $R = \frac{2.90}{2} = 1.45 \text{ m}$ = raggio del torrino;
- $\rho = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ = peso specifico dell'acqua.

Quindi, si calcola la forza statica equivalente alla massa d'acqua aggiunta come:

$$f_a = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \pi \cdot 1.45^2 \text{ m}^2 \cdot 0.156 = 10.30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Per applicarla al modello, si moltiplica la forza appena calcolata per la lunghezza del torrino a cui viene applicata:

$$F_a = f_a \cdot h_{\text{acqua}} = 10.30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 9.00 \text{ m} = 92.737 \text{ kN}$$

Tale forza viene applicata ad un'altezza dal piede del modello pari a 12.613 m

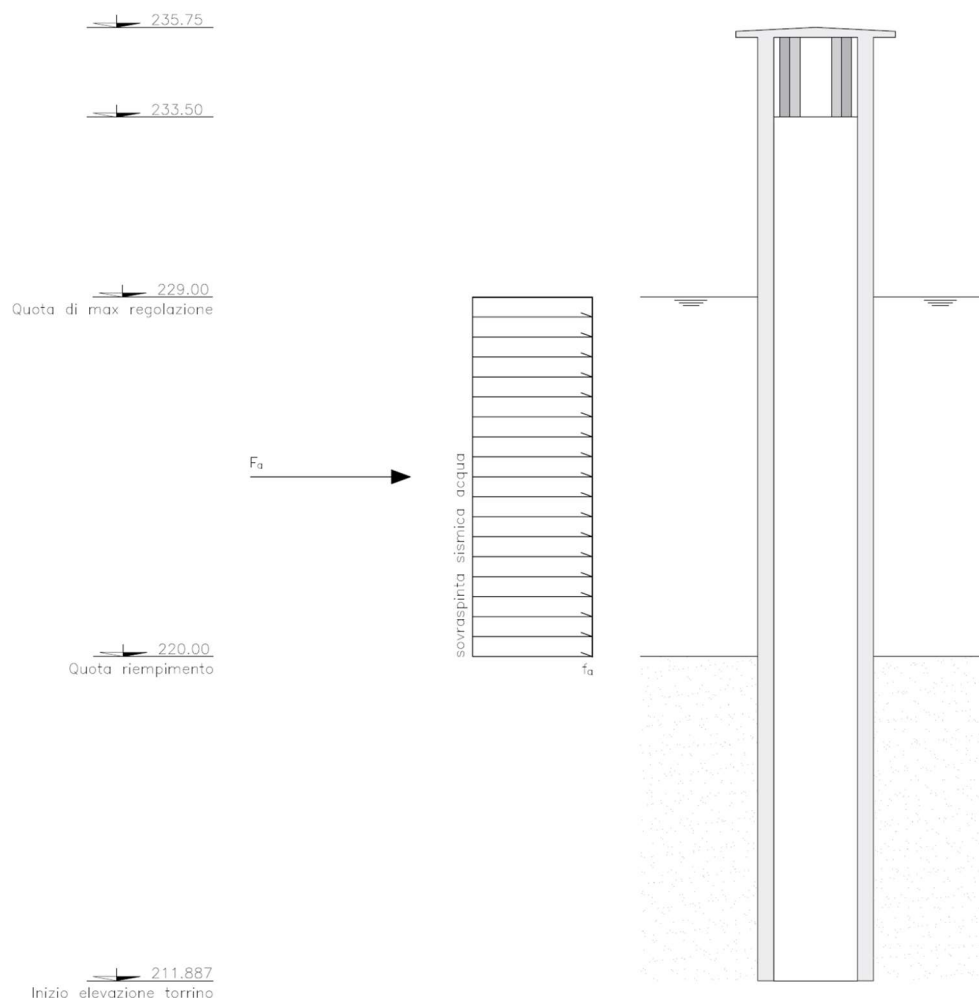


Figura 8.6: Diagramma di spinta sismica dell'acqua sul torrino aeroforo

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 39 di 77</p>

8.4.3. Spinta sismica del terreno

Per il calcolo della sovraspinta sismica del terreno di ricoprimento si ricorre alla formulazione di Wood, infatti la struttura si può considerare rigida. La sovraspinta agisce sulla struttura come una pressione uniforme e costante pari a:

$$\Delta p_d = a_{MAX} \cdot \gamma_{sat} \cdot h$$

Dove:

- $a_{MAX} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.073 \cdot 1.2 \cdot 1.0 = 0.088 \text{ g}$
- $\gamma_{sat} = 18.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ = a favore di sicurezza si considera anche l'azione sismica dell'acqua contenuta nel terreno come se si muovesse assieme al terreno;
- $h_{terreno} = 8.113 \text{ m}$ = altezza del terreno.

Quindi, si ottiene una spinta di Wood pari a $\Delta p_d = 13.208 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$. Ciò equivale ad applicare una forza al torrino pari a $\Delta P_d = 310.753 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ ad un'altezza dal piede del modello di 4.0565 m.

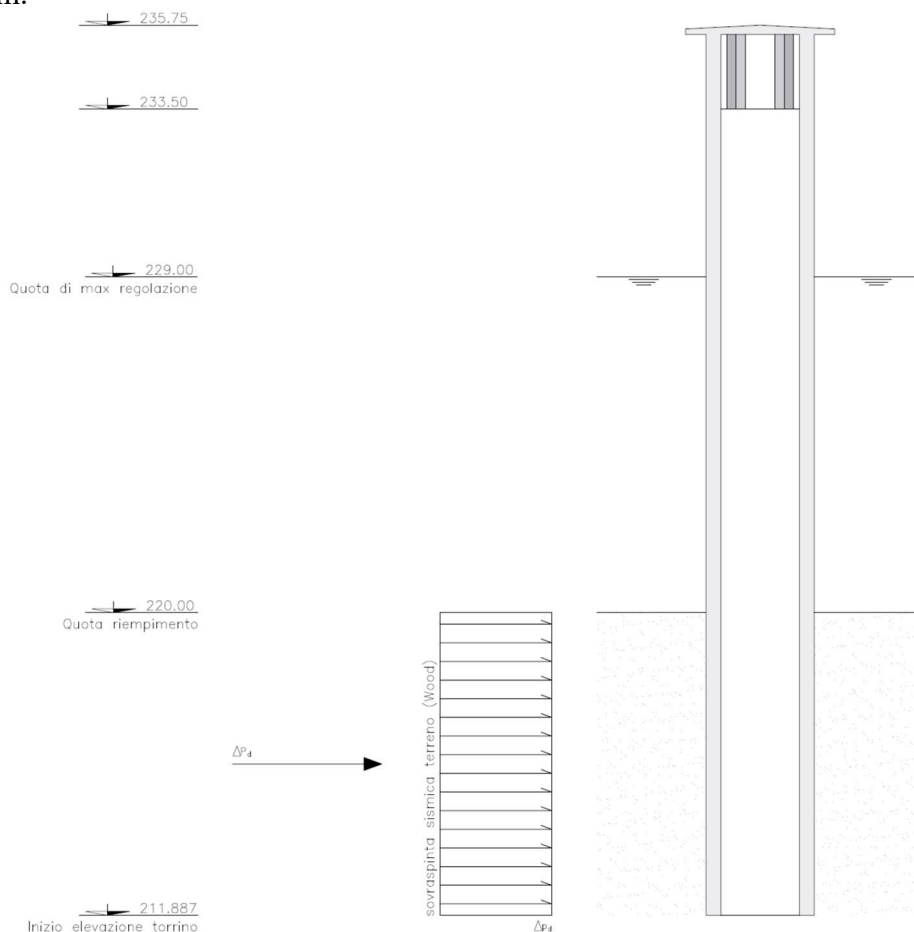




Figura 8.7: Diagramma di spinta sismica del terreno sul torrino aeroforo

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE TORRINI AEROFORI</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 40 di 77</p>

8.5. In sintesi

Nella seguente figura vengono riassunti i carichi sismici considerati nel modello.

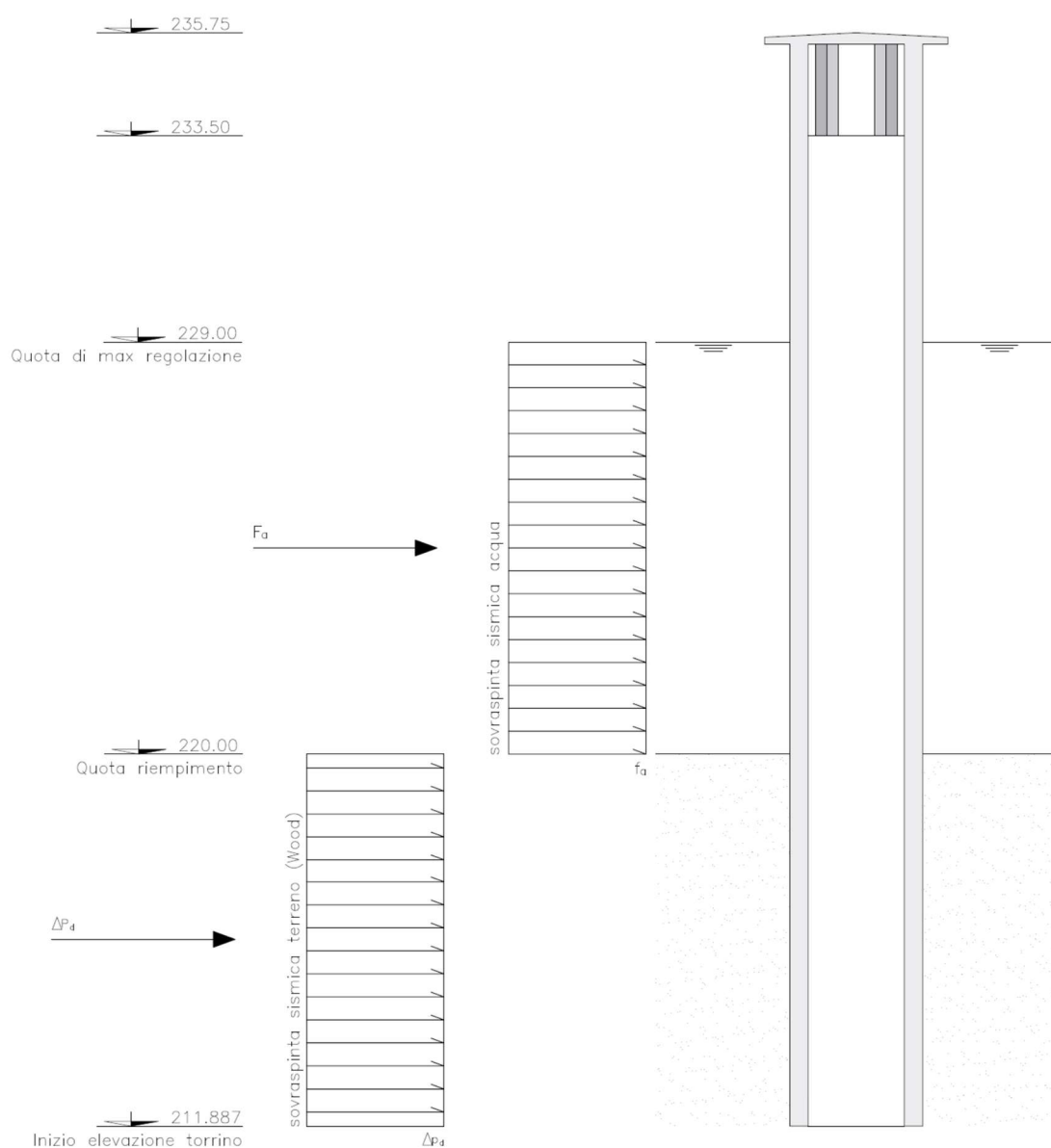


Figura 8.8: Carichi sismici

9. COMBINAZIONI DI PROGETTO

Per questa struttura vengono eseguite due verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU): statica e sismica. Esse sono definite dalle NTC18 come:

- Combinazione fondamentale **statica** SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione **sismica** SLV:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nelle combinazioni in questione la presollecitazione P non è presente.

I valori dei coefficienti γ sono definiti in Tabella 9-1.

Tabella 9-1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tab. 2.6.I, NTC18)

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2 ⁽¹⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

I valori dei coefficienti di combinazione ψ sono riportati in Tabella 9-2.

Tabella 9-2: Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I, NTC18)

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale, biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Per la combinazione tra azioni sismiche nelle direzioni orizzontali (x e y) e nella direzione verticale (z) si assumeranno i coefficienti di concomitanza riportati in Tabella 9-3.



Tabella 9-3: Coefficienti di concomitanza delle azioni sismiche (NTD14 – Tab. C5)

Direzione	x	y	z
Coefficienti di concomitanza	1	0.3	0.3
	0.3	1	0.3
	0.3	0.3	1

In particolare, dalle NTD14 vengono definite le seguenti combinazioni di carico:

Tabella 9-4: Combinazione di carico come definite dalle NTD14 (Tab. C6)

Azioni:	Combinazione:						
	Fondamentale			Eccezionale		Sismica	
	Fase costruttiva	Fine costruzione o serbatoio	Rapida vuotatura	Esercizio normale	Massima piena	SLE	SLU
Peso proprio	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
Spinta idrostatica				SI ⁽¹⁾	SI ⁽²⁾	SI ⁽¹⁾	SI ⁽¹⁾
Sottospinta			SI	SI	SI	SI	SI
Coazioni termiche e da ritiro	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
Coazione da calore di idratazione	SI	SI					
Spinta del ghiaccio				se applicabile			
Spinta dell'interrimento				se applicabile	se applicabile	se applicabile	se applicabile
Azione sismica						SI	SI
(a) Quota massima regolazione e livelli inferiori nonché serbatoio vuoto							
(b) Quota di massimo invaso							

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 44 di 77</p>

10. ANALISI GLOBALE DEL TORRINO

10.1. Geometria del manufatto

Per l'analisi strutturale dei torrini aerofori si decide di analizzare il manufatto di destra, essendo il più alto dei due e, quindi, il più sollecitato.

Per analizzare il comportamento globale del torrino si considera, come schema statico, un'asta libera di altezza 23.863 m. La sezione di tale elemento è quella descritta in precedenza al § 8.1.1.

10.2. Analisi strutturale

10.2.1. Combinazione statica (SLU)

Per l'analisi statica (SLU) della struttura si considera agente la sola azione del vento, opportunamente moltiplicata per il coefficiente $\gamma_Q = 1.5$, applicata nel caso di invaso vuoto. Alla Figura 10.1 è mostrato schematicamente l'applicazione del carico sul modello.


La pressione del vento, come calcolato in precedenza, è pari a $p \approx 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$. Conoscendo il diametro esterno del torrino, pari a 2.90 m, si può trovare il carico lineare distribuito lungo il fusto del torrino, pari a $\bar{p} = p \cdot 2.90 \text{ m} = 4.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$. Quindi, il carico concentrato equivalente risulta pari a $P = \bar{p} \cdot h_{vento} = 4.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 15.75 \text{ m} = 73.08 \text{ kN}$ da applicare a 15.988 m dalla base incastrata.

Il momento agente alla base del torrino causato dal vento, moltiplicato per il coefficiente parziale, risulterà essere

$$M_{Ed,SLU} = P \cdot 15.988 \cdot \gamma_Q = 73.08 \text{ kN} \cdot 15.988 \text{ m} \cdot 1.5 = 1871.32 \text{ kNm}$$

L'azione di taglio agente alla base del torrino, moltiplicato per il coefficiente parziale, risulterà essere:

$$V_{Ed,SLU} = P = 73.08 \text{ kN}$$

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 45 di 77</p>

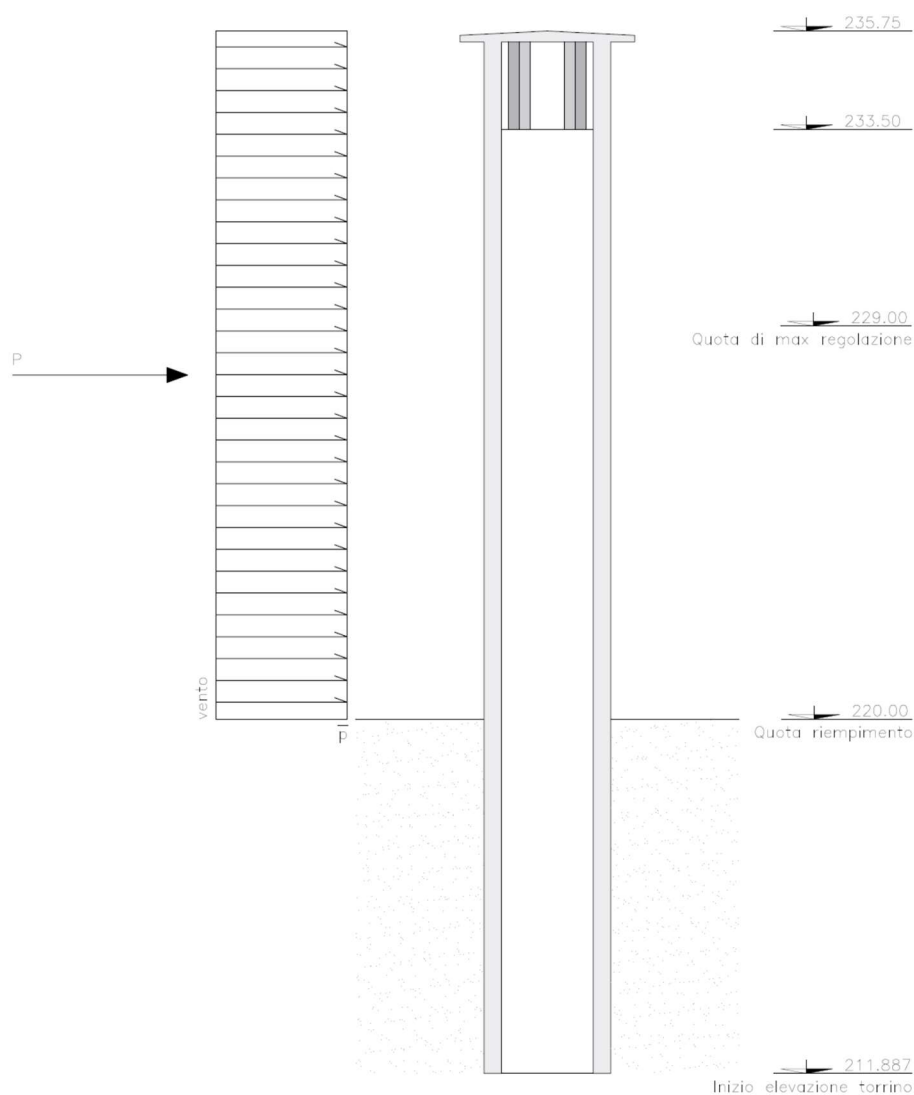


Figura 10.1: Carico del vento applicato al torrino nel caso di invaso vuoto

10.2.2. Combinazione sismica (SLV)

Per l'analisi sismica (SLV) della struttura si considerano le azioni riportate nella tabella che segue.

Tabella 10-1: Azioni sismiche agenti sulla struttura del torrino

		P [kN]	F_h [kN]	Braccio [m]	M_{Ed} [kNm]	F_v [kN]
Inerzia struttura	Copertura	57.60	8.98	23.76	213.51	2.76
	Colonnine in c.a.	3.80	0.59	22.61	13.39	0.18
	Fusto	1697.48	264.81	10.81	2861.64	81.48
	Griglie	2.47	0.39	22.61	8.73	0.12
	Spinta sismica acqua	-	92.74	12.61	1169.69	-
	Spinta sismica terreno (Wood)	-	310.75	4.06	1260.57	-
TOTALE		1761.35	678.26		5527.52	84.54

Quindi, considerando la combinazione sismica peggiore, ovvero applicando l'azione sismica con i coefficienti di concomitanza $X + 0.3Y + 0.3Z$, si ottengono le seguenti azioni agenti sulla base del torrino:

- Azione assiale: $N = 1761.35 \text{ kN} - \frac{84.54}{3} \text{ kN} = 1733.17 \text{ kN}$
- Momenti flettenti: $M_x = 5527.52 \text{ kNm}$
 $M_y = \frac{M_x}{3} = 1842.51 \text{ kNm}$
- Azione di taglio: $V = 678.26 \text{ kN}$

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 47 di 77</p>

10.3. Verifiche strutturali

Le verifiche globali del torrino si effettuano sulla sezione di base, a quota 211.887 m s.l.m.. Le caratteristiche geometriche e delle armature di tale sezione sono mostrate alla figura che segue.

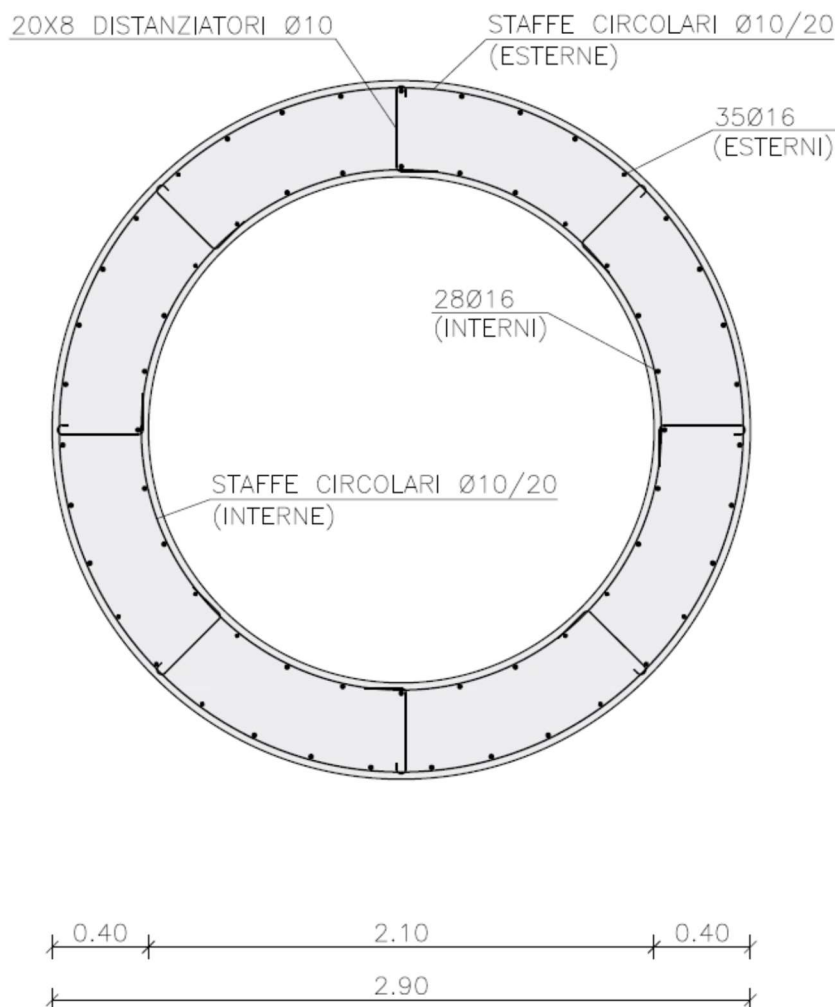


Figura 10.2: Sezione di base del torrino aeroforo

10.3.1. Verifiche statiche (SLU)

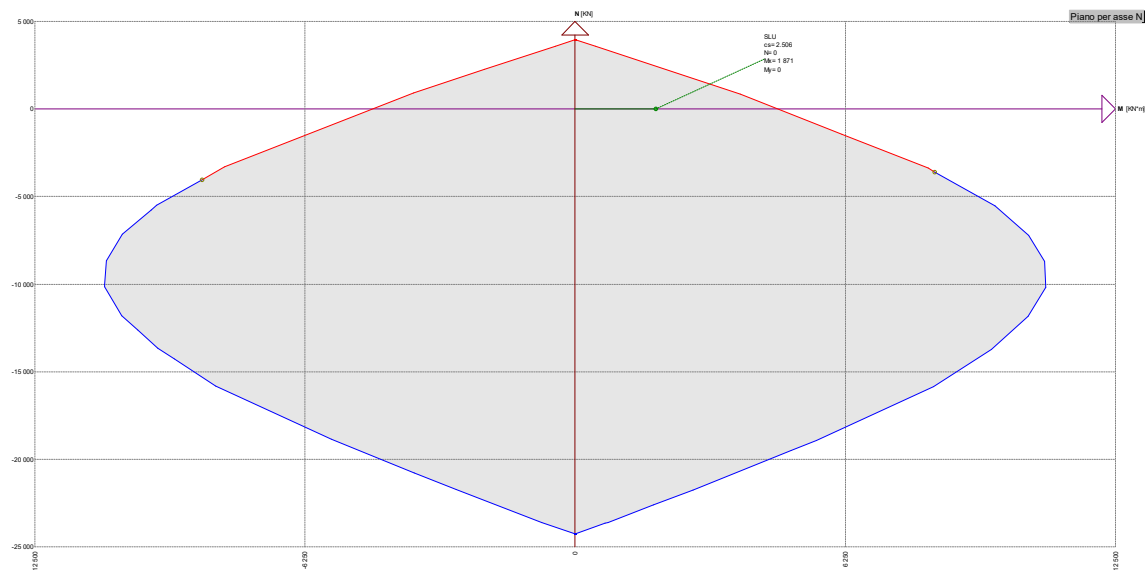
Le verifiche statiche sono effettuate considerando le barre d'armatura col loro diametro nominale rilevato in situ durante la campagna di indagine strutturale ed indicato sulle tavole del progetto esecutivo in possesso. Non si tiene in conto, per ora, della corrosione dell'acciaio che può avvenire durante la vita dell'opera.

10.3.1.1 Verifiche a flessione

Le verifiche a flessione delle sezioni sono condotte con il software ENG-PRELIM di SigmaC Software. I diagrammi della legge costitutiva di acciaio e calcestruzzo considerati per le verifiche statiche sono quelli di Figura 7.1 al § 7.1. Di seguito sono riportati i risultati delle verifiche a flessione effettuate.

Sollecitazioni resistenti			
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima	
N	-24252	3947	kN
M _x	-4687	4688	kNm
M _y	-4685	4685	kNm

Nel seguito è mostrato il diagramma M-N della combinazione statica SLU. La verifica è soddisfatta con un coefficiente di sicurezza CS = 2.51.



	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 49 di 77</p>

10.3.1.2 Verifiche a taglio

Si definiscono:

- V_{Ed} = valore di progetto dello sforzo di taglio agente;
- V_{Rd} = resistenza di progetto a taglio.

Allora si possono avere due situazioni:

- Se $V_{Ed} \leq V_{Rd,1}$ non è necessaria alcuna armatura a taglio per l'elemento;
- Se $V_{Rd,1} < V_{Ed} \leq V_{Rd,2}$ è necessaria una certa quantità di armatura a taglio.

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio ($V_{Ed} \leq V_{Rd,1}$)

Nel caso in cui $V_{Ed} \leq V_{Rd,1}$ si deve valutare la resistenza di progetto a taglio dell'elemento fessurato da momento flettente $V_{Rd,1}$ come:

$$V_{Rd,1} = \max \left\{ \left[\frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \right. \\ \left. (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right.$$

con:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$;
- d = altezza utile della sezione, in [mm];
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- f_{ck} in [MPa];
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$ = rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd}$ in [MPa];
- b_w = larghezza minima della sezione, in [mm].

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio ($V_{Rd,1} < V_{Ed} \leq V_{Rd,2}$)

La resistenza di progetto a taglio $V_{Rd,2}$ di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5 \quad \Rightarrow \quad 21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 50 di 77</p>

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{1 + \cot^2 \theta}$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd,2} = \min\{V_{Rsd} ; V_{Rcd}\}$$

dove:

- A_{sw} = area dell'armatura trasversale;
- s = interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α = angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- $\nu = 0.5$ è il coefficiente di riduzione della resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo;

$$\alpha_c = \begin{cases} 1 & \text{per membrane non compresse} \\ 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} & \text{se } 0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 f_{cd} \\ 1.25 & \text{se } 0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.50 f_{cd} \\ 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \text{se } 0.50 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd} \end{cases}$$

Le verifiche a taglio vengono effettuate mediante il software ENG-PRELIM di SigmaC Software. Nel seguito si riportano i risultati di tali verifiche.

La sezione viene considerata senza alcun tipo di staffatura resistente a taglio:

- $V_{Rd} = 513 \text{ kN}$
- $V_{Ed} = 73 \text{ kN}$
- $CS = V_{Rd} / V_{Ed} = 7.03$, quindi la verifica a taglio è soddisfatta.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 51 di 77</p>

10.3.2. Verifiche sismiche (SLV)

Le verifiche sismiche vengono svolte in due condizioni: a **breve termine** e a **lungo termine**. Le prime vengono effettuate sulle sezioni così come da progetto, ovvero allo stato di fatto, mentre le seconde, a lungo termine, devono necessariamente tener conto della corrosione delle barre di calcestruzzo che può avvenire durante la vita utile della struttura (50 anni) a causa della carbonatazione.

10.3.2.1 Verifiche sismiche (SLV) a breve termine

Le verifiche sismiche a breve termine, come si è detto, vengono svolte col fine di verificare le sezioni “allo stato di fatto”.

10.3.2.1.1 *Verifiche a flessione*

Le verifiche a flessione delle sezioni sono condotte con il software ENG-PRELIM di SigmaC Software.

Si è considerata la struttura come a comportamento non dissipativo (ND): non è quindi necessario effettuare alcuna verifica di duttilità. Tali verifiche, però, sono sostituite dalla verifica che in tutte le sezioni il momento di progetto M_{Rd} non superi mai M'_{yd} , ovvero il momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico (come specificato dalle NTC18 al §7.4.1 e §4.1.2.3.4.2).

È possibile effettuare questa verifica imponendo che la deformazione massima raggiungibile dalle barre d'armatura sia pari a:

$$\varepsilon_s = \frac{f_{yd}}{E}$$

Dove:

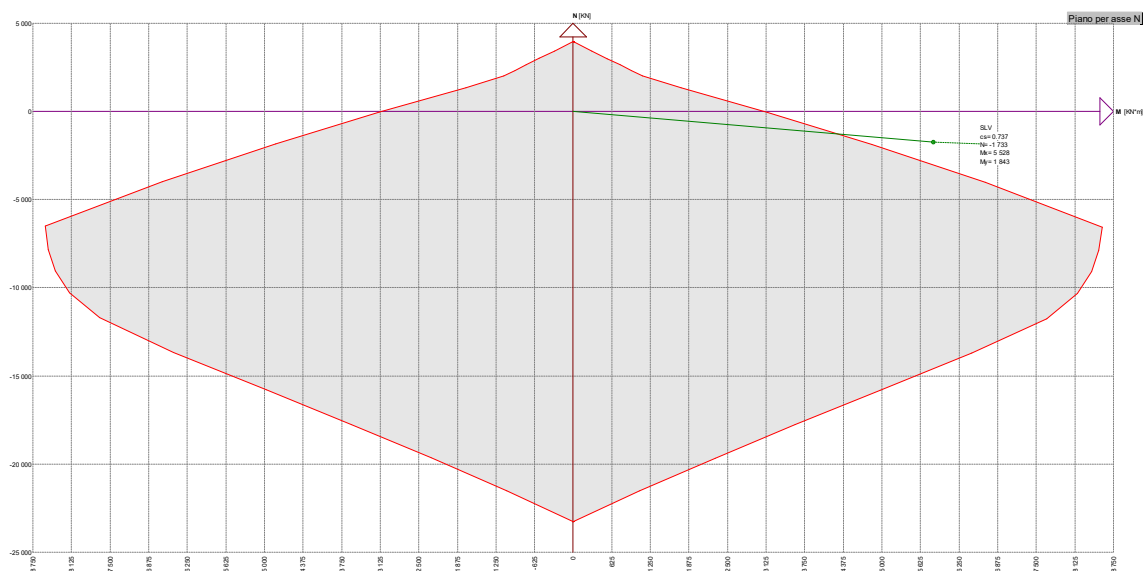
- Barre FeB 44 k: $f_{yd} = 311.59 \text{ MPa}$ = resistenza di progetto dell'acciaio;
- $E = 200\,000 \text{ MPa}$ = modulo elastico dell'acciaio.

Quindi $\varepsilon_s = 1.56 \cdot 10^{-3}$

In pratica, queste verifiche non tengono conto del ramo plastico dell'acciaio poiché esso deve rimanere in campo “sostanzialmente elastico”.

Sollecitazioni resistenti			
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima	
N	-23269	3947	kN
M _x	-3111	3102	kNm
M _y	-3105	3105	kNm

Nel seguito è mostrato il diagramma M-N della combinazione sismica SLV a breve termine. La verifica **non** è soddisfatta con un coefficiente di sicurezza $CS = 0.74$.



10.3.2.1.2 Verifiche a taglio

La sezione viene considerata senza alcun tipo di staffatura resistente a taglio:

- $V_{Rd} = 655$ kN
- $V_{Ed} = 678$ kN
- $CS = V_{Rd} / V_{Ed} = 0.97$, quindi la verifica a taglio **non** è soddisfatta.

10.3.2.2 Verifiche sismiche (SLV) a lungo termine

Le verifiche sismiche a lungo termine devono tener conto della corrosione delle barre di calcestruzzo che può avvenire durante la vita utile della struttura (50 anni) a causa della carbonatazione.

La velocità di corrosione delle barre si può stimare attraverso il grafico riportato di seguito (P. Pedferri, L. Bertolini, *La durabilità del calcestruzzo armato*, ISBN 88 386 0845-Ed. Mc Graw-Hill, 2000).

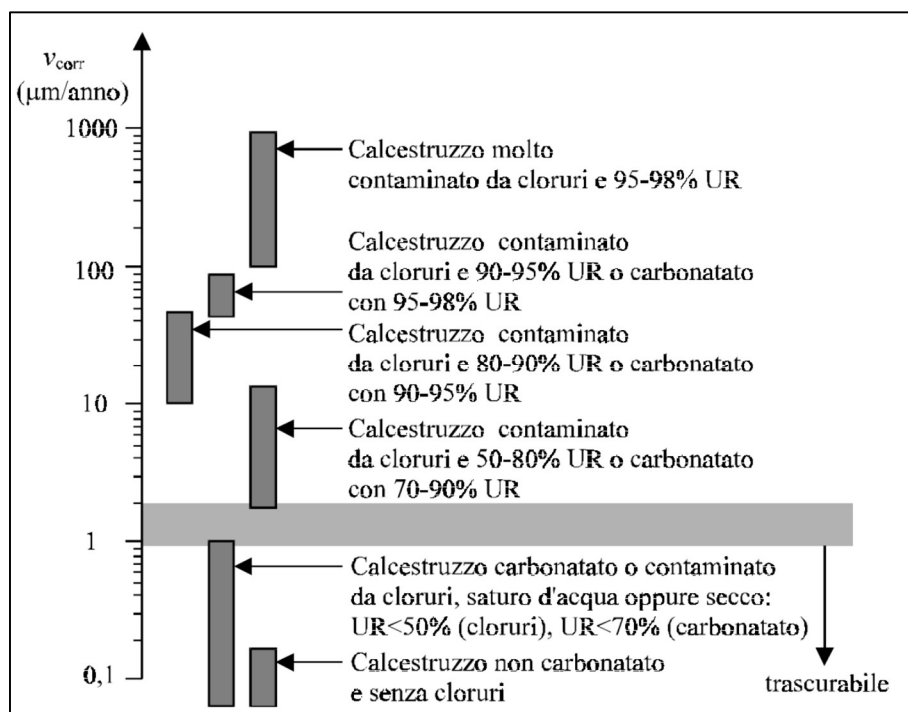


Figura 10.3: Indicazioni approssimate della velocità di corrosione al variare delle condizioni ambientali e del tipo di calcestruzzo secondo Pedferri

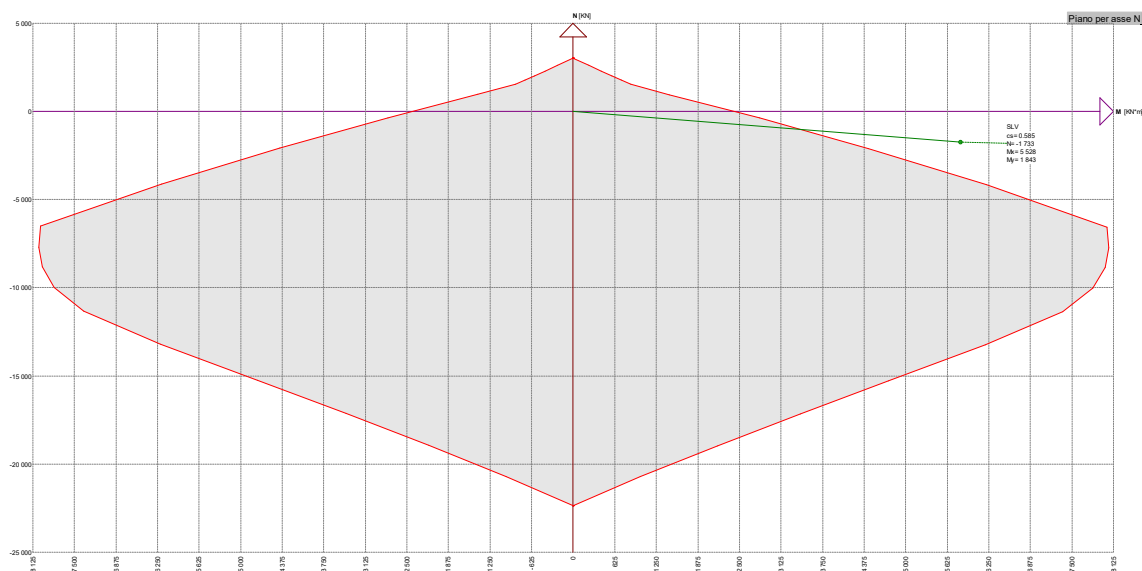
Per la struttura in oggetto si può stimare una riduzione del diametro delle barre di circa 2 mm a 50 anni.

10.3.2.2.1 Verifiche a flessione

Le verifiche a flessione delle sezioni a lungo termine sono condotte nelle stesse modalità di quelle a breve termine, con la differenza che si impone una riduzione di 2 mm al diametro di ogni barra d'armatura contenuta in ogni sezione.

Sollecitazioni resistenti			
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima	
N	-22344	3022	kN
M _x	-2428	2421	kNm
M _y	-2423	2423	kNm


Nel seguito è mostrato il diagramma M-N della combinazione sismica SLV a lungo termine. La verifica **non** è soddisfatta con un coefficiente di sicurezza $CS = 0.58$.



10.3.2.2.2 Verifiche a taglio

La sezione viene considerata senza alcun tipo di staffatura resistente a taglio:

- $V_{Rd} = 620$ kN
- $V_{Ed} = 678$ kN
- $CS = V_{Rd} / V_{Ed} = 0.91$, quindi la verifica a taglio **non** è soddisfatta.


	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 55 di 77</p>

10.3.3. Conclusioni

Nel seguito vengono riassunti delle verifiche, statiche (SLU) e sismiche (SLV), effettuate sui torrini aerofori della diga Gibbesi.

Per quanto riguarda le verifiche **statiche (SLU)** la struttura risulta adeguata sia a flessione che a taglio.

Per quanto riguarda le verifiche **sismiche (SLV)**, sia a breve che a lungo termine, la struttura risulta inadeguata sia dal punto di vista flessionale che a taglio.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 56 di 77</p>

11. ANALISI DELLA COPERTURA DEL TORRINO

11.1. Geometria del manufatto

Per analizzare il comportamento della copertura dei torrini si considera, come schema statico, un'asta in semplice appoggio di lunghezza 2.50 m, ovvero la distanza che intercorre tra due colonnine in c.a. diametralmente opposte presenti in cima al torrino. La sezione di tale elemento è quella descritta alla seguente figura.

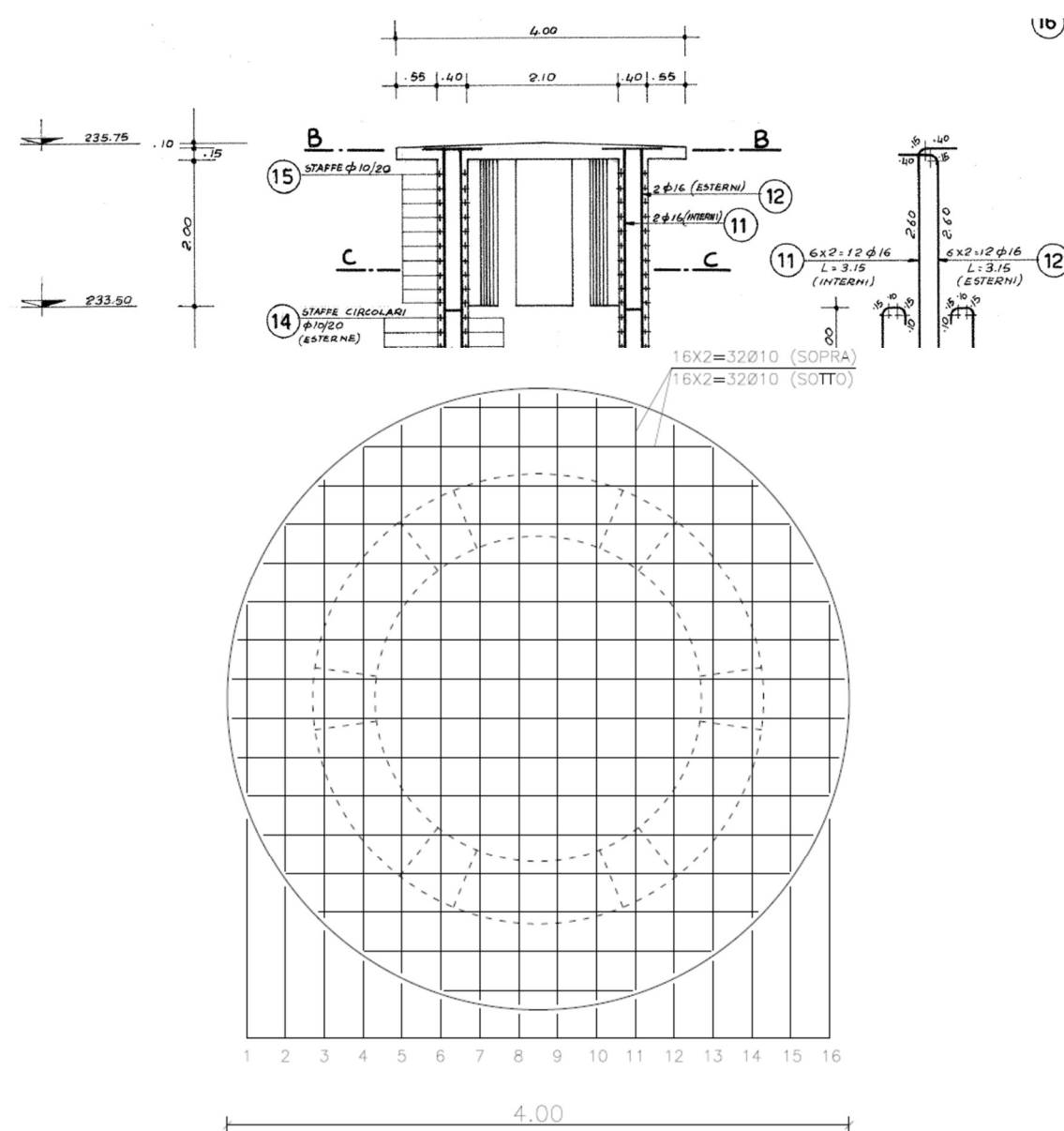


Figura 11.1: Viste in sezione della copertura del torrino aeroforo

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE TORRINI AEROFORI</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 57 di 77</p>

11.2. Analisi strutturale

Per l'analisi strutturale della copertura del torrino si considera, a favore di sicurezza, una sezione lunga 1 m e di altezza 0.15 m armata con 4Ø10/m ad entrambi i lembi.

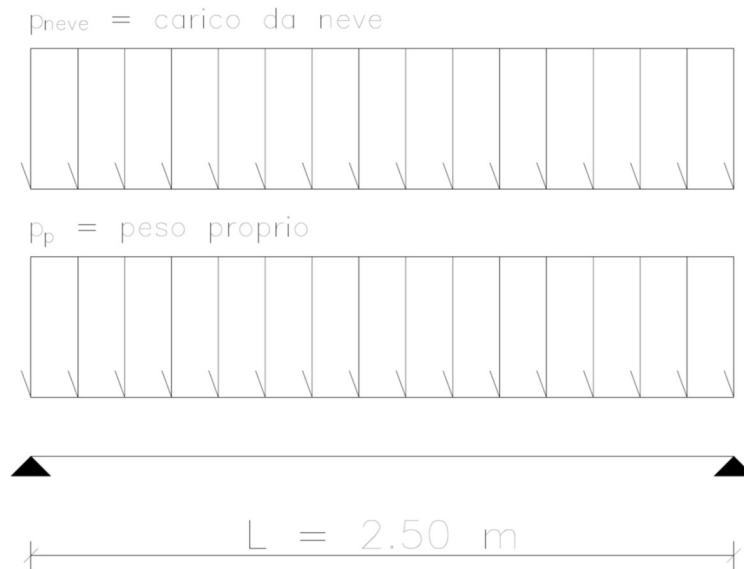


Figura 11.2: Schema statico della copertura del torrino caricato con peso proprio e carico da neve

La struttura ha un peso proprio pari a:

$$p_p = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0.25 \text{ m} = 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Questo carico lineare provoca un momento flettente in mezzeria pari a:

$$M_{p_p} = \frac{p_p \cdot L^2}{8} = \frac{6.25 \cdot 2.50^2}{8} = 4.88 \text{ kNm}$$

La copertura è caricata col solo carico da neve, pari a:

$$p_{neve} = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1 \text{ m} = 0.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Questo carico lineare provoca un momento flettente in mezzeria pari a:

$$M_{p_{neve}} = \frac{p_{neve} \cdot L^2}{8} = \frac{0.50 \cdot 2.50^2}{8} = 0.39 \text{ kNm}$$

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 58 di 77</p>

11.2.1. Combinazione statica (SLU)

Per l'analisi statica (SLU) della struttura si considerano come azioni agenti il peso proprio, moltiplicato per il coefficiente $\gamma_G = 1.3$, e il carico da neve, moltiplicato per il coefficiente $\gamma_Q = 1.5$.

Il momento totale agente in mezzzeria è pari a:

$$M_{SLU} = \gamma_G \cdot M_{pp} + \gamma_Q \cdot M_{pneve} = 1.3 \cdot 4.88 + 1.5 \cdot 0.39 = 6.93 \approx 7.00 \text{ kNm}$$

Il taglio massimo, agli appoggi, è pari a:

$$V_{SLU} = \gamma_G \cdot \frac{p_p \cdot L}{2} + \gamma_Q \cdot \frac{p_{neve} \cdot L}{2} = 1.3 \cdot \frac{6.25 \cdot 2.50}{2} + 1.5 \cdot \frac{0.50 \cdot 2.50}{2} = 11.09 \text{ kN}$$

11.2.2. Combinazione sismica (SLV)

Per l'analisi sismica (SLV) della struttura si considerano come azioni agenti il peso proprio (G) e l'inerzia della struttura dovuta all'azione sismica (E).

L'inerzia della struttura dovuta all'azione sismica si può calcolare come:

$$f_v = p_p \cdot S_{a,v}(T_B) = 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0.048 [\text{g}] = \pm 0.30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

La quale provoca un momento in mezzzeria pari a:

$$M_{f_v} = \frac{f_v \cdot L^2}{8} = \frac{\pm 0.30 \cdot 2.50^2}{8} = \pm 0.23 \text{ kNm}$$

Il momento totale agente in mezzzeria è pari a:

$$M_{SLV} = M_{pp} + M_{f_v} = 4.88 + 0.23 = 5.11 \approx 6.00 \text{ kNm}$$

Il taglio massimo, agli appoggi, è pari a:

$$V_{SLV} = \frac{p_p \cdot L}{2} + \frac{f_v \cdot L}{2} = \frac{6.25 \cdot 2.50}{2} + \frac{0.30 \cdot 2.50}{2} = 8.19 \approx 9.00 \text{ kN}$$

11.3. Verifiche strutturali

Le verifiche della copertura del torrino si effettuano sulla sezione tipo considerata, a favore di sicurezza, con base $b = 100$ cm e altezza $h = 25$ cm, armata ad entrambi i lembi con $4\phi 10/m$.

11.3.1. Verifiche statiche (SLU)


Le verifiche statiche sono effettuate considerando le barre d'armatura col loro diametro nominale rilevato in situ durante la campagna di indagine strutturale ed indicato sulle tavole del progetto esecutivo in possesso. Non si tiene in conto, per ora, della corrosione dell'acciaio che può avvenire durante la vita dell'opera.

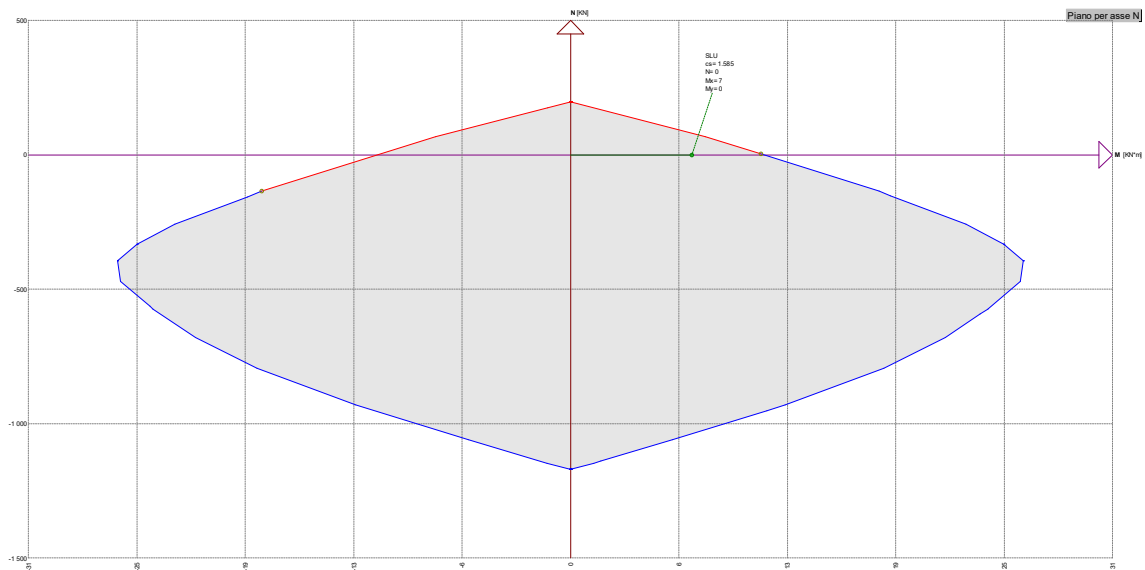
11.3.1.1 Verifiche a flessione

Le verifiche a flessione delle sezioni sono condotte con il software ENG-PRELIM di SigmaC Software. I diagrammi della legge costitutiva di acciaio e calcestruzzo considerati per le verifiche statiche sono quelli di Figura 7.1 al § 7.1. Di seguito sono riportati i risultati delle verifiche a flessione effettuate.

Sollecitazioni resistenti			
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima	
N	-1171	196	kN
M _x	-11	11	kNm
M _y	-79	79	kNm

Nel seguito è mostrato il diagramma M-N della combinazione statica SLU. La verifica è soddisfatta con un coefficiente di sicurezza $CS = 1.58$.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 60 di 77</p>



11.3.1.2 Verifiche a taglio

Le verifiche a taglio vengono effettuate mediante il software ENG-PRELIM di SigmaC Software. Nel seguito si riportano i risultati di tali verifiche.

La sezione viene considerata senza alcun tipo di staffatura resistente a taglio:

- $V_{Rd} = 52 \text{ kN}$
- $V_{Ed} = 11 \text{ kN}$
- $CS = V_{Rd} / V_{Ed} = 4.73$, quindi la verifica a taglio è soddisfatta.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 61 di 77</p>

11.3.2. Verifiche sismiche (SLV)

Le verifiche sismiche vengono svolte in due condizioni: a **breve termine** e a **lungo termine**. Le prime vengono effettuate sulle sezioni così come da progetto, ovvero allo stato di fatto, mentre le seconde, a lungo termine, devono necessariamente tener conto della corrosione delle barre di calcestruzzo che può avvenire durante la vita utile della struttura (50 anni) a causa della carbonatazione.

11.3.2.1 Verifiche sismiche (SLV) a breve termine

Le verifiche sismiche a breve termine, come si è detto, vengono svolte col fine di verificare le sezioni “allo stato di fatto”.

11.3.2.1.1 *Verifiche a flessione*

Le verifiche a flessione delle sezioni sono condotte con il software ENG-PRELIM di SigmaC Software.

Si è considerata la struttura come a comportamento non dissipativo (ND): non è quindi necessario effettuare alcuna verifica di duttilità. Tali verifiche, però, sono sostituite dalla verifica che in tutte le sezioni il momento di progetto M_{Rd} non superi mai M'_{yd} , ovvero il momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico (come specificato dalle NTC18 al §7.4.1 e §4.1.2.3.4.2).

È possibile effettuare questa verifica imponendo che la deformazione massima raggiungibile dalle barre d'armatura sia pari a:

$$\varepsilon_s = \frac{f_{yd}}{E}$$

Dove:

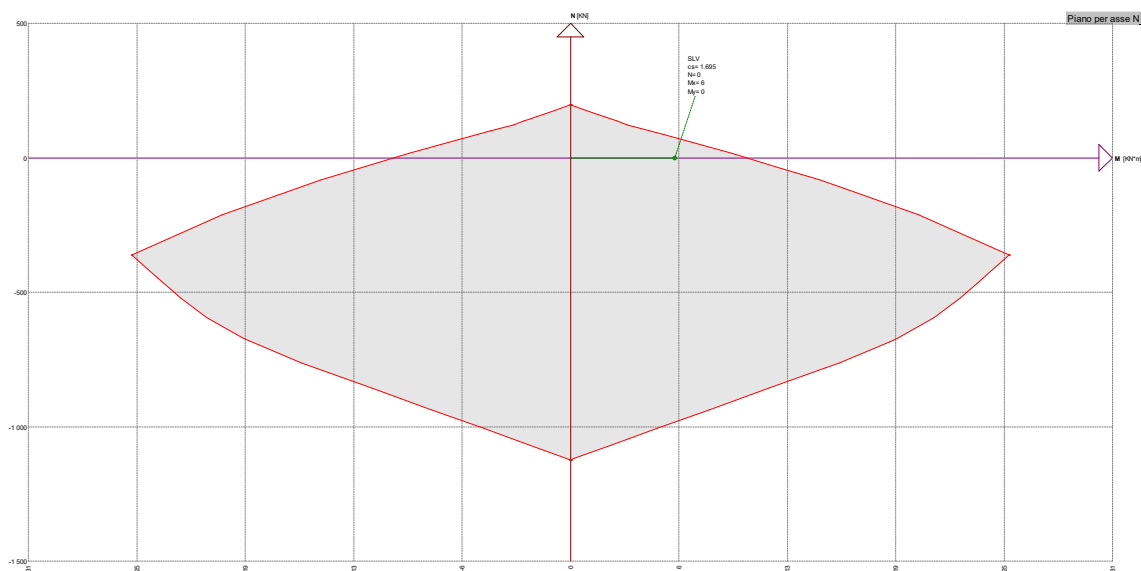
- Barre FeB 44 k: $f_{yd} = 311.59 \text{ MPa}$ = resistenza di progetto dell'acciaio;
- $E = 200\,000 \text{ MPa}$ = modulo elastico dell'acciaio.

Quindi $\varepsilon_s = 1.56 \cdot 10^{-3}$

In pratica, queste verifiche non tengono conto del ramo plastico dell'acciaio poiché esso deve rimanere in campo “sostanzialmente elastico”.

Sollecitazioni resistenti			
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima	
N	-1123	196	kN
M _x	-10	10	kNm
M _y	-56	56	kNm

Nel seguito è mostrato il diagramma M-N della combinazione sismica SLV a breve termine. La verifica è soddisfatta con un coefficiente di sicurezza $CS = 1.69$.



11.3.2.1.2 Verifiche a taglio

La sezione viene considerata senza alcun tipo di staffatura resistente a taglio:

- $V_{Rd} = 52$ kN
- $V_{Ed} = 9$ kN
- $CS = V_{Rd} / V_{Ed} = 5.78$, quindi la verifica a taglio è soddisfatta.

11.3.2.2 Verifiche sismiche (SLV) a lungo termine

Le verifiche sismiche a lungo termine devono tener conto della corrosione delle barre di calcestruzzo che può avvenire durante la vita utile della struttura (50 anni) a causa della carbonatazione.

La velocità di corrosione delle barre si può stimare attraverso il grafico riportato di seguito (P. Pedferri, L. Bertolini, *La durabilità del calcestruzzo armato*, ISBN 88 386 0845-Ed. Mc Graw-Hill, 2000).

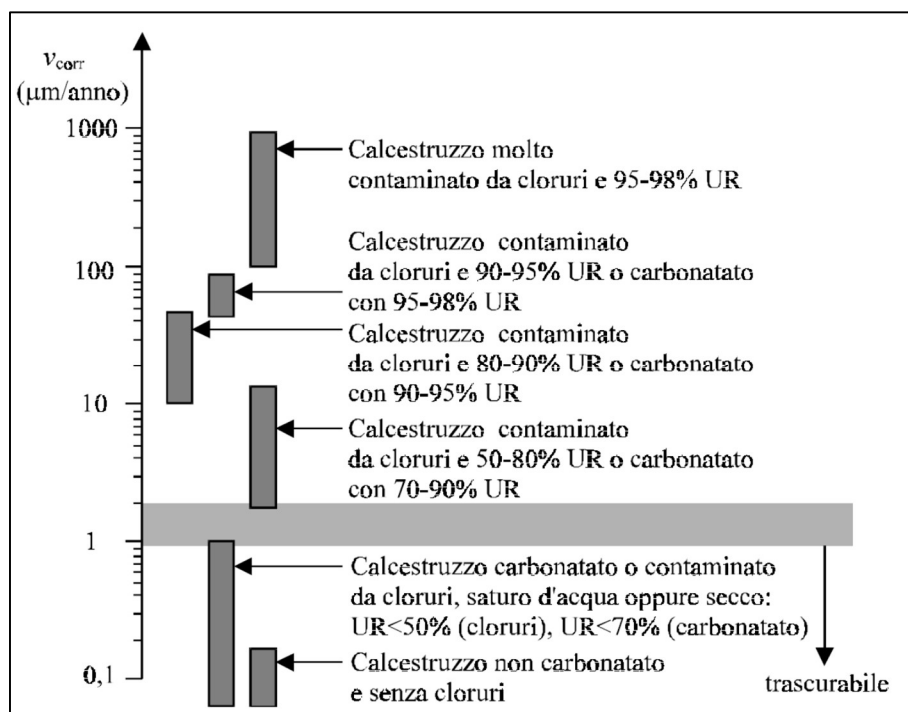


Figura 11.3: Indicazioni approssimate della velocità di corrosione al variare delle condizioni ambientali e del tipo di calcestruzzo secondo Pedferri

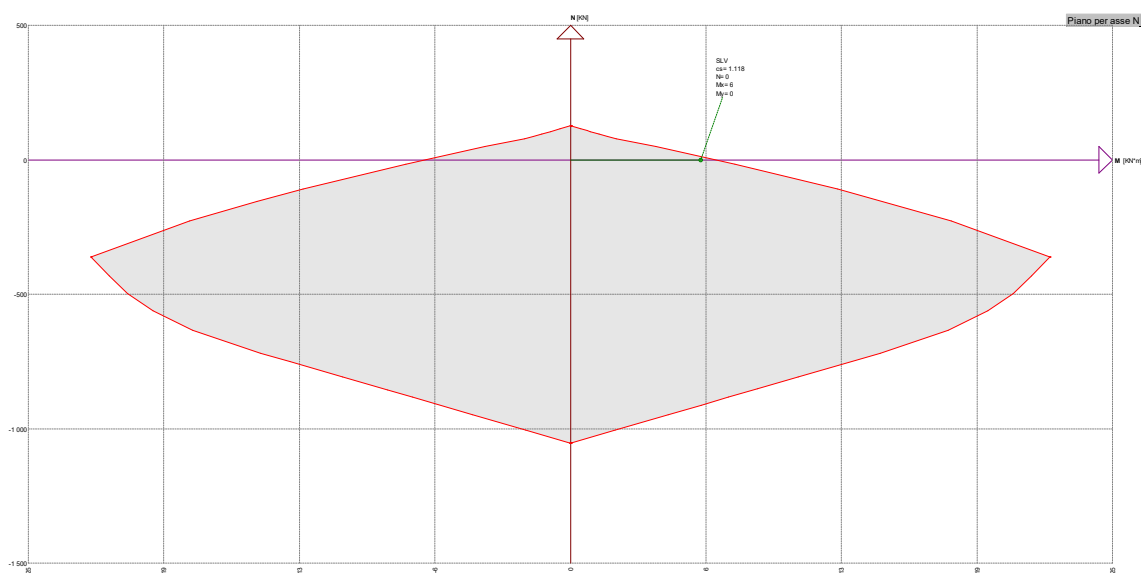
Per la struttura in oggetto si può stimare una riduzione del diametro delle barre di circa 2 mm a 50 anni.

11.3.2.2.1 Verifiche a flessione

Le verifiche a flessione delle sezioni a lungo termine sono condotte nelle stesse modalità di quelle a breve termine, con la differenza che si impone una riduzione di 2 mm al diametro di ogni barra d'armatura contenuta in ogni sezione.

Sollecitazioni resistenti			
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima	
N	-1053	125	kN
M _x	-7	7	kNm
M _y	-37	37	kNm

Nel seguito è mostrato il diagramma M-N della combinazione sismica SLV a lungo termine. La verifica è soddisfatta con un coefficiente di sicurezza $CS = 1.12$.



11.3.2.2.2 Verifiche a taglio

La sezione viene considerata senza alcun tipo di staffatura resistente a taglio:

- $V_{Rd} = 52$ kN
- $V_{Ed} = 9$ kN
- $CS = V_{Rd} / V_{Ed} = 5.78$, quindi la verifica a taglio è soddisfatta.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 65 di 77</p>

11.3.3. Conclusioni

Nel seguito vengono riassunti delle verifiche, statiche (SLU) e sismiche (SLV), effettuate sulle coperture dei torrini aerofori della diga Gibbesi.

Per quanto riguarda le verifiche **statiche (SLU)** la struttura risulta adeguata sia a flessione che a taglio.

Per quanto riguarda le verifiche **sismiche (SLV)**, sia a breve che a lungo termine, la struttura risulta adeguata sia dal punto di vista flessionale che a taglio.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 66 di 77</p>

12. ANALISI DELLE COLONNINE IN C.A. DEL TORRINO

12.1. Geometria del manufatto

Per analizzare il comportamento delle colonnine in c.a. si considera, come schema statico, un'asta incastrata alla base di lunghezza 2.00 m, ovvero l'altezza delle colonnine stesse. La sezione di tali elementi è quella descritta alla seguente figura.

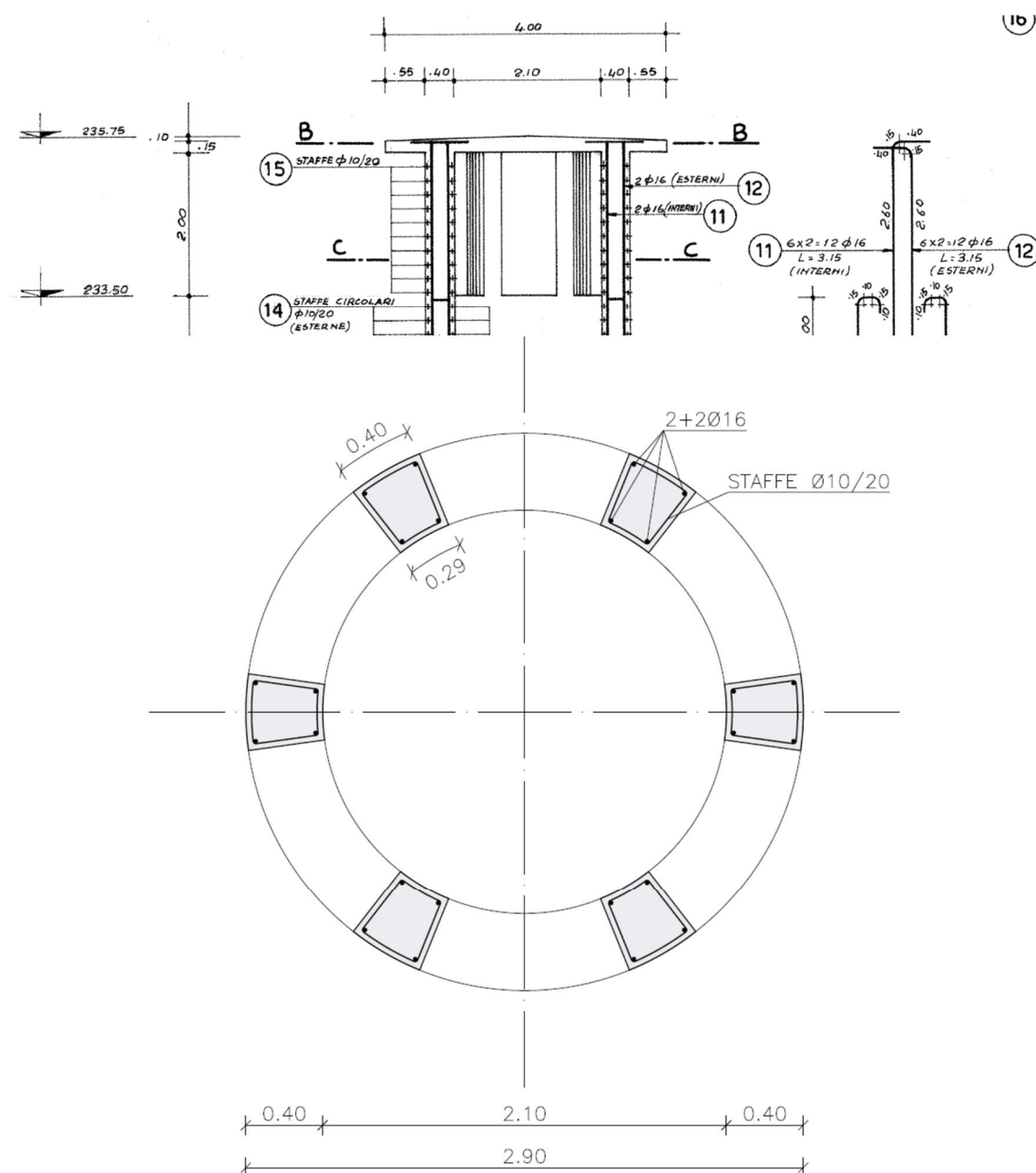


Figura 12.1: Viste in sezione delle colonnine in c.a. del torrino

12.2. Analisi strutturale

Per l'analisi strutturale delle colonnine in c.a. si considera, a favore di sicurezza, una sezione di base $b = 29$ cm e altezza $h = 40$ cm, armata con $2\varnothing 16$ ad entrambi i lembi.

12.2.1. Combinazione statica (SLU)

Per l'analisi statica (SLU) della struttura si considerano come azioni agenti il carico da vento, moltiplicato per il coefficiente $\gamma_Q = 1.5$.

La pressione del vento, trovata in precedenza, è pari a $p = 1.56 \approx 1.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$. Il carico lineare applicato all'asta incastrata è pari a:

$$p_{\text{vento}} = p \cdot \varnothing_{\text{esterno}} = 1.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2.90 \text{ m} = 4.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Il momento all'incastro che si ottiene dall'azione del vento è pari a:

$$M_{p_{\text{vento}}} = \frac{p_{\text{vento}} \cdot L^2}{2} = \frac{4.64 \cdot 2.25^2}{2} = 11.75 \text{ kNm}$$

Il momento in combinazione SLU è, quindi:

$$M_{\text{SLU}} = \gamma_Q \cdot M_{p_{\text{vento}}} = 1.5 \cdot 11.75 = 17.62 \text{ kNm}$$

Il taglio massimo, all'incastro, è pari a:


$$V_{\text{SLU}} = \gamma_Q \cdot p_{\text{vento}} \cdot L = 1.5 \cdot 4.64 \cdot 2.25 = 15.66 \text{ kN}$$

12.2.2. Combinazione sismica (SLV)

Per l'analisi sismica (SLV) della struttura si considerano come azione agente l'inerzia della struttura dovuta all'azione sismica (E).

Tabella 12-1: Azioni sismiche agenti sulle colonnine in c.a.

	P [kN]	F_h [kN]	Braccio [m]	M_{Ed} [kNm]
Copertura	57.60	8.98	2.15	19.31
Colonnine in c.a.	3.80	0.59	1.00	0.59
Griglie	2.47	0.39	1.00	0.39
TOTALE	63.87	9.96		20.29

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 68 di 77</p>

Il momento totale agente all'incastro è pari a:

$$M_{SLV} = 20.29 \approx 21.00 \text{ kNm}$$

Il taglio massimo, all'incastro, è pari a:

$$V_{SLV} = 9.96 \approx 10.00 \text{ kN}$$

Quindi, in combinazione sismica (SLV), si hanno le seguenti azioni agenti:

- $N = 0 \text{ kN}$, a favore di sicurezza;
- $M_x = 21 \text{ kNm}$;
- $M_y = \frac{M_y}{3} = \frac{21}{3} = 7 \text{ kNm}$;
- $V = 10 \text{ kN}$.

12.3. Verifiche strutturali

Le verifiche della copertura del torrino si effettuano sulla sezione tipo considerata, a favore di sicurezza, con base $b = 29 \text{ cm}$ e altezza $h = 40 \text{ cm}$, armata ad entrambi i lembi con $2\emptyset 16$. Sempre operando a favore di sicurezza, si immagina di applicare tutta l'azione agente ad una sola colonnina in c.a..

12.3.1. Verifiche statiche (SLU)

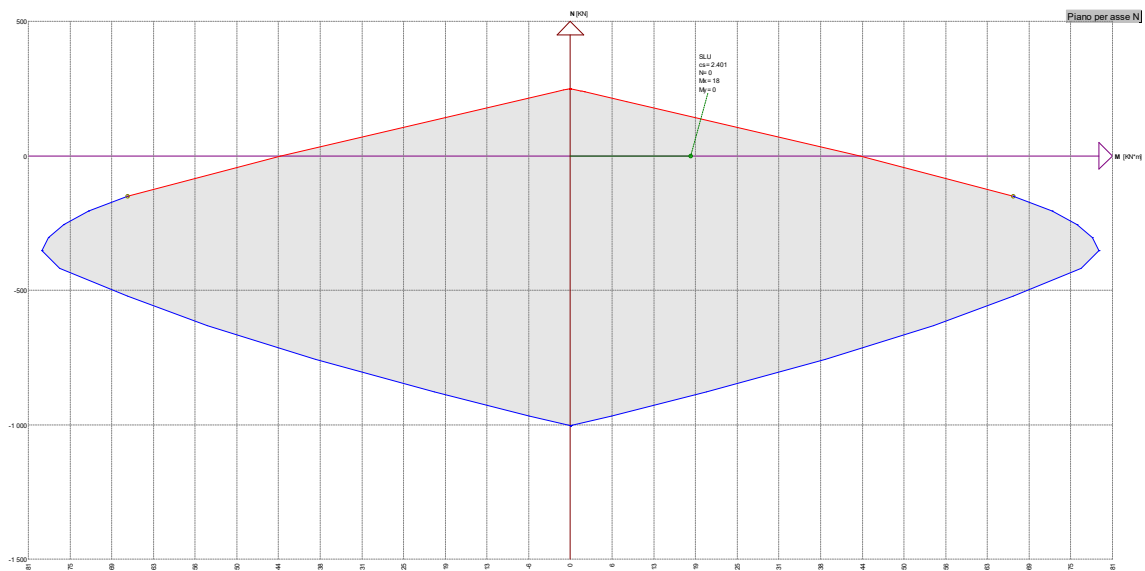
Le verifiche statiche sono effettuate considerando le barre d'armatura col loro diametro nominale rilevato in situ durante la campagna di indagine strutturale ed indicato sulle tavole del progetto esecutivo in possesso. Non si tiene in conto, per ora, della corrosione dell'acciaio che può avvenire durante la vita dell'opera.

12.3.1.1 Verifiche a flessione

Le verifiche a flessione delle sezioni sono condotte con il software ENG-PRELIM di SigmaC Software. I diagrammi della legge costitutiva di acciaio e calcestruzzo considerati per le verifiche statiche sono quelli di Figura 7.1 al § 7.1. Di seguito sono riportati i risultati delle verifiche a flessione effettuate.

Sollecitazioni resistenti			
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima	
N	-1004	251	kN
M _x	-43	43	kNm
M _y	-22	22	kNm

Nel seguito è mostrato il diagramma M-N della combinazione statica SLU. La verifica è soddisfatta con un coefficiente di sicurezza $CS = 2.40$.



12.3.1.2 Verifiche a taglio

Le verifiche a taglio vengono effettuate mediante il software ENG-PRELIM di SigmaC Software. Nel seguito si riportano i risultati di tali verifiche.

La sezione viene considerata senza alcun tipo di staffatura resistente a taglio:

- $V_{Rd} = 38 \text{ kN}$
- $V_{Ed} = 16 \text{ kN}$
- $CS = V_{Rd} / V_{Ed} = 2.37$, quindi la verifica a taglio è soddisfatta.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 70 di 77</p>

12.3.2. Verifiche sismiche (SLV)

Le verifiche sismiche vengono svolte in due condizioni: a **breve termine** e a **lungo termine**. Le prime vengono effettuate sulle sezioni così come da progetto, ovvero allo stato di fatto, mentre le seconde, a lungo termine, devono necessariamente tener conto della corrosione delle barre di calcestruzzo che può avvenire durante la vita utile della struttura (50 anni) a causa della carbonatazione.

12.3.2.1 Verifiche sismiche (SLV) a breve termine

Le verifiche sismiche a breve termine, come si è detto, vengono svolte col fine di verificare le sezioni “allo stato di fatto”.

12.3.2.1.1 *Verifiche a flessione*

Le verifiche a flessione delle sezioni sono condotte con il software ENG-PRELIM di SigmaC Software.

Si è considerata la struttura come a comportamento non dissipativo (ND): non è quindi necessario effettuare alcuna verifica di duttilità. Tali verifiche, però, sono sostituite dalla verifica che in tutte le sezioni il momento di progetto M_{Rd} non superi mai M'_{yd} , ovvero il momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico (come specificato dalle NTC18 al §7.4.1 e §4.1.2.3.4.2).

È possibile effettuare questa verifica imponendo che la deformazione massima raggiungibile dalle barre d'armatura sia pari a:

$$\varepsilon_s = \frac{f_{yd}}{E}$$

Dove:

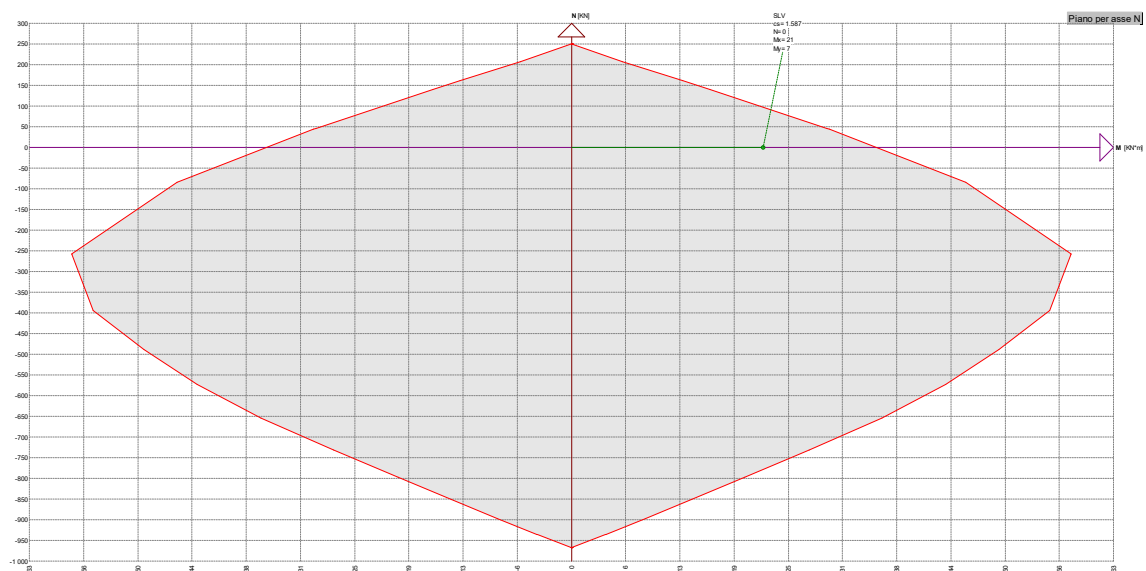
- Barre FeB 44 k: $f_{yd} = 311.59 \text{ MPa}$ = resistenza di progetto dell'acciaio;
- $E = 200\,000 \text{ MPa}$ = modulo elastico dell'acciaio.

Quindi $\varepsilon_s = 1.56 \cdot 10^{-3}$

In pratica, queste verifiche non tengono conto del ramo plastico dell'acciaio poiché esso deve rimanere in campo “sostanzialmente elastico”.

Sollecitazioni resistenti			
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima	
N	-964	251	kN
M _x	-41	41	kNm
M _y	-22	22	kNm

Nel seguito è mostrato il diagramma M-N della combinazione sismica SLV a breve termine. La verifica è soddisfatta con un coefficiente di sicurezza $CS = 1.58$.



12.3.2.1.2 Verifiche a taglio

La sezione viene considerata senza alcun tipo di staffatura resistente a taglio:

- $V_{Rd} = 38 \text{ kN}$
- $V_{Ed} = 10 \text{ kN}$
- $CS = V_{Rd} / V_{Ed} = 3.80$, quindi la verifica a taglio è soddisfatta.

12.3.2.2 Verifiche sismiche (SLV) a lungo termine

Le verifiche sismiche a lungo termine devono tener conto della corrosione delle barre di calcestruzzo che può avvenire durante la vita utile della struttura (50 anni) a causa della carbonatazione.

La velocità di corrosione delle barre si può stimare attraverso il grafico riportato di seguito (P. Pedferri, L. Bertolini, *La durabilità del calcestruzzo armato*, ISBN 88 386 0845-Ed. Mc Graw-Hill, 2000).

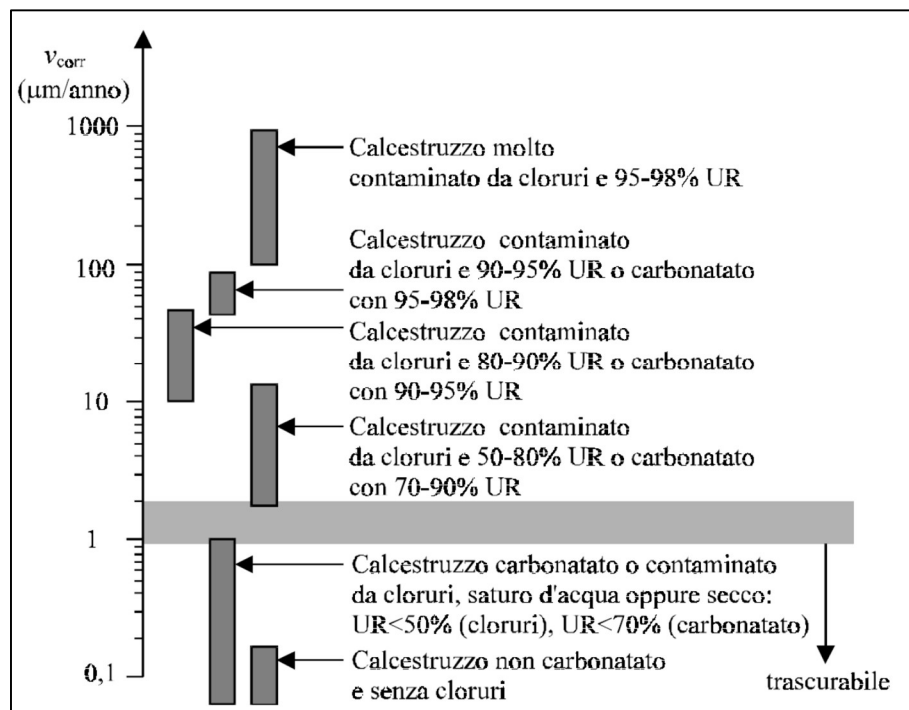


Figura 12.2: Indicazioni approssimate della velocità di corrosione al variare delle condizioni ambientali e del tipo di calcestruzzo secondo Pedferri

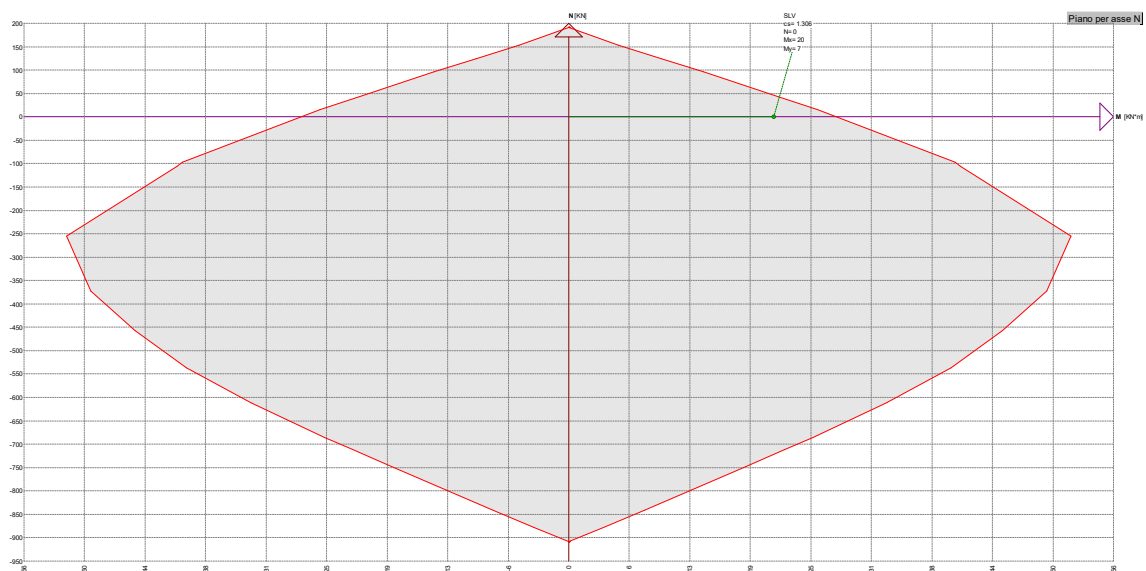
Per la struttura in oggetto si può stimare una riduzione del diametro delle barre di circa 2 mm a 50 anni.

12.3.2.2.1 Verifiche a flessione

Le verifiche a flessione delle sezioni a lungo termine sono condotte nelle stesse modalità di quelle a breve termine, con la differenza che si impone una riduzione di 2 mm al diametro di ogni barra d'armatura contenuta in ogni sezione.

Sollecitazioni resistenti			
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima	
N	-909	191	kN
M _x	-32	32	kNm
M _y	-20	20	kNm


Nel seguito è mostrato il diagramma M-N della combinazione sismica SLV a lungo termine. La verifica è soddisfatta con un coefficiente di sicurezza $CS = 1.30$.



12.3.2.2.2 Verifiche a taglio

La sezione viene considerata senza alcun tipo di staffatura resistente a taglio:

- $V_{Rd} = 38 \text{ kN}$
- $V_{Ed} = 10 \text{ kN}$
- $CS = V_{Rd} / V_{Ed} = 3.80$, quindi la verifica a taglio è soddisfatta.



	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 74 di 77</p>

12.3.3. Conclusioni

Nel seguito vengono riassunti delle verifiche, statiche (SLU) e sismiche (SLV), effettuate sulle colonnine in c.a. dei torrini aerofori della diga Gibbesi.

Per quanto riguarda le verifiche **statiche (SLU)** la struttura risulta adeguata sia a flessione che a taglio.

Per quanto riguarda le verifiche **sismiche (SLV)**, sia a breve che a lungo termine, la struttura risulta adeguata sia dal punto di vista flessionale che a taglio.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 75 di 77</p>

13. PROPOSTA TECNICA DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'OPERA



Considerati gli esiti delle verifiche sul corpo principale del torrino, risulta necessario un adeguamento sismico dell'opera.

Considerando che le verifiche della struttura attuale non sono soddisfatte solamente in prossimità dell'incastro di base, a causa delle forti azioni in gioco dovute all'inerzia della struttura nel caso di sisma, si propone di sostituire la sommità del torrino con una struttura in acciaio più leggera che, quindi, porterebbe al rispetto delle verifiche alla base. Alleggerendo la struttura attuale, infatti, la base del torrino, allo stato di fatto, tornerebbe ad essere adeguata sismicamente e, quindi, non necessiterebbe di costosi interventi di rinforzo strutturale che, necessariamente, comporterebbero l'esecuzione di grossi e costosi scavi per poter cerchiare la base del torrino.

La proposta è, quindi, di demolire la struttura del torrino sopra quota 225.00 m s.l.m. per sostituirla con un profilo tubolare in acciaio zincato Ø250 cm con nervature di irrigidimento lungo il suo perimetro. In cima al torrino, ovvero sopra quota 233.50 m s.l.m., saranno predisposte delle griglie attraverso cui, come avviene attualmente, può entrare l'aria. La copertura sarà anch'essa in metallo e di forma conica con estradosso a quota 236.00 m s.l.m.. Nella posa in opera della sovrastruttura metallica dovrà essere posta particolare attenzione nel collegare al meglio la struttura in c.a. esistente con le nuove lamiere in modo da garantire la tenuta nei confronti dell'acqua che, come da progetto, potrà lambirne la superficie laterale.

In Figura 13.1 si mostrano gli ingombri della nuova struttura messi a confronti con quella attuale.

In alternativa a questo intervento si può operare in modo radicalmente diverso. Per fare in modo che la base della struttura del torrino possa resistere le azioni orizzontali dovute al sisma si può eseguire uno scavo intorno alla struttura, al fine di mettere a nudo le fondazioni, e mettere in opera una cerchiatura in acciaio dell'intera struttura, con adeguati ancoraggi alla base. Questo tipo di adeguamento, però, risulta essere più costoso del precedente, in quanto necessita la movimentazione di una notevole quantità di terreno.

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 76 di 77</p>

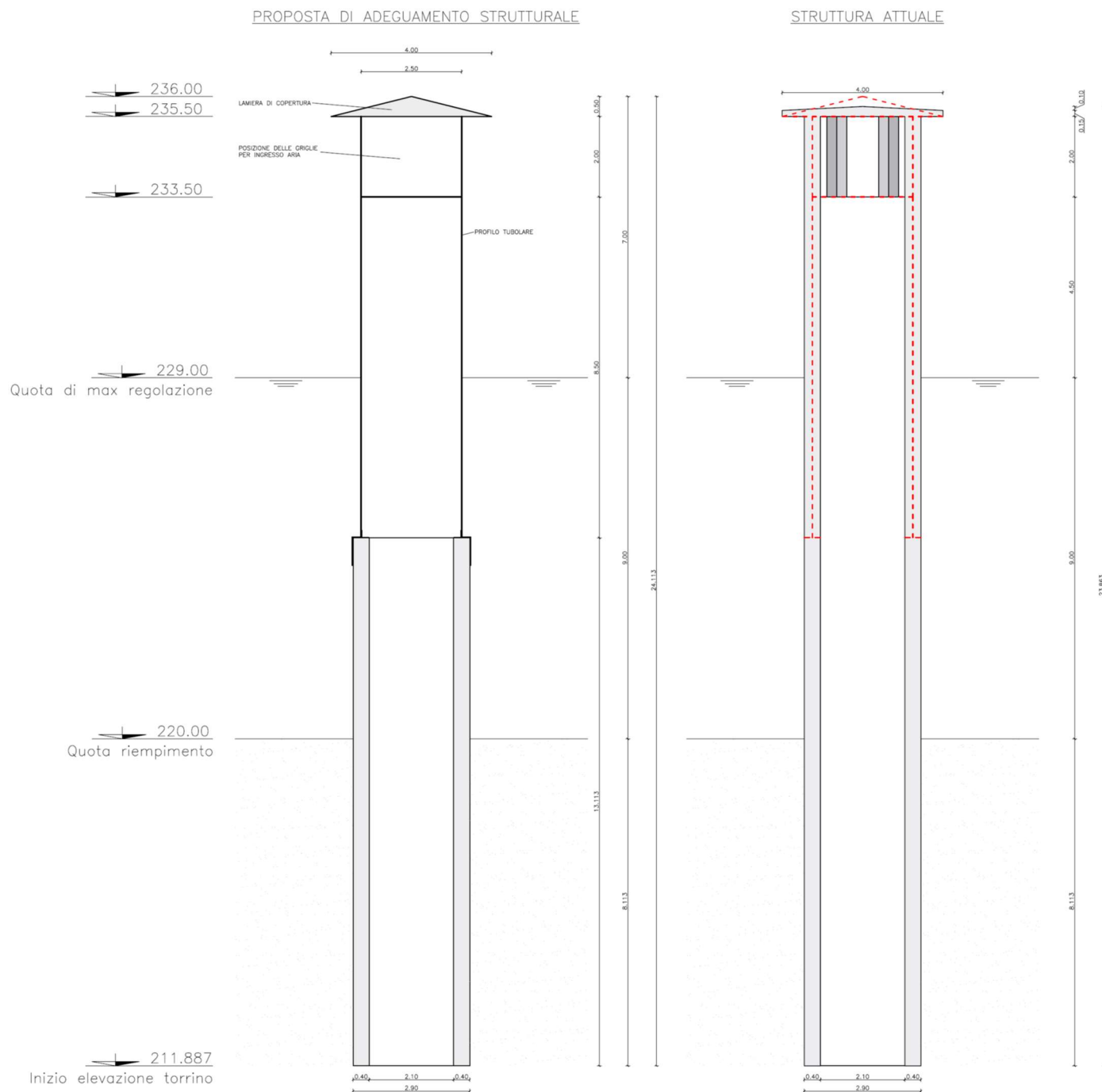


Figura 13.1: Confronto tra struttura attuale e proposta di adeguamento sismico

	<p>Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p>TORRINI AEROFORI</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-213-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 77 di 77</p>

14. STIMA ECONOMICA DELL'INTERVENTO PROPOSTO PER LA MESSA IN SICUREZZA SISMICA DELL'OPERA

Si riporta, di seguito, la stima economica del primo intervento proposto nel precedente capitolo, per la messa in sicurezza sismica dei torrini aerofori della diga Gibbesi.

I costi di seguito riportati sono da considerarsi a bacino vuoto (come si trova attualmente). Se la diga dovesse avere un livello d'invaso superiore a quota 220.00 m s.l.m. si dovranno applicare costi aggiuntivi per poter eseguire le lavorazioni in presenza di acqua.

A) Demolizione della struttura in c.a. attuale sopra quota 225.00 m s.l.m.

- Demolizione c.a.
- Trasporto e conferimento a discarica, con relativi oneri, del materiale di risulta

Totale A) € 25,000.00

B) Fornitura e montaggio della nuova struttura metallica

- Fornitura della carpenteria metallica
- Zincatura a caldo delle opere metalliche
- Trattamento con primer e verniciatura delle opere metalliche
- Montaggio in opera della carpenteria metallica

Totale B) € 95,000.00

I prezzi sopra riportati sono da moltiplicare per due, dovendo eseguire le stesse lavorazioni su entrambi i torrini aerofori.

TOTALE STIMA € 120,000.00 × 2 torrini = € 240,000.00

(Totale stima: euro DUECENTOQUARANTAMILA/00)