



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

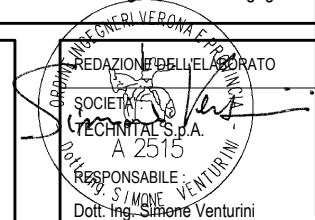
ASSOCIAZIONE TEMPORANEA DI IMPRESE TRA:

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

TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE

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

ELABORATO N° :

II122F-A-SIS-RT-214-00

		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-214-00.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>DIGA GIBBESI</p> <p>RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 1 di 91</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



TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE

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



	<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">TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p align="center">II122F A-SIS-RT-214-00</p>	<p align="center">RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p align="right">Pag. 2 di 91</p>

INDICE

1.	OGGETTO E SCOPO	6
2.	DESCRIZIONE DELLA TORRE E DEL POZZO DI MANOVRA	7
3.	ANALISI STORICO-CRITICA	9
3.1.	Progetto 1978-1980	9
3.2.	Progetto esecutivo (1985)	14
4.	STATO DI FATTO	16
4.1.	Struttura della torre di controllo	16
4.2.	Aree esterne: piazzale antistante il pozzo	17
5.	MONITORAGGIO GEOTECNICO	21
6.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	29
6.1.	Assetto stratigrafico	29
6.2.	Parametrizzazione geotecnica di riferimento	32
7.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	33
7.1.	Caratteristiche dei materiali dal progetto originale	33
7.2.	Indagini sui materiali e prove di laboratorio	33
7.2.1.	Indagini CON.GEO (luglio 2016)	33
7.2.2.	Indagini METROTEST (maggio 2021)	35
8.	IPOTESI DI CALCOLO	39
8.1.	Materiali	39
8.1.1.	Calcestruzzo	39
8.1.2.	Acciaio	40
8.2.	Parametri sismici	41
8.2.1.	Fattore di comportamento della struttura	42
8.2.2.	Spettri di risposta di progetto	43
9.	ANALISI GLOBALE DELLA STRUTTURA	46
9.1.	Modello utilizzato per le valutazioni strutturali	46
9.1.1.	Geometria di riferimento e ipotesi di calcolo	46
9.1.2.	Risultati dell'analisi numerica	50
9.2.	Verifiche strutturali	58
9.2.1.	Verifiche statiche (SLU)	59
9.2.2.	Verifiche sismiche (SLV)	67
9.2.3.	Conclusioni	80
10.	ANALISI DELLA COPERTURA DELLA TORRE	81
10.1.	Geometria del manufatto	81
10.2.	Analisi strutturale	82

	<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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 3 di 91</p>

10.2.1. Combinazione statica (SLU)	83
10.2.2. Combinazione sismica (SLV)	83
10.3. Verifiche strutturali	84
10.3.1. Verifiche statiche (SLU)	84
10.3.2. Verifiche sismiche (SLV)	86
10.3.3. Conclusioni	89
11. PROPOSTA TECNICA DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'OPERA	90
12. STIMA ECONOMICA DELL'INTERVENTO PROPOSTO PER LA MESSA IN SICUREZZA SISMICA DELL'OPERA	91

 III22F A-SIS-RT-214-00	<p style="text-align: center;">Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p style="text-align: center;">DIGA GIBBESI</p> <p style="text-align: center;">RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE</p> <p style="text-align: center;">TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA'</p> <p style="text-align: center;">TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	 Pag. 4 di 91
---	--	---

INDICE DELLE FIGURE

Figura 2.1: Diga di Gibbesi – Inquadramento planimetrico della zona in cui si colloca il pozzo paratoie (1982)	7
Figura 2.2: Diga di Gibbesi – Particolare del fondo del pozzo di manovra	7
Figura 2.3: Diga di Gibbesi – Foto satellitare della zona in cui si colloca il pozzo paratoie (2021)	8
Figura 3.1: Progetto 1978-1980 – Profilo della galleria di fondo con la geometria prevista per il pozzo di manovra	9
Figura 3.2: Progetto 1978-1980 – Sezione trasversale del pozzo di manovra con la presenza dell'aeroforo affiancato	10
Figura 3.3: Progetto 1978-1980 – Parte fuori terra: armature e strutture di sostegno 11	
Figura 3.4: Progetto 1978-1980 – Parte interrata: armature e strutture di sostegno 12	
Figura 3.5: Progetto 1978-1980 – Fasi di costruzione della torre di manovra	13
Figura 3.6: Progetto di esecutivo del 1985 – Profilo della galleria di scarico di fondo e della torre di controllo	14
Figura 3.7: Progetto di esecutivo del 1985 – Sezione longitudinale della galleria con dettaglio sull'innesto del pozzo di controllo	15
Figura 4.1: Diga di Gibbesi – Particolari dello stato di conservazione della struttura della torre e del pozzo	17
Figura 4.2: Diga di Gibbesi – Particolari dello stato di conservazione dei muri di sostegno a monte del piazzale	19
Figura 4.3: Diga di Gibbesi – Avvallamenti e lesioni del piazzale esterno	20
Figura 5.1: Diga di Gibbesi – Ubicazione inclinometri di cui sono disponibili le letture 2010-2017	21
Figura 5.2: Diga di Gibbesi – Inclinometro I2 – Spostamento incrementale	23
Figura 5.3: Diga di Gibbesi – Inclinometro I3 – Spostamento incrementale	24
Figura 5.4: Diga di Gibbesi – Inclinometro I6 – Spostamento incrementale	25
Figura 5.5: Diga di Gibbesi – Inclinometro IN2 – Spostamento incrementale	26
Figura 5.6: Diga di Gibbesi – Inclinometro IN4 – Spostamento incrementale	27
Figura 5.7: Diga di Gibbesi – Stralcio della cartografia PAI con indicazione dell'area del pozzo di manovra (riquadro di colore rosso)	28
Figura 6.1: Ubicazione dei sondaggi effettuati	29
Figura 6.2: Diga di Gibbesi – Stratigrafia dei sondaggi N18 ed N19	30
Figura 6.3: Diga di Gibbesi – Stratigrafia del versante lungo cui si colloca il pozzo di manovra	31
Figura 6.4: Diga di Gibbesi – Risultati dello stendimento sismico a rifrazione Sis3	31
Figura 8.1: Legame costitutivo del calcestruzzo	40
Figura 8.2: Legame costitutivo dell'acciaio FeB 44 k	41
Figura 8.3: Spettri di risposta SLV in direzione orizzontale (nero) e verticale (blu)	45
Figura 9.1: Geometria del modello FEM 3D	47





	<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">TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p align="center">II122F A-SIS-RT-214-00</p>	<p align="center">RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p align="center">Pag. 5 di 91</p>

Figura 9.2: Modello FEM 3D – Elementi plate che schematizzano il rivestimento definitivo del pozzo e della sovrastruttura	47
Figura 9.3: Convenzione di segno degli elementi plate costituenti la sovrastruttura (blu) e la struttura interrata (rossa) del pozzo di manovra ⁵¹	
Figura 9.4: Spostamenti ux e cedimenti uz in una sezione verticale xz passante per il centro del pozzo, al termine della sequenza realizzativa	52
Figura 9.5: Sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in condizioni statiche – Sezione xz	53
Figura 9.6: Sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in condizioni sismiche – SLV_01 – Sezione xz	54
Figura 9.7: Sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in condizioni sismiche – SLV_02 – Sezione xz	55
Figura 9.8: Sezioni di verifica del pozzo	56
Figura 9.9: Pozzo di manovra – Sezione riportante le armature delle sezioni A, B, C	58
Figura 9.10: Pozzo di manovra – Sezione riportante le armature delle sezioni D, E	59
Figura 9.11: Indicazioni approssimate della velocità di corrosione al variare delle condizioni ambientali e del tipo di calcestruzzo secondo Pedferri	74
Figura 10.1: Viste in pianta e sezione della copertura della torre	81
Figura 10.2: Indicazioni approssimate della velocità di corrosione al variare delle condizioni ambientali e del tipo di calcestruzzo secondo Pedferri	88



	<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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 6 di 91</p>

1. OGGETTO E SCOPO

L'oggetto della presente relazione è la torre ed il sottostante pozzo di manovra delle paratoie della diga di Gibbesi.

Lo scopo della presente relazione è la determinazione della vulnerabilità sismica dell'opera e lo studio di fattibilità tecnico-economica degli eventuali interventi d'adeguamento strutturale. Oltre all'aspetto sismico, parallelamente, al fine di avere un quadro generale sul comportamento della struttura ed anche al fine di tarare adeguatamente le analisi, 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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 7 di 91</p>

2. DESCRIZIONE DELLA TORRE E DEL POZZO DI MANOVRA

La struttura per la manovra delle paratoie si colloca lungo il tracciato della galleria di scarico di fondo e si estende fino al piano campagna superiore, dove è stato realizzato all'epoca un piazzale a quota 236 m s.l.m., modificando lievemente la scarpata originaria di pendenza media 3:1 e rimodellandola a monte del piazzale con muri di sostegno di altezza 2-3 m ed una scarpata a monte di pendenza 2:1 che si estende fino a circa quota 250 m s.l.m., dove la scarpata artificiale si riallinea al pendio naturale.

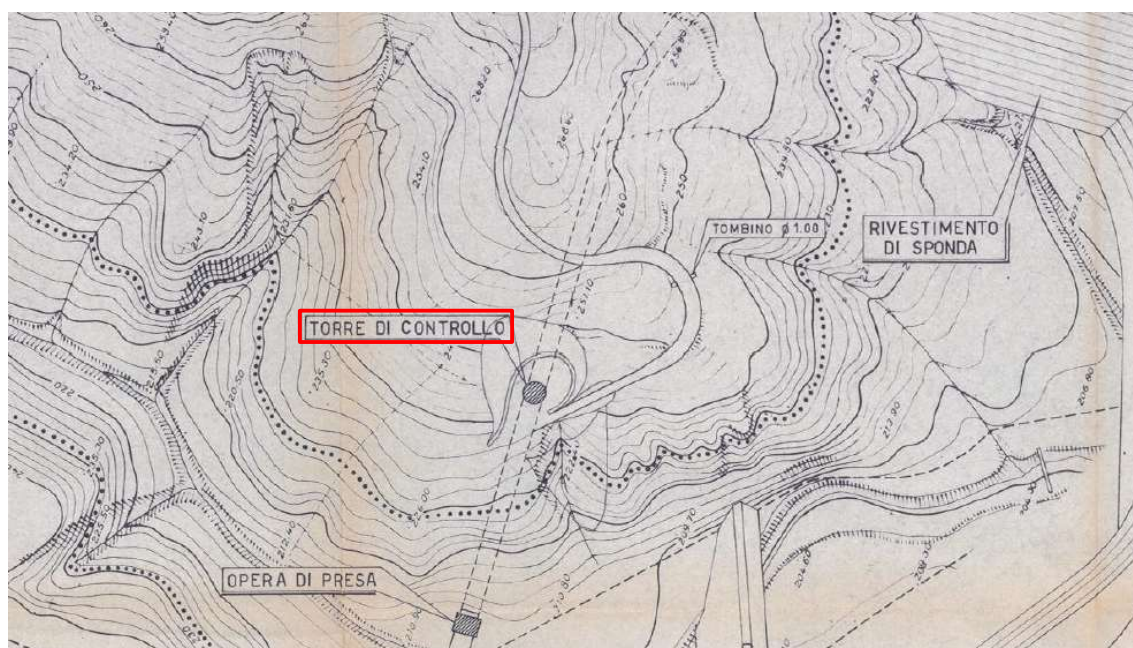


Figura 2.1: Diga di Gibbesi – Inquadramento planimetrico della zona in cui si colloca il pozzo paratoie (1982)

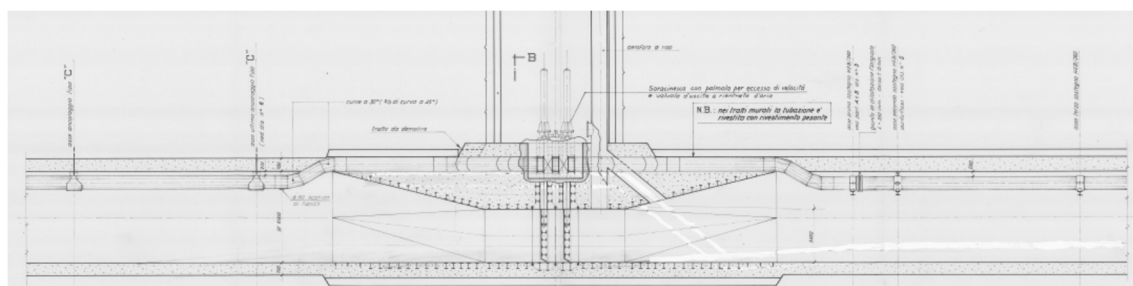


Figura 2.2: Diga di Gibbesi – Particolare del fondo del pozzo di manovra





	<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>TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 8 di 91</p>



Figura 2.3: Diga di Gibbesi – Foto satellitare della zona in cui si colloca il pozzo paratoie (2021)

 III22F A-SIS-RT-214-00	<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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	 Pag. 9 di 91
---	--	---

3. ANALISI STORICO-CRITICA

3.1. Progetto 1978-1980

I primi elaborati nei quali è stato possibile individuare la prevista geometria ed ubicazione della torre di controllo e del relativo pozzo di manovra delle paratoie risalgono al progetto delle opere di scarico del 1978-1980. Si tratta di soli elaborati grafici, venendo a mancare completamente relazioni tecniche e di calcolo relative alla struttura in esame.

Il pozzo è previsto lungo il tracciato della galleria di scarico di fondo, con al fianco la presenza di un aeroforo di acciaio che si diparte anch'esso dalla galleria di fondo, con direzione verticale ed esce in superficie nel piazzale circostante la torre di controllo.

La struttura della torre-pozzo prevede una porzione fuori terra, che si estende circa da quota 245.5 m s.l.m. fino al piano del piazzale (236 m s.l.m.), ed un pozzo sottostante interrato, che giunge fino a quota 213 m s.l.m., dove si connette con la calotta della galleria di scarico di fondo e dove trovano alloggio le paratoie.

All'interno la struttura prevede una scala a chiocciola per l'accesso alle paratoie.

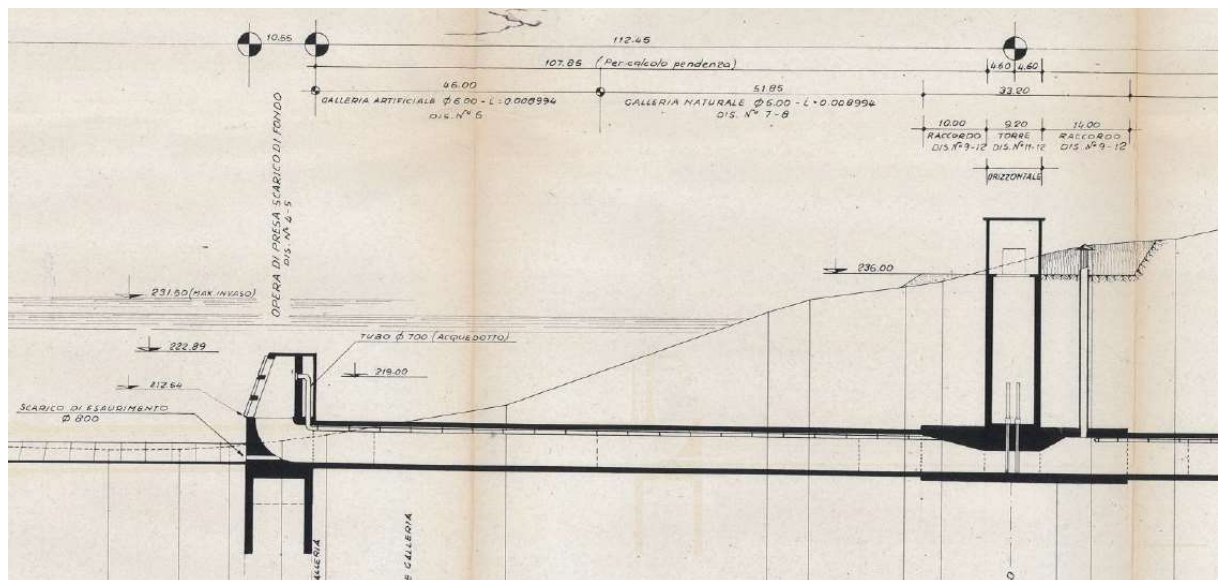




Figura 3.1: Progetto 1978-1980 – Profilo della galleria di fondo con la geometria prevista per il pozzo di manovra

 III22F A-SIS-RT-214-00	<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>TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA'</p> <p>TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	 Pag. 10 di 91
---	--	--

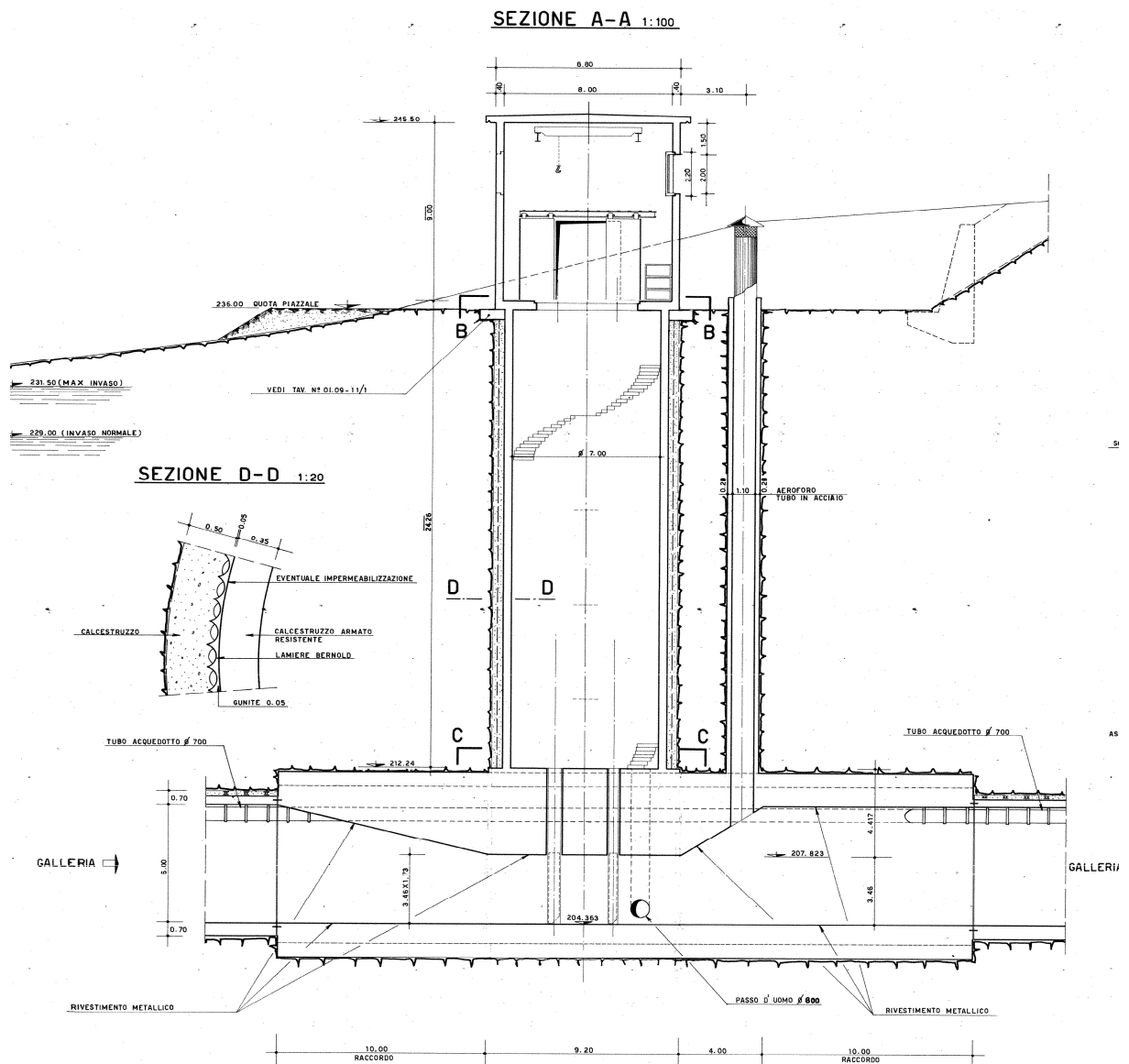


Figura 3.2: Progetto 1978-1980 – Sezione trasversale del pozzo di manovra con la presenza dell'aeroforo affiancato

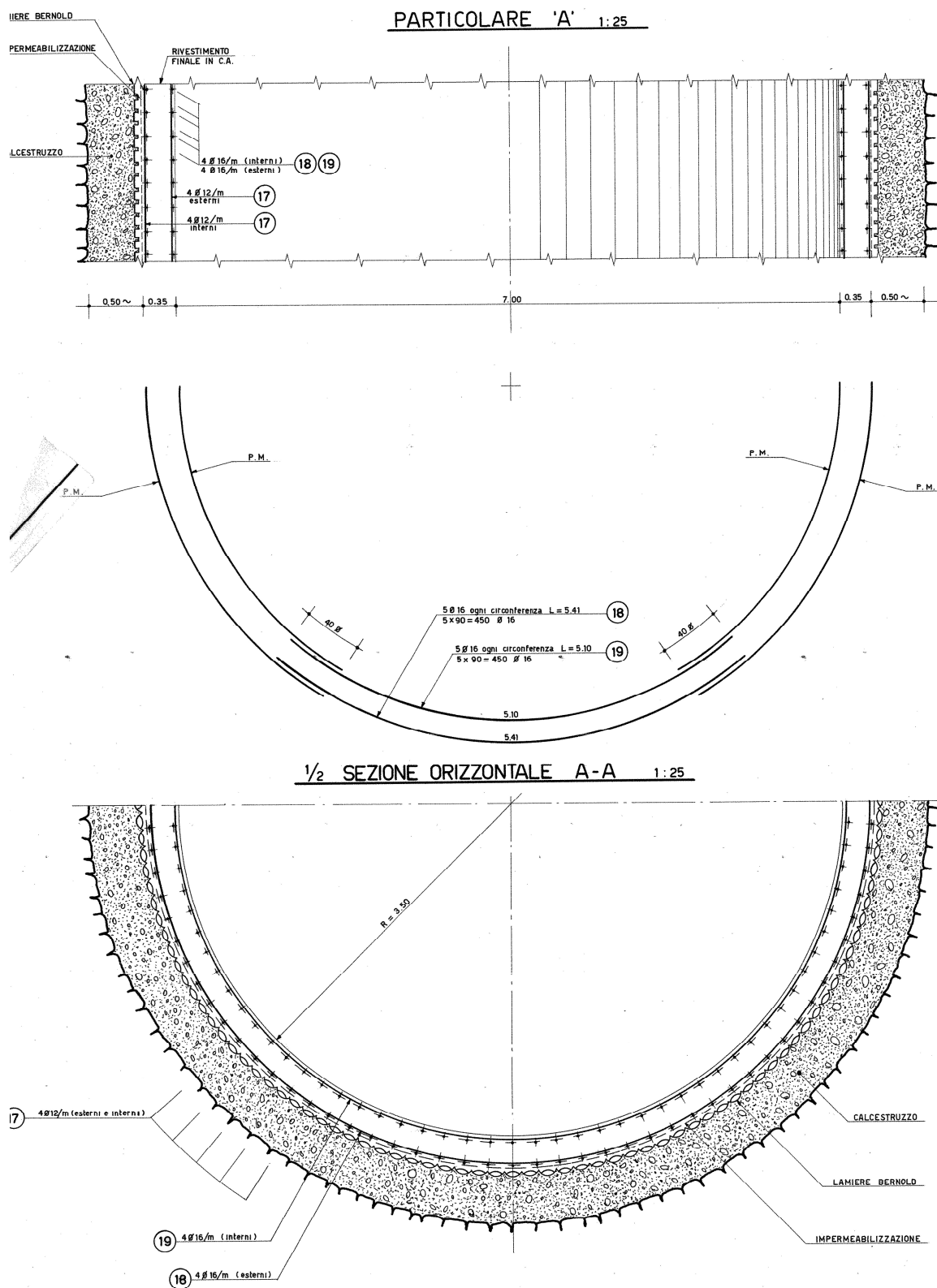


Figura 3.4: Progetto 1978-1980 – Parte interrata: armature e strutture di sostegno

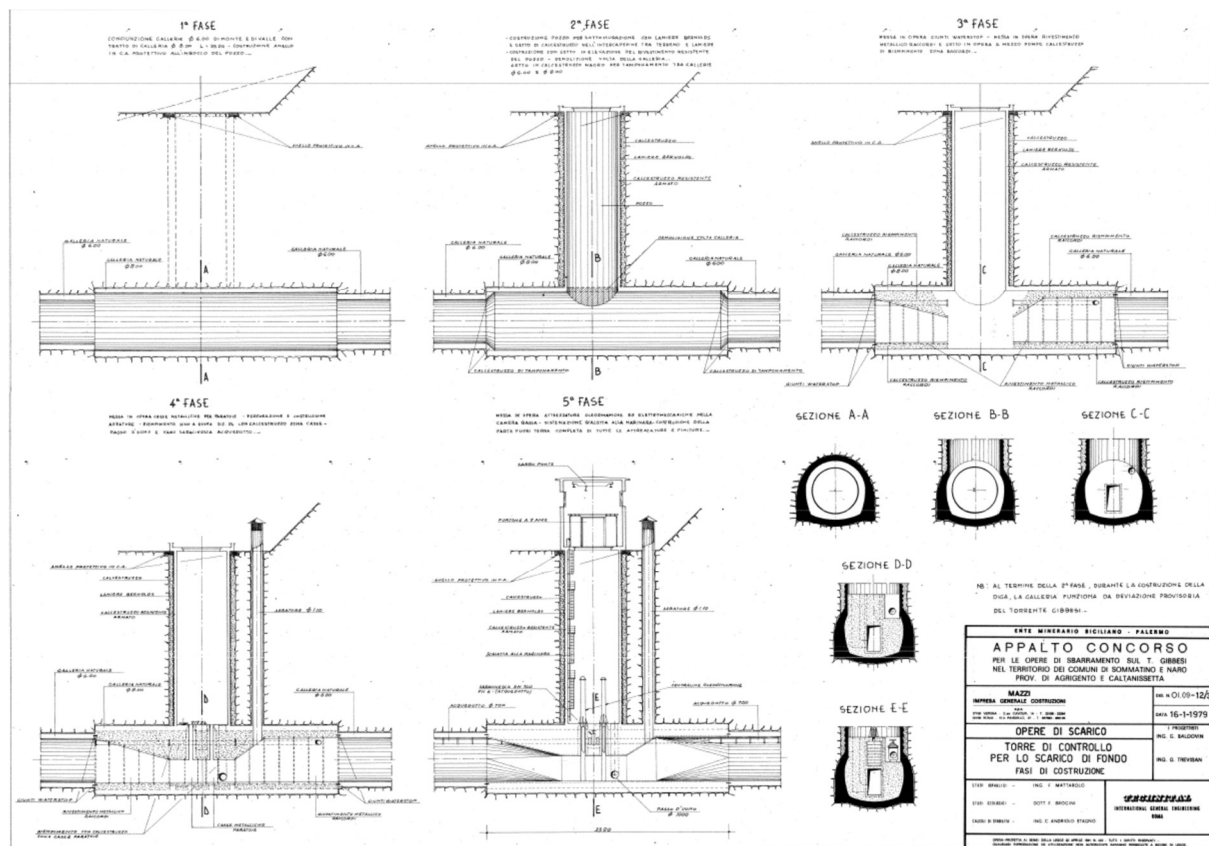




Figura 3.5: Progetto 1978-1980 –Fasi di costruzione della torre di manovra

I diversi elaborati di questa fase progettuale riportano inoltre il dettaglio delle caratteristiche dei materiali previste in progetto:

- Calcestruzzo:
 - $R_{bk} > 250 \text{ kg/cm}^2$ = corrisponderebbe ad un calcestruzzo moderno del tipo C20/25
- Acciaio:
 - FeB44k controllato in stabilimento (è un acciaio in barre ad aderenza migliorata con caratteristiche meccaniche simili al B450C odierno)
 - $f_y > 4400 \text{ kg/cm}^2$ = tensione di snervamento
 - $\sigma_s = 2600 \text{ kg/cm}^2$ = tensione ammissibile dell'acciaio

 III22F A-SIS-RT-214-00	<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>TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA'</p> <p>TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	 Pag. 14 di 91
---	--	--

3.2. Progetto esecutivo (1985)

Nel 1985 viene prodotto un aggiornamento progettuale in relazione alle tubazioni dell'acquedotto, dai cui elaborati grafici è stato possibile osservare alcune modifiche apportate al progetto della torre di controllo. Nel dettaglio, la modifica più rilevante riguarda l'aeroforo, che si diparte dalla galleria in corrispondenza del nodo di connessione tra il pozzo e la galleria di fondo e che si sviluppa poi verticalmente all'interno della struttura del pozzo fino alle immediate vicinanze del piano campagna. Solo nella parte superiore del pozzo, infatti, la tubazione dell'aeroforo prevede un tratto inclinato che ne permette la fuoriuscita dalla struttura del pozzo, per venire a creare un torrino laterale alla torre di controllo.

La presenza dell'aeroforo entro il pozzo, inoltre, rende necessario sostituire la scala a chiocciola con una scala alla marinara in acciaio.

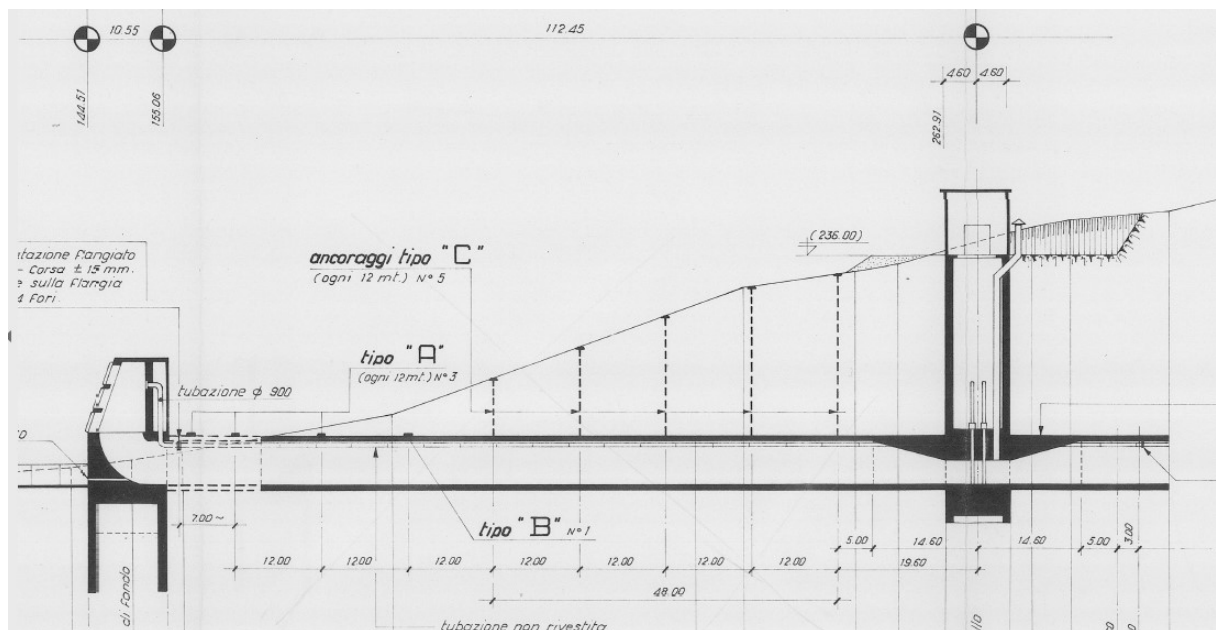




Figura 3.6: Progetto di esecutivo del 1985 – Profilo della galleria di scarico di fondo e della torre di controllo

	<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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 15 di 91</p>

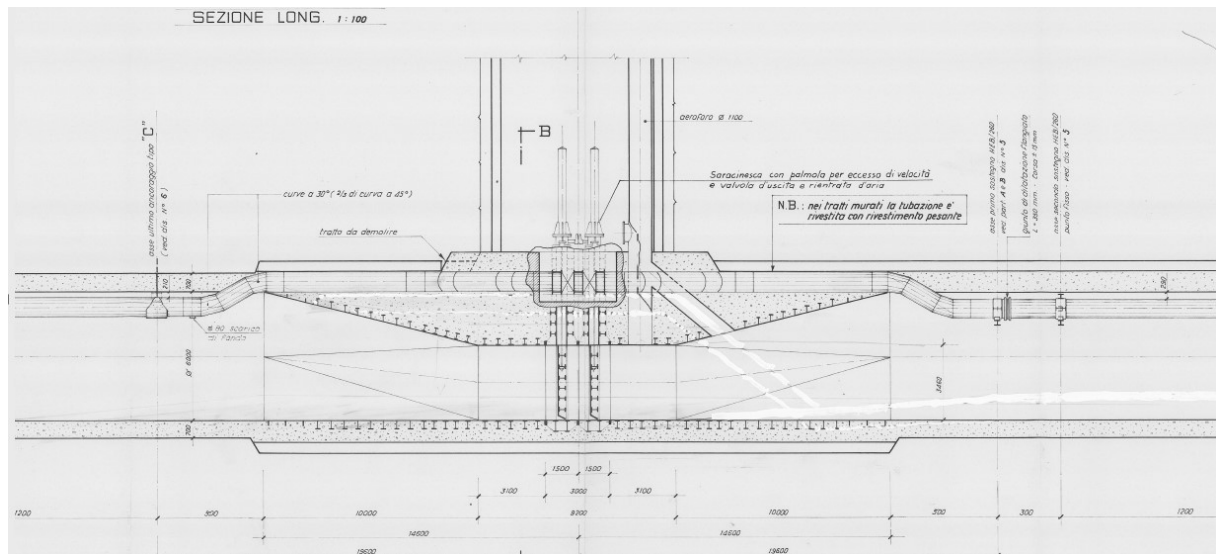




Figura 3.7: Progetto di esecutivo del 1985 – Sezione longitudinale della galleria con dettaglio sull'innesto del pozzo di controllo

	<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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 16 di 91</p>

4. STATO DI FATTO

Sulla base di una serie di sopralluoghi realizzati in fase di rivalutazione sismica, è stato possibile rilevare nel dettaglio lo stato di conservazione della struttura e la presenza di particolari criticità.



In linea di massima, per quanto è stato possibile rilevare, la struttura del pozzo non manifesta problematiche strutturali significative tali da comprometterne nel medio termine le condizioni di stabilità. Ciò nonostante, la presenza di criticità al momento prettamente estetiche richiede interventi adeguati di sistemazione, volti a limitare il degradamento progressivo delle strutture.

4.1. Struttura della torre di controllo

La struttura è di tipo scatolare organizzata con setti e piastre. Presenta una pianta circolare di diametro interno 800 cm, spessore delle pareti in elevazione pari a 40 cm. L'altezza fuori terra è 952 cm. Il solaio della sala di accesso ha spessore 50 cm e presenta due fori rettangolari. Il più piccolo, 108×108 cm, offre la possibilità di accedere al fondo della torre attraverso una scala metallica "alla marinara". Il secondo, più grande, 458×220 cm, permette il passaggio degli impianti di fondo che possono essere sollevati da un argano installato su un sistema di travi HEA in doppia orditura, incastrato in prossimità del solaio di copertura ($s = 30$ cm). Un terzo ed ultimo foro, infine, permette il passaggio del tubo aeroforo che si trova in diretta comunicazione con la galleria di scarico.

Sul fondo della torre, ad una profondità di -24.55 m dal pavimento della sala di accesso, si trova la camera di manovra con le due paratoie e, in adiacenza a queste ultime più in basso, si trova un sistema doppio di saracinesche dell'acquedotto che versano in pessime condizioni di manutenzione.

Lo stato di conservazione delle opere strutturali, al netto della vetustà, è discreto. Non si rilevano particolari danni o dissesti se non per qualche traccia di umidità che ha portato a isolati fenomeni di deterioramento del copriferro e ossidazione delle armature nella camera delle paratoie. L'esito dei sopralluoghi effettuati sia nelle opere in elevazione che in quelle in sotterraneo compresa la galleria di scarico, ha fornito in generale una buona corrispondenza con gli elaborati della documentazione a disposizione, con lievi differenze dell'ordine di pochi centimetri.

	<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>TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 17 di 91</p>

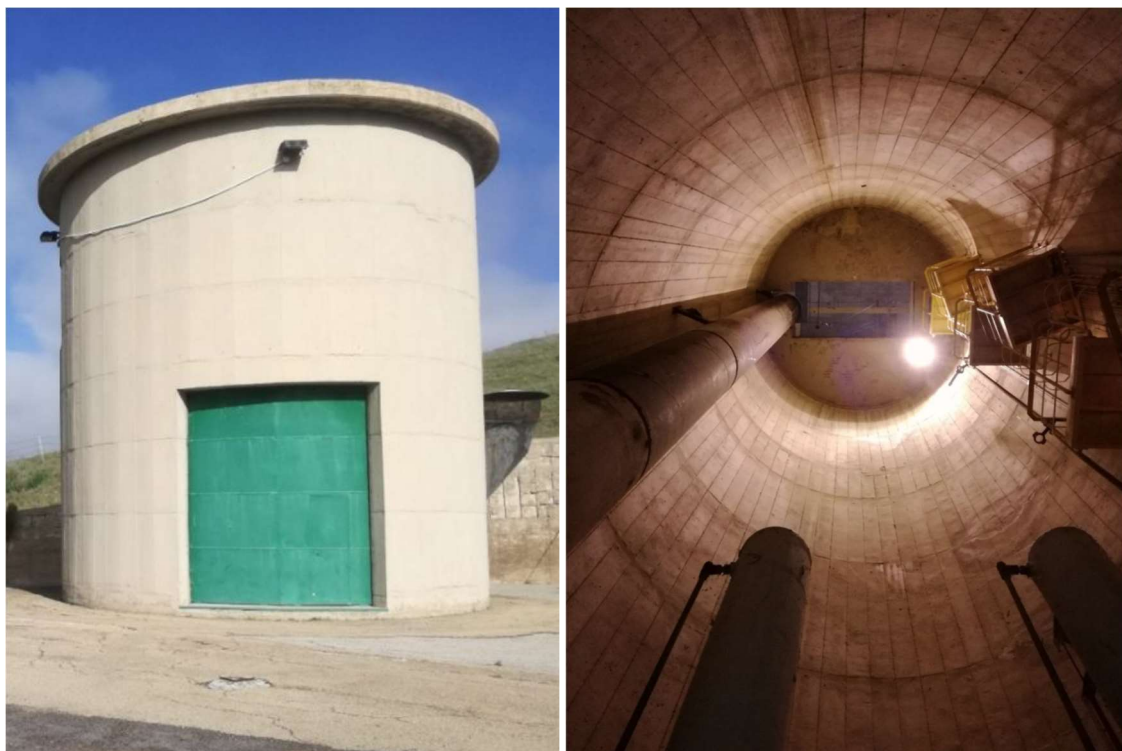


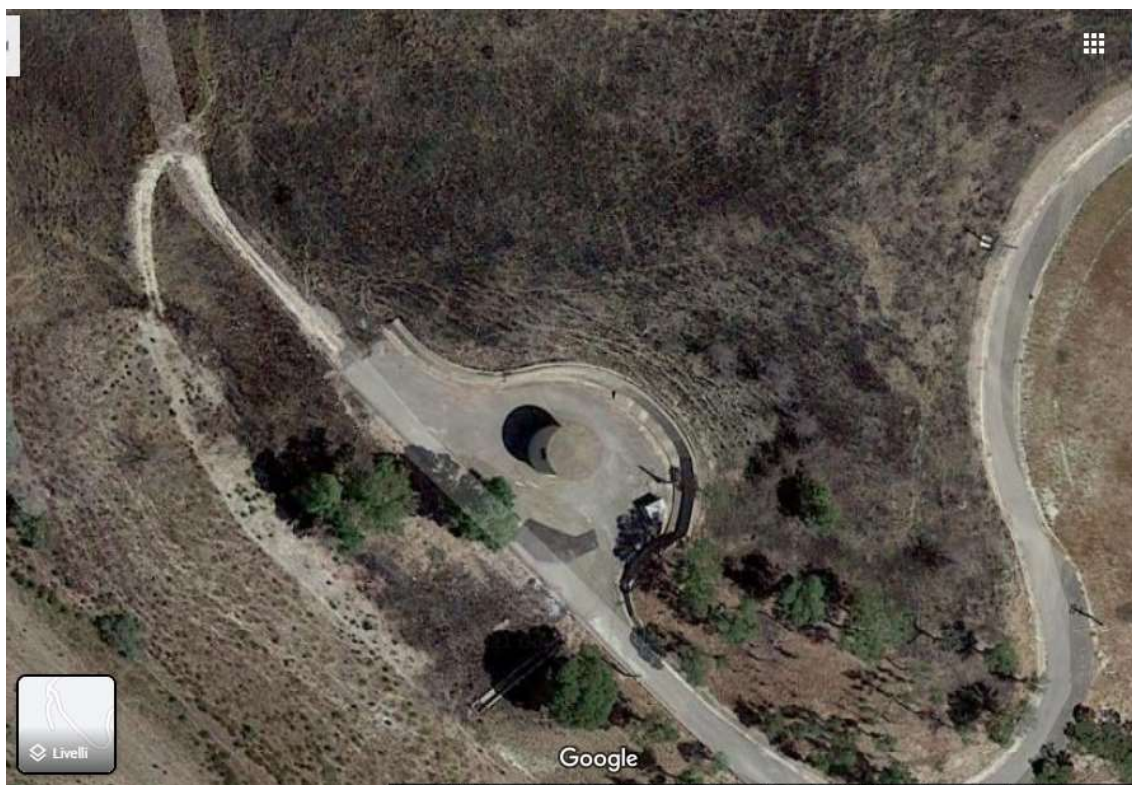


Figura 4.1: Diga di Gibbesi – Particolari dello stato di conservazione della struttura della torre e del pozzo

4.2. Aree esterne: piazzale antistante il pozzo

Nel dettaglio il piazzale del pozzo paratoie ed il soprastante pendio presentano numerose aree deformate, con avvallamenti e fessurazioni. In particolare, lungo il versante, si osservano zone in contropendenza oltre che la presenza di alcuni alberi leggermente inclinati verso valle. Ciò è visibile anche nelle foto aeree, in cui è evidente la presenza di deformazioni superficiali del versante, per effetto probabilmente del richiamo operato dalla scarpata rimodellata.

	<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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 18 di 91</p>



I muri di sostegno che delimitano il piazzale a monte risultano molto degradati superficialmente, con giunti aperti e leggermente dislocati. Si osserva la totale assenza di fori di drenaggio. Non si notano invece apprezzabili rotazioni in testa alle strutture di sostegno. Lungo la base dei muri disposti sul fronte destro è presente uno zoccolo di rinforzo eseguito presumibilmente in epoca successiva alla costruzione delle strutture.





	<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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 19 di 91</p>





Figura 4.2: Diga di Gibbesi – Particolari dello stato di conservazione dei muri di sostegno a monte del piazzale

	<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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 20 di 91</p>

Sul piazzale si osservano lesioni longitudinali con direzione all'incirca ortogonale rispetto alla retta di massima pendenza, che si intensificano al di là della struttura del pozzo, laddove si individuano alcuni avvallamenti. Una serie di lesioni con andamento circolare e concentriche si sviluppa intorno al pozzo stesso; l'area appare leggermente sopraelevata rispetto alla rimanente parte del piazzale.



Figura 4.3: Diga di Gibbesi – Avvallamenti e lesioni del piazzale esterno

	<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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 21 di 91</p>

5. MONITORAGGIO GEOTECNICO

Il pendio è da tempo oggetto di monitoraggio. Nell'area sono stati, infatti, installati alcuni inclinometri che sono stati in passato oggetto di misure fin dal 2010. Gli strumenti sono ubicati lungo il pendio, ad eccezione del tubo I6, installato nel piazzale antistante il pozzo. Dai documenti a disposizione dello scrivente le uniche letture disponibili sono relative al marzo 2010 (lettura di zero), marzo e luglio 2014, luglio 2015, giugno 2016 ed infine aprile 2017. Dopo il 2017 non ci risultano effettuate nuove letture inclinometriche, né monitoraggi topografici del pendio, che sarebbero tra l'altro molto utili per consentire una verifica di quanto rilevato dagli inclinometri sia in termini di spostamenti assoluti superficiali, sia in relazione alle direzioni di movimento.

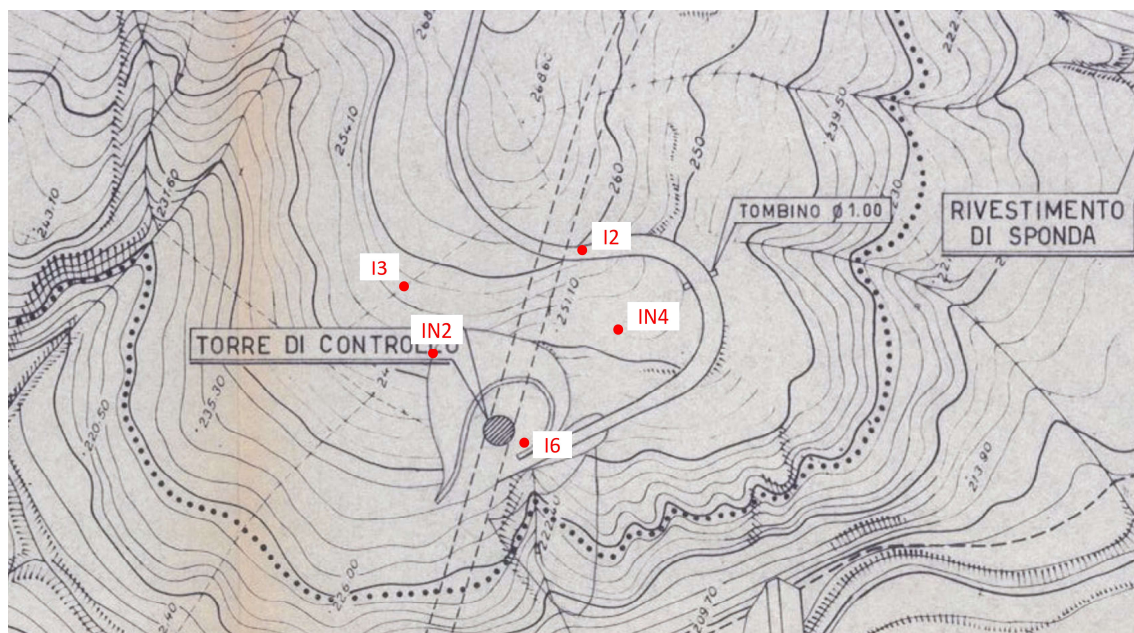




Figura 5.1: Diga di Gibbesi – Ubicazione inclinometri di cui sono disponibili le letture 2010-2017

I risultati delle letture inclinometriche, con riferimento al documento “Campagna al tempo 12 del 15/05/2017” sono elaborati in grafici che illustrano le curve di spostamento cumulativo secondo due direzioni ortogonali non note e non univoche per tutti i tubi (vengono fornite indicazioni generiche di “A-Axis” e “B-Axis” per ciascuno strumento) e che non permettono di eseguire ulteriori elaborazioni per una migliore comprensione del movimento. Mancano anche indicazioni certe in merito alla direzione di spostamento dal momento che, come si può osservare in planimetria, per alcuni strumenti la direzione di

	<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">TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p align="center">III22F A-SIS-RT-214-00</p>	<p align="center">RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p align="center">Pag. 22 di 91</p>

massima pendenza del pendio a valle non coincide esattamente con la retta che unisce lo strumento al pozzo di manovra.

Nelle figure seguenti da Figura 5.2 a Figura 5.6 si illustrano gli spostamenti cumulati rivelati ai diversi strumenti dal 2010 al 2017. Come si può osservare, nel complesso, gli strumenti sembrano indicare l'esistenza di un diffuso fenomeno di creep superficiale.

Guardando alla disposizione planimetrica dei diversi strumenti, quelli i cui spostamenti potrebbero essere direttamente correlati alla scarpata a monte del pozzo di manovra sono solo IN2, I2 a cui si aggiunge I6, posto nel piazzale antistante il pozzo. Con riferimento a questi strumenti, pur con le notevoli incertezze di cui si è parlato, si riconosce nuovamente la dinamica di un fenomeno di creep che interessa la porzione degradata e superficiale delle argille con spessori variabili tra 1 e 3 m dal p.c. ed anche il rilevato realizzato a valle del pozzo con terreno di riporto per consentire l'ampliamento del piazzale.

Il fenomeno costituisce il risultato dello spostamento complessivo di singole particelle, derivante da un insieme di piccoli movimenti parziali, dovuti alla incessante e ciclica azione di cause diverse, che si sommano all'azione della gravità, quali: circolazione di acqua nel terreno, dilatazioni e contrazioni termiche, umidificazione ed essiccazione. Effetti di tali azioni sono la continua alternanza di fenomeni di microespansione e microcontrazione del suolo, che determinano lo spostamento delle particelle. Il movimento procede con una bassissima velocità (qualche millimetro all'anno) e decresce in maniera esponenziale con l'aumento della profondità. Ciò trova ulteriore conferma nella presenza, segnalata nel precedente paragrafo 4.2, di avvallamenti, alberi inclinati e nella necessità di un irrobustimento alla base dei muri di sostegno presenti a monte del piazzale.

Anche la cartografia PAI, della quale si propone uno stralcio nella seguente Figura 5.7 non indica rilevanti problematiche geomorfologiche nella zona del pozzo di manovra.

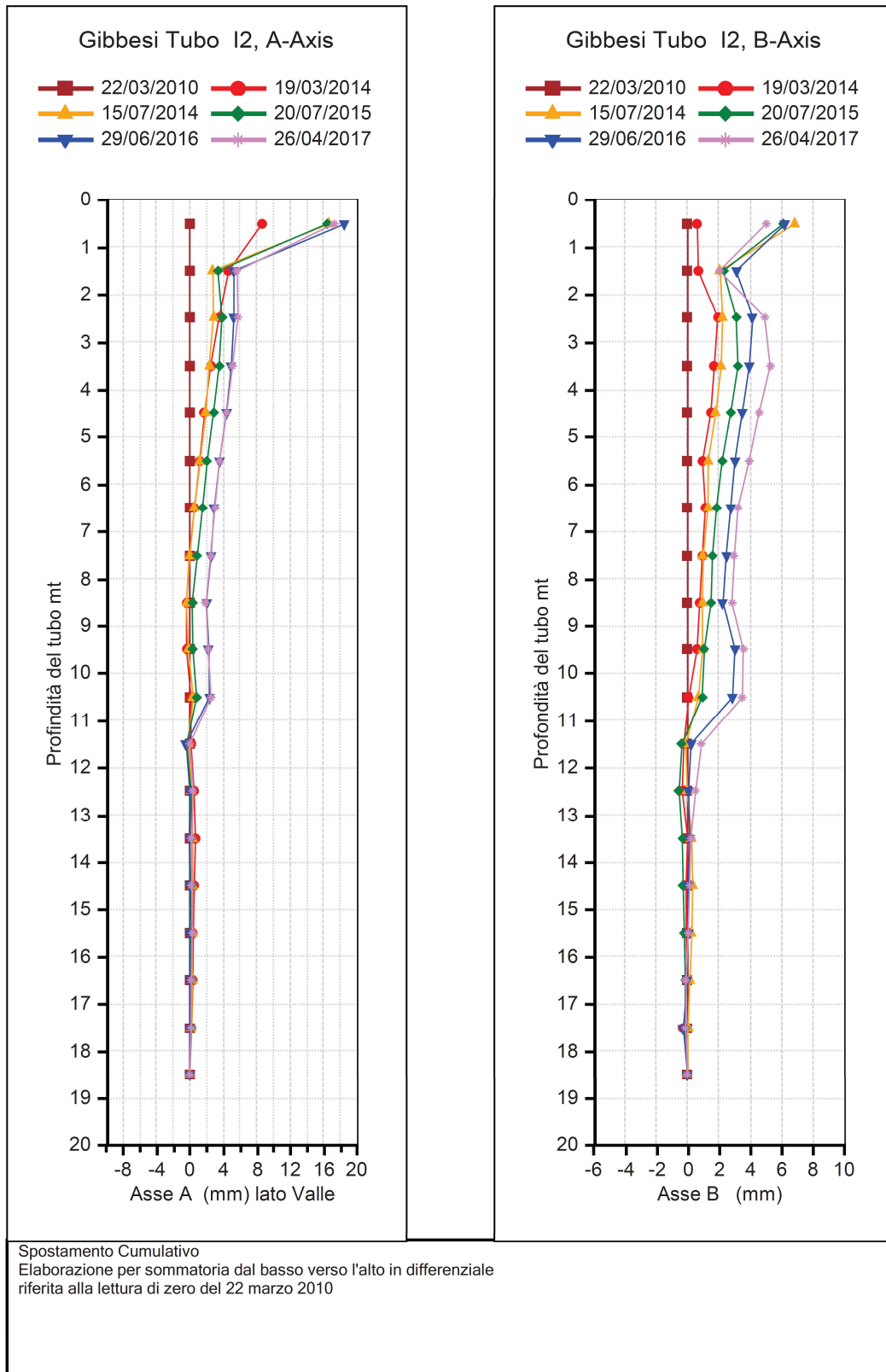


Figura 5.2: Diga di Gibbesi – Inclinatorio I2 – Spostamento incrementale

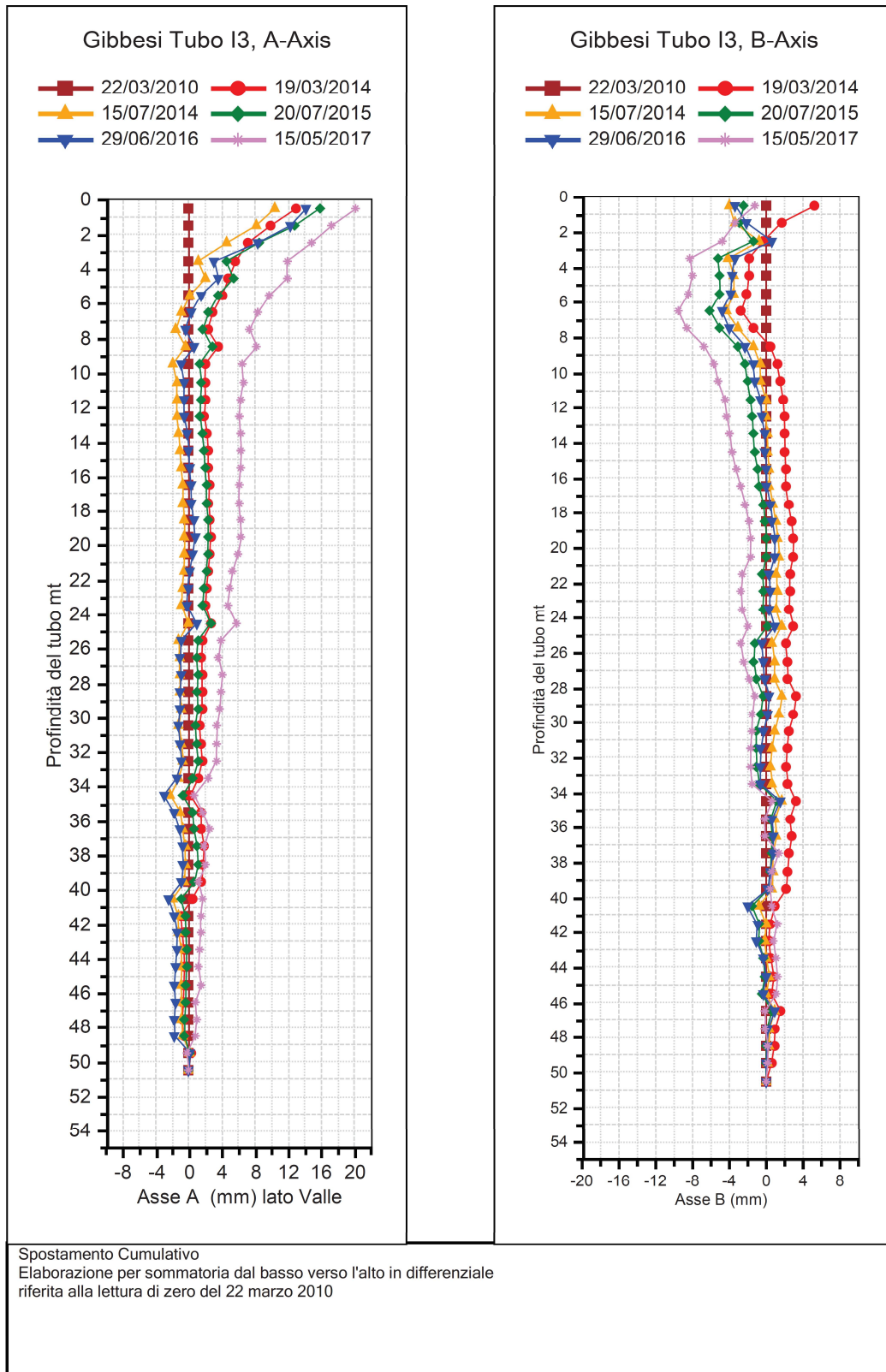


Figura 5.3: Diga di Gibbesi – Inclinatorio I3 – Spostamento incrementale

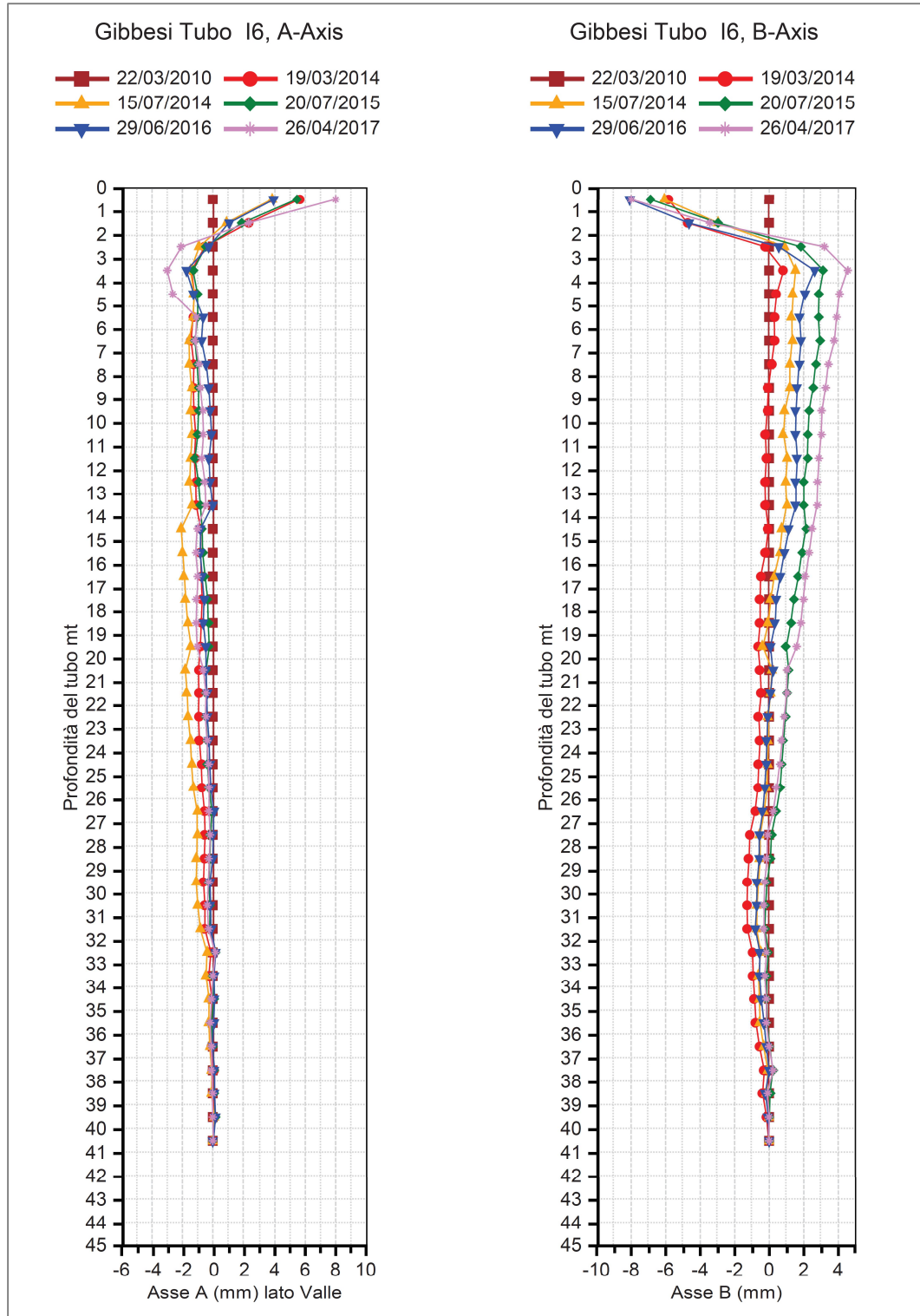


Figura 5.4: Diga di Gibbesi – Inclinatorio I6 – Spostamento incrementale

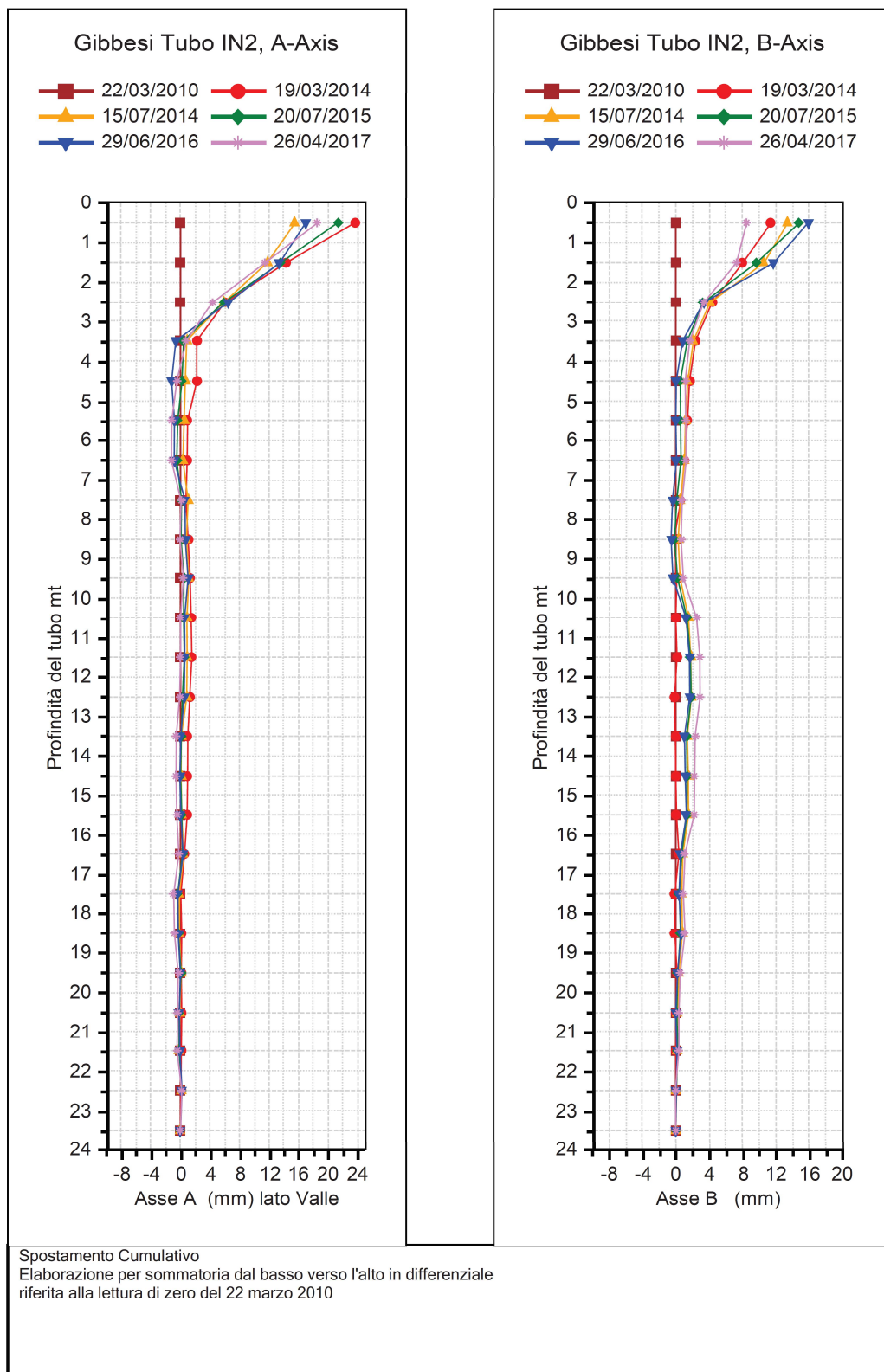


Figura 5.5: Diga di Gibbesi – Inclinatorio IN2 – Spostamento incrementale

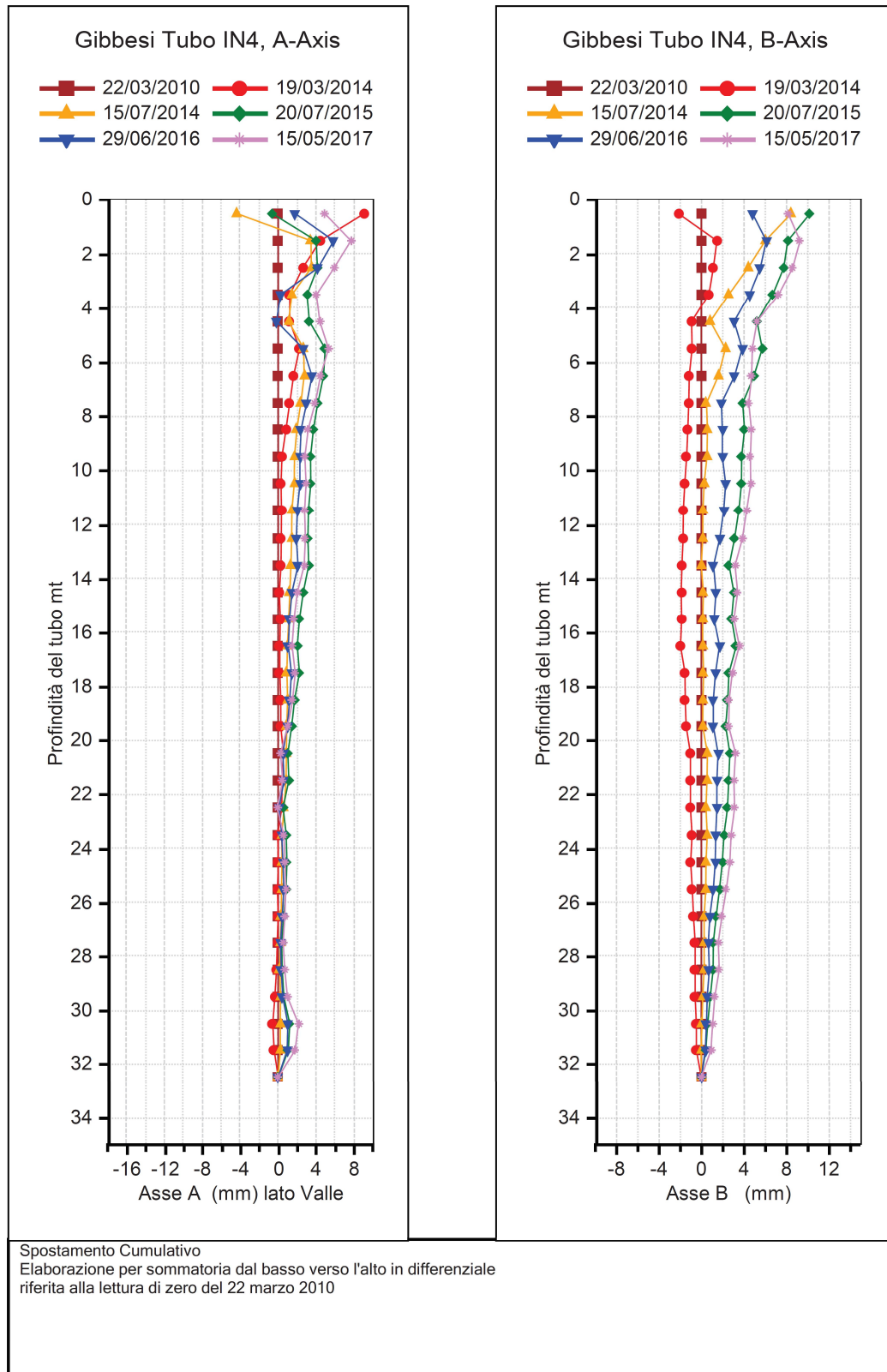


Figura 5.6: Diga di Gibbesi – Inclinatorio IN4 – Spostamento incrementale

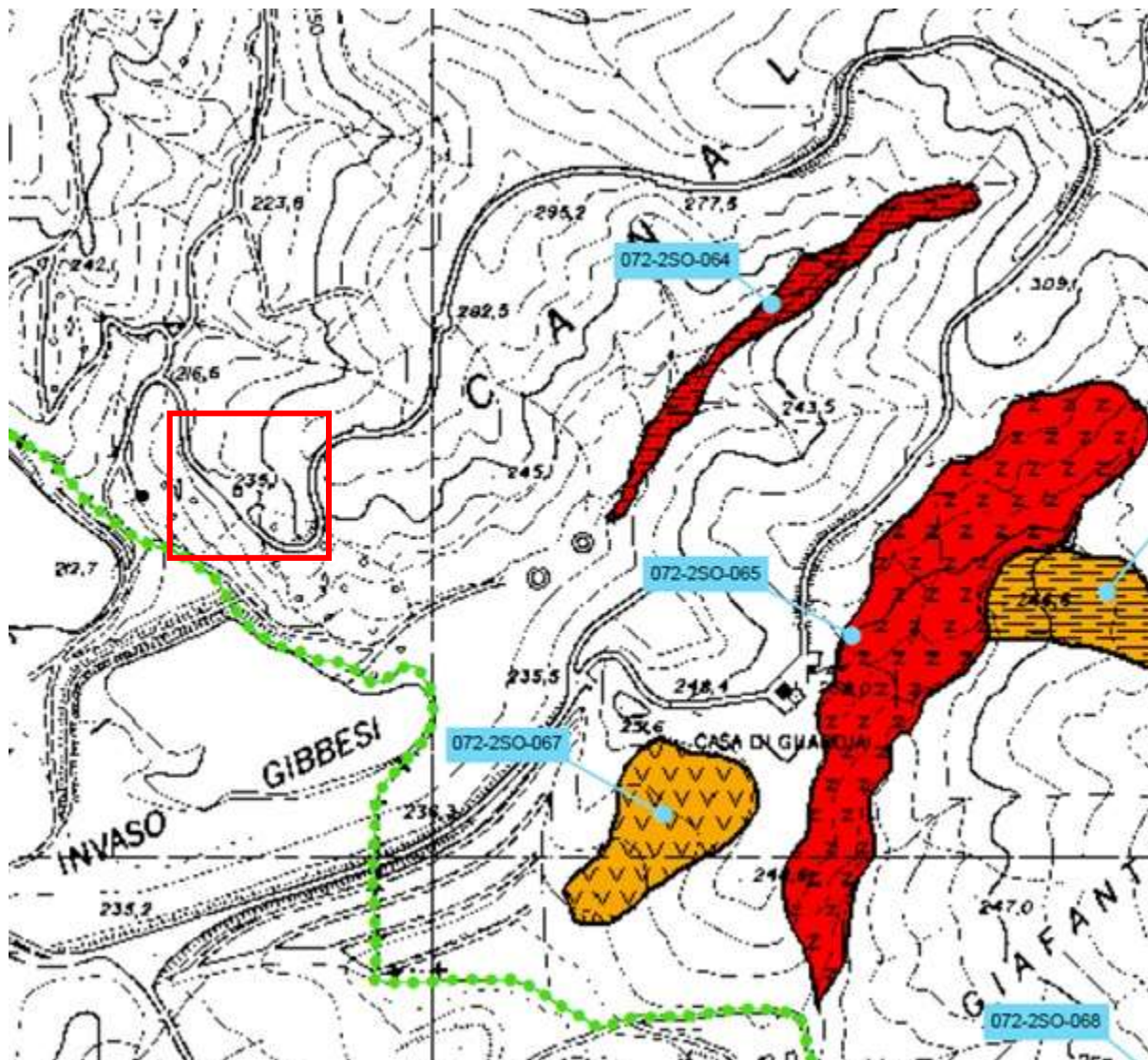




Figura 5.7: Diga di Gibbesi – Stralcio della cartografia PAI con indicazione dell’area del pozzo di manovra (riquadro di colore rosso)

	<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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 29 di 91</p>

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1. Assetto stratigrafico



Per il riconoscimento dei terreni presenti nell'area del pozzo paratoie sono stati eseguiti, nel corso della presente fase di studio, un sondaggio a rotazione e carotaggio continuo (N19DH) e uno stendimento sismico a rifrazione (SIS-3). Nel piazzale sottostante è stato eseguito il sondaggio N18, mentre, ancora più a valle, lo stendimento SIS-4, in prossimità dell'imbocco dello scarico di fondo.



Figura 6.1: Ubicazione dei sondaggi effettuati

Dall'esame del materiale conservato nelle cassette catalogatrici dei sondaggi è risultato che i terreni di fondazione sono costituiti di argilla puddingoide (AP). In N19 l'argilla si rinviene al di sotto dei materiali di riporto del piazzale di spessore pari a 1.8 m e si presenta rimaneggiata fino ad una profondità di 5.50 m dal piano di campagna. Segue la formazione in posto, alterata nei primi 0.70 m circa (APa).

L'argilla rimaneggiata AP_r, di colore marrone, a tratti grigio, è consistente, con un contenuto d'acqua w_N minore o prossimo al limite di plasticità w_p . La presenza di radici e di minuti elementi lapidei fino alla profondità di circa 3 m indica che probabilmente questo

	<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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 30 di 91</p>

livello è stato interessato da movimenti. Dal punto di vista granulometrico può essere classificata come argilla con limo di alta plasticità.

L'argilla di base AP è di colore grigio o grigio verdastro, marnosa, molto consistente, con un contenuto d'acqua w_N minore al limite di plasticità w_P , con noduli di sabbia fina di colore grigio chiaro e noduli marnosi. La granulometria è quella di una argilla con limo di alta plasticità. La struttura è a scaglie minute e grosse, a spigoli vivi. Nel primo caso le scaglie sono disposte caoticamente nella massa e presentano qualche superficie lucida. Le scaglie grosse sono appiattite di forma prismatica, del $d_{max} \cong 5$ cm, da debolmente a mediamente serrate; in queste zone l'argilla è generalmente di colore grigio verdastro e si rinvencono livelletti di sabbia.

La prova Down-Hole eseguita lungo lo stesso foro mostra una velocità delle onde di taglio Vs di 160 m/s in corrispondenza dei termini APr e di 410-440 m/s in profondità (AP).

Il sondaggio N18 eseguito nel sottostante pianoro ha evidenziato gli stessi terreni. In questo caso, tuttavia, la frazione rimaneggiata APr è assente e il riporto assume uno spessore maggiore (5.40 m) trattandosi, probabilmente, di un rilevato realizzato durante i lavori di costruzione della strada di accesso al pozzo.

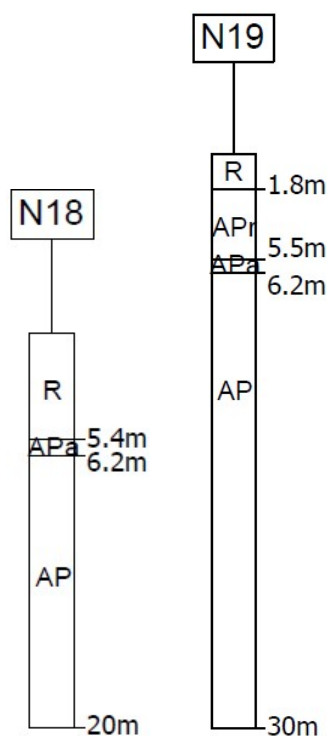




Figura 6.2: Diga di Gibbesi – Stratigrafia dei sondaggi N18 ed N19

 III22F A-SIS-RT-214-00	<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>TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA'</p> <p>TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	 Pag. 31 di 91
---	--	--

La ricostruzione dei rapporti stratigrafici tra il pozzo paratoie, il sovrastante pendio ed i terreni di fondazione è riportata nella figura seguente e si è basata sui risultati dei sondaggi disponibili.

Il pozzo è fondato nelle argille puddingoidi AP. Solo nella parte iniziale interessa per qualche metro la parte rimaneggiata APr della formazione ed il riporto con il quale è stato realizzato il piazzale circostante. A conferma di questa ricostruzione, lo stendimento sismico a rifrazione Sis3 eseguito lungo il piazzale accanto al pozzo individua la presenza di uno strato di spessore pari a circa 5 m con bassa velocità Vp, che può ritenersi corrispondente al riporto del piazzale e al terreno rimaneggiato APr.

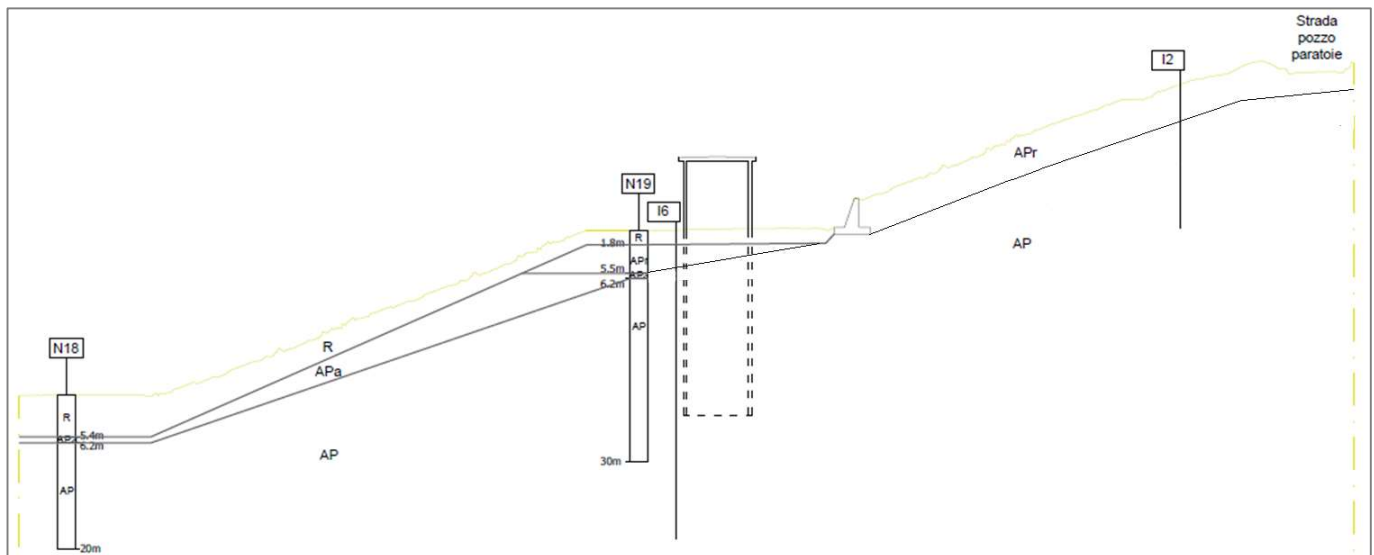


Figura 6.3: Diga di Gibbesi – Stratigrafia del versante lungo cui si colloca il pozzo di manovra

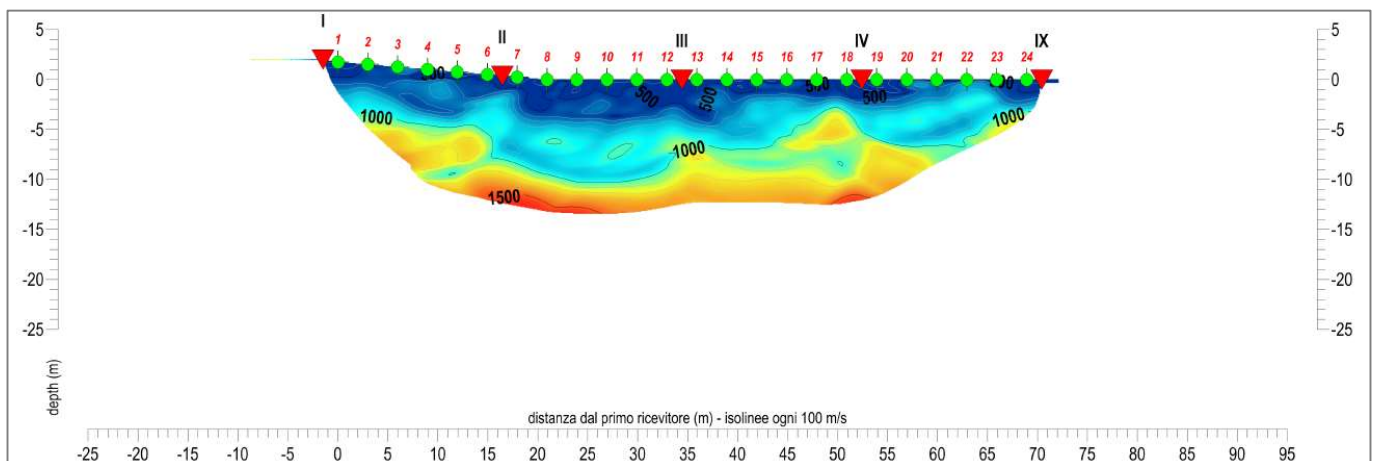


Figura 6.4: Diga di Gibbesi – Risultati dello stendimento sismico a rifrazione Sis3

6.2. Parametrizzazione geotecnica di riferimento

La seguente tabella illustra la parametrizzazione geotecnica relativa alle diverse formazioni presenti in prossimità del pozzo di manovra:

Litotipo		γ	c'	ϕ'	E_{young}
		[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]
R	Riporto	18	5	30	15
APa	Argille puddingoidi alterate	19	20	24	25
APr	Argille puddingoidi rimaneggiate	19	10	18	15
AP	Argille puddingoidi di base	19	30	24	30

7. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

7.1. Caratteristiche dei materiali dal progetto originale

Negli elaborati grafici di progetto (PE 1982) sono riportate le prescrizioni circa i materiali da costruzione, calcestruzzo e acciaio, da utilizzare per le diverse parti della struttura. Quindi, di seguito vengono riportate le caratteristiche dei materiali utilizzati:

Torre e pozzo di manovra			
Calcestruzzo	R_{bk}	25	N/mm ²
Acciaio FeB 44 k	f_{yk}	430	N/mm ²

7.2. Indagini sui materiali e prove di laboratorio

La torre è stata, negli anni, oggetto di prove diagnostiche per stabilire le caratteristiche della struttura e dei materiali che la compongono. Le campagne d'indagine 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.

7.2.1. 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.

7.2.1.1 Prove di resistenza a compressione dei campioni di cls

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

Tabella 7-1: Risultati della resistenza del calcestruzzo della torre

Provino		Elemento strutturale	Resistenza a rottura
N°	Sigla		[N/mm ²]
1	C3A	Pozzo paratoie a +1.30 m dal fondo pozzo lato est	32.12
2	C3B	Pozzo paratoie a +1.30 m dal fondo pozzo lato est	32.92
3	C4A	Pozzo paratoie a +7.00 m dal fondo pozzo lato ovest	33.42
4	C4B	Pozzo paratoie a +7.00 m dal fondo pozzo lato ovest	31.28
5	C5A	Pozzo paratoie - pav lato ovest portone d'ingresso	38.58
6	C5B	Pozzo paratoie - pav lato ovest portone d'ingresso	22.65
7	C6A	Pozzo paratoie a +1.00 m dalla quota strada, lato esterno nord	26.59
8	C6B	Pozzo paratoie a +1.00 m dalla quota strada, lato esterno nord	29.18
		MEDIA	30.84
		Min	22.65
		Max	38.58

7.2.1.2 Prove di trazione sulle barre d'armatura prelevate

Tabella 7-2: Risultati della tensione di snervamento e rottura delle barre della torre

Provino		Elemento strutturale	Diametro commerciale	Tensione di snervamento	Tensione di rottura
N°	Sigla		[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1	F2	Pozzo paratoie a +1.00 m dal fondo pozzo lato nord	12	458.2	459.8
2	F3	Pozzo paratoie a +1.00 m dal pav. lato portone d'ingresso ovest	16	459.8	718.9

7.2.1.3 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 7-3: Risultati delle indagini sclerometriche sulla torre

N°	Elemento strutturale	Valore di rimbalzo medio (V_m)	Resistenza media (R_c)	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	P. paratoie (+1.30 m dal fondo pozzo lato ovest)	43	460	14	446	474
2	P. paratoie (+7.00 m dal fondo pozzo lato nord)	41	420	17	403	437
3	P. paratoie (+1.30 m dalla q. strada lato sud)	41	420	13	407	433
4	P. paratoie (+1.30 m dalla q. strada lato est)	44	477	11	466	488
	MEDIA		444			

7.2.2. 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° 3 prove di resistenza a compressione sui campioni prelevati di calcestruzzo;
- N° 6 misure della resistenza del calcestruzzo con metodo SonReb;
- N° 15 indagini magnetometriche con pacometro;
- N° 2 prove di trazione di barre d'armatura prelevate dalle strutture.

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

7.2.2.1 Controllo della profondità di carbonatazione dei provini di calcestruzzo

Nella Tabella 7-4 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 7-4: Risultati delle prove di profondità di carbonatazione per la torre

Sigla prelievo	Data di prelievo	Ø	L	H _{terra}	Direzione prelievo	Profondità di carbonatazione
		[mm]	[mm]	[m]		[mm]
C1 (Parete inferiore torre)	24/05/2021	94	240	-	H	60
	Calcestruzzo omogeneo con presenza di alcuni vacuoli dal diametro d _{max} circa 4 mm. Inerti a spigoli vivi arrotondati d _{max} circa 30 mm.					
C2 (Torre)	10/04/2021	94	110	1.60	H	55
	Calcestruzzo omogeneo con presenza di alcuni vacuoli dal diametro d _{max} circa 6 mm. Inerti a spigoli vivi arrotondati d _{max} circa 35 mm.					

7.2.2.2 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 7-5: Diga di Gibbesi – Torre di manovra – 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	24/05/2021	03/06/2021	Torre di manovra	1488.9	94	96	30	6940	2230	182.981	26.4
C1 B	24/05/2021	03/06/2021	Torre di manovra	1470.0	94	95	28	6940	2230	189.025	27.2
C2	10/04/2021	12/04/2021	Torre di manovra	1382.0	94	94	35	6940	2120	128.165	18.5

7.2.2.3 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 7-6: Diga di Gibbesi – Torre di manovra – 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	Torre di manovra	14.47	24.41	18.65
2	Torre di manovra	10.01	19.15	13.17
3	Torre di manovra	10.18	19.55	13.44
4	Torre di manovra	7.98	15.88	10.93
5	Torre di manovra	8.61	16.31	11.71
6	Torre di manovra	12.92	23.00	26.70
MEDIA		10.70	19.72	15.77

7.2.2.4 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".

7.2.2.5 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 7-7: Diga Gibbesi – Torre di manovra – 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	Non identificabile	16	15.92	43.8	684.3	446.2	669.1	1.50	10.0
B2	Acciaierie Megara – FeB 44 k	12	12.15	48.6	442.3	457.8	667.1	1.46	10.3

8. IPOTESI DI CALCOLO

8.1. Materiali

Considerando la documentazione storica di progetto, nonché la quantità di indagini svolte sui materiali, si può considerare un livello di conoscenza LC1 per il calcestruzzo (fattore di confidenza $FC = 1.35$) e LC2 per l'acciaio (fattore di confidenza $FC = 1.20$).

8.1.1. Calcestruzzo

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	21.00	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	17.43	MPa
Coefficiente di sicurezza	γ_c	1.20	-
Fattore di confidenza	FC	1.35	-
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	9.15	MPa
Modulo elastico	E_c	29109	MPa
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.02	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk,0,95}$	2.62	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk,0,05}$	1.41	MPa
Resistenza di progetto a trazione	f_{ctd}	0.87	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 8.1 si riporta il legame costitutivo del calcestruzzo.

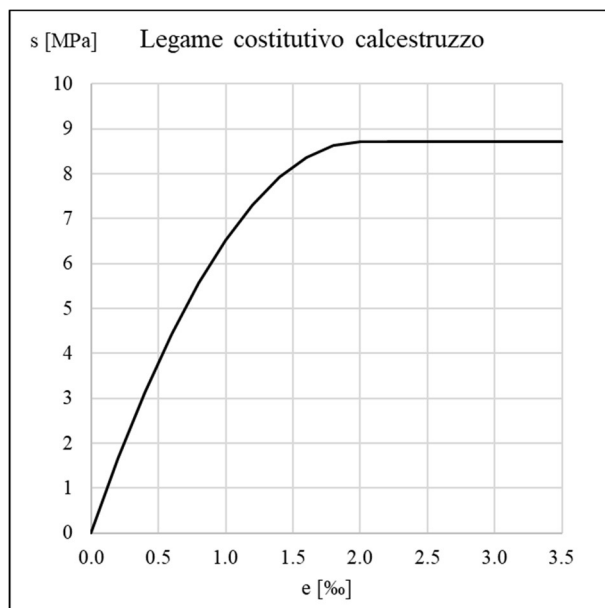


Figura 8.1: Legame costitutivo del calcestruzzo

8.1.2. 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 8.2 si riporta il legame costitutivo del calcestruzzo.

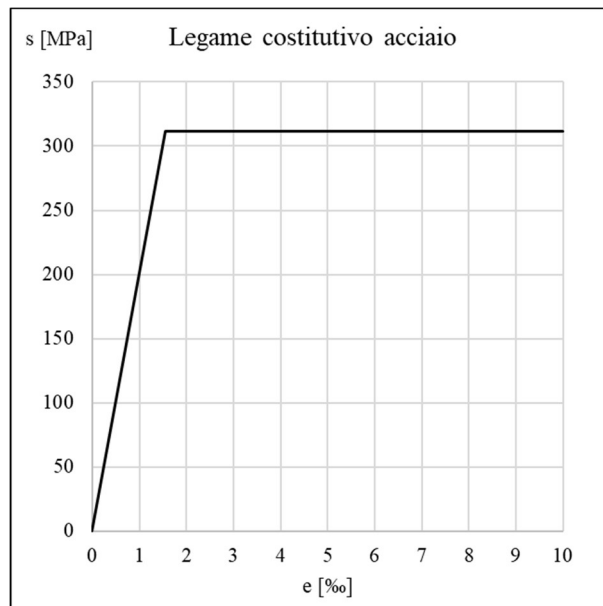


Figura 8.2: Legame costitutivo dell'acciaio FeB 44 k

8.2. 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	-

8.2.1. 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.

8.2.2. Spettri di risposta di progetto

Tabella 8-1: Parametri di 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 8-2 e quanto di seguito riportato.

Tabella 8-2: 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 8-3.

Tabella 8-3: 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.

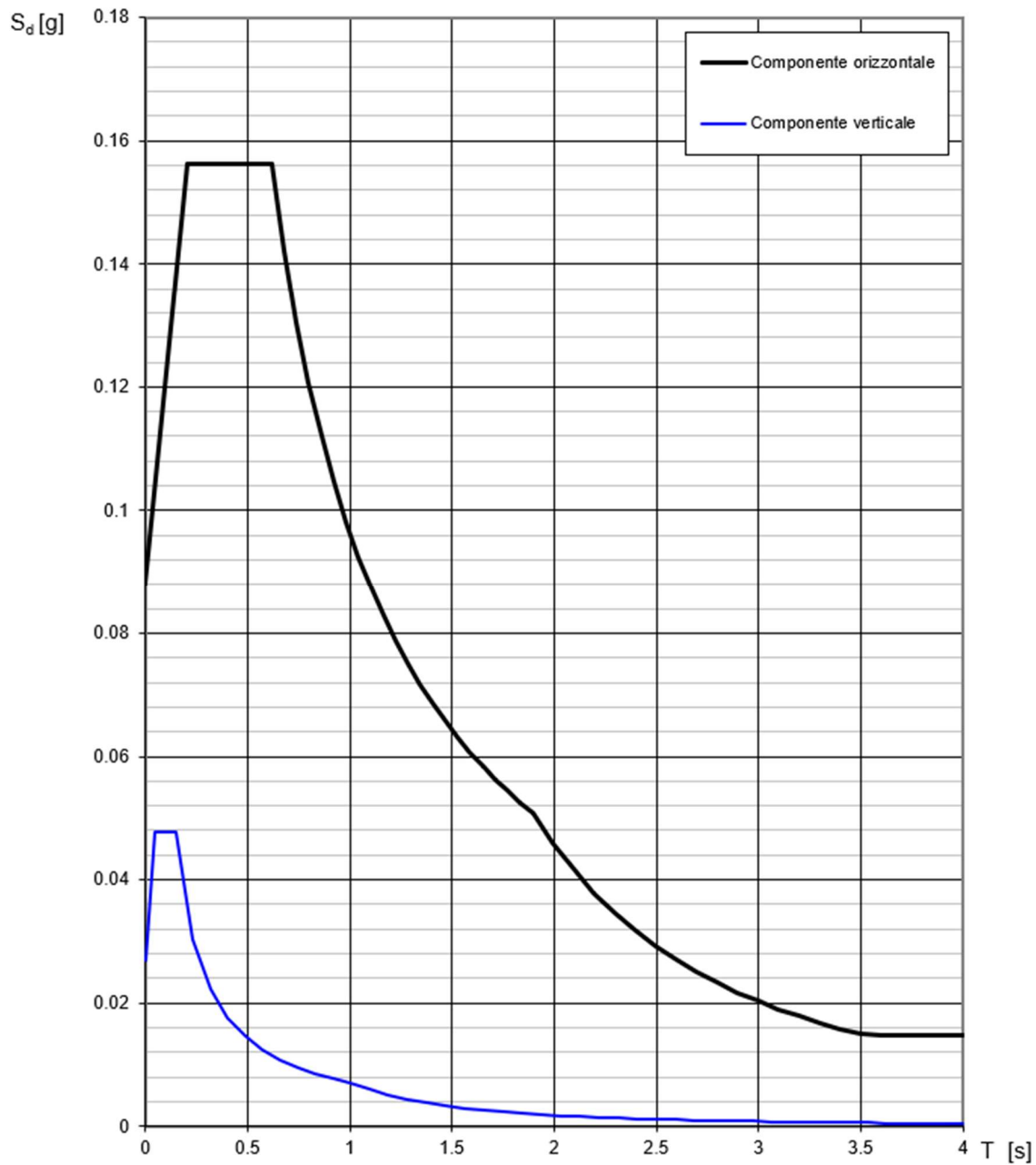




Figura 8.3: Spettri di risposta SLV in direzione orizzontale (nero) e verticale (blu)

 III22F A-SIS-RT-214-00	<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">TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p> <p align="center">RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA'</p> <p align="center">TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	 Pag. 46 di 91
---	--	--

9. ANALISI GLOBALE DELLA STRUTTURA

9.1. Modello utilizzato per le valutazioni strutturali

9.1.1. Geometria di riferimento e ipotesi di calcolo

L'analisi della torre e del pozzo di manovra delle paratoie è stata condotta mediante un modello ad elementi finiti 3D realizzato con il software Plaxis 3D.

Si è considerato un modello ampio 90 m attorno al pozzo ed alla sovrastante torre, che riproduce fedelmente la sezione stratigrafica riportata nella precedente Figura 6.3. Tutti i litotipi presenti sono stati trattati con un modello costitutivo di tipo Mohr-Coulomb, adottando i parametri di resistenza e deformabilità proposti nel paragrafo 6.2. Tutte le modellazioni sono state condotte adottando i parametri caratteristici delle diverse formazioni geotecniche.

La sovrastruttura ha un raggio interno di 8 m e si estende da quota 236.00 m a quota 245.50 m s.l.m. con pareti in c.a. di spessore 40 cm e presenza di una soletta superiore di 38 cm ed una inferiore alla base spessa 50 cm. L'intera sovrastruttura nel modello FEM 3D è stata modellata con elementi di tipo plate caratterizzati da un comportamento elastico, con modulo E pari a 35 GPa e peso di volume 24 kN/m³.

Il pozzo inferiore prevede, invece, un raggio di scavo pari a 4.35 m e giunge fino a quota 213.00 m s.l.m., con la posa in opera dapprima di un prerivestimento in cls non armato di spessore 50 cm, limitato sulla parete interna da una cortina di lamiera Bernold che fungono da cassero per il getto. Successivamente si è proceduto alla messa in opera del rivestimento definitivo, in c.a., di spessore 35 cm. Nel modello FEM 3D il prerivestimento, visto lo spessore più significativo, è stato modellato con elementi di volume a comportamento elastico, mentre il rivestimento definitivo è stato modellato con elementi plate caratterizzati anch'essi da un comportamento elastico, con modulo E pari a 35 GPa e peso di volume 24 kN/m³. Alla base, il pozzo si innesta sulla preesistente galleria di scarico, che è stata tenuta in conto modellando un parallelepipedo elastico di dimensione 30.00 × 8.30 × 9.60 m a cui è stato assegnato un peso di volume fittizio equivalente pari a 19.30 kN/m³.

La modellazione FEM ha previsto dapprima una fase di scavo del pozzo con contestuale posa del prerivestimento, poi la posa in opera del rivestimento definitivo, separato dal precedente con una superficie di interfaccia che simula l'azione delle lamiere. Infine, si è provveduto alla realizzazione della sovrastruttura all'aperto ed alla contestuale

disattivazione del prerivestimento nel lungo termine, imponendo una drastica riduzione della deformabilità ad esso associata ($E_{l.t.} = E_{b.t.}/1000$).

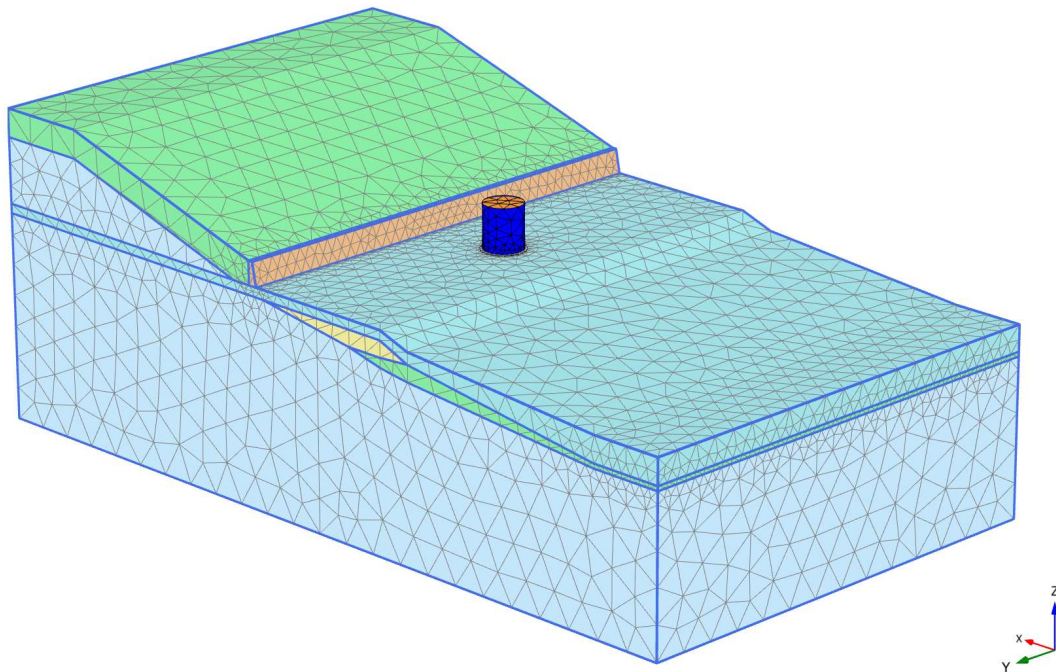


Figura 9.1: Geometria del modello FEM 3D

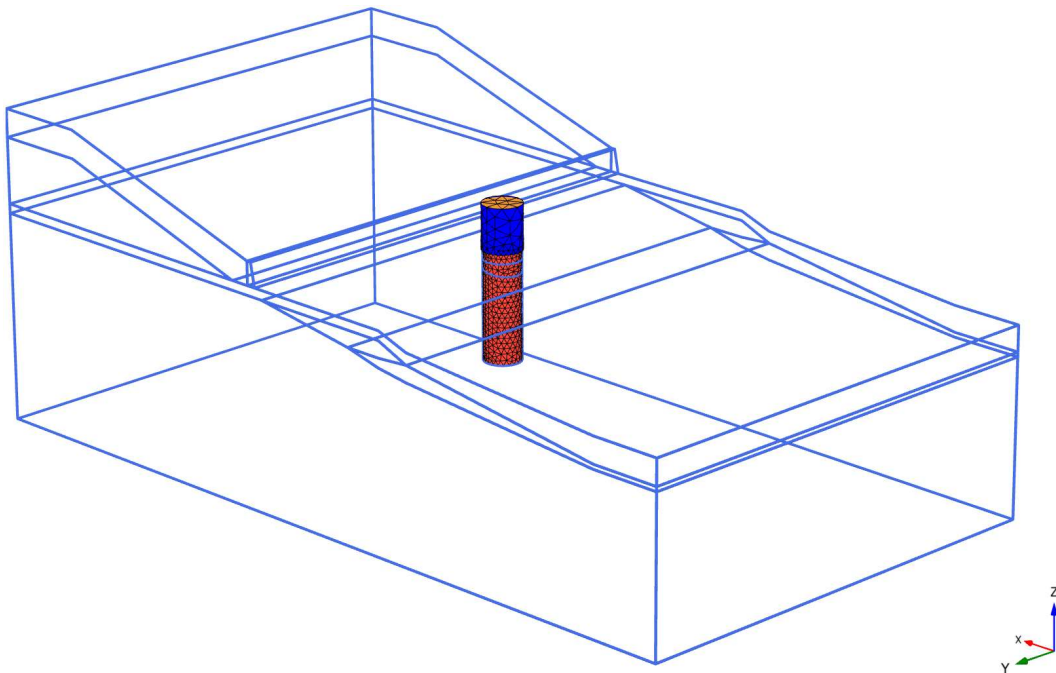




Figura 9.2: Modello FEM 3D – Elementi plate che schematizzano il rivestimento definitivo del pozzo e della sovrastruttura

	<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>TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 48 di 91</p>

L'azione sismica è stata applicata mediante l'applicazione, sulla semi-superficie laterale dei plate o alla testa della torre, di pressioni distribuite che schematizzano l'inerzia strutturale e la spinta sismica del terreno, calcolata mediante il metodo di Wood. Visto l'andamento del pendio, l'azione sismica laterale è stata applicata sul piano xz , in accordo con la linea di massima pendenza del pendio retrostante. L'azione sismica verticale è stata invece applicata una volta nella direzione z positiva, una volta nella z negativa.

Dai parametri sismici definiti per la posizione geografica della diga Gibbesi deriva il seguente spettro di risposta orizzontale e verticale:

- Orizzontale: $a_g = 0.073 \text{ g}$
 $S_S = 1.20$
 $S_T = 1.00$
 $a_{max,h} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.073 \cdot 1.2 \cdot 1 = 0.088 \text{ g}$
- Verticale: $a_g = 0.027 \text{ g}$
 $S_S = 1.00$
 $S_T = 1.00$
 $a_{max,v} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.027 \cdot 1.2 \cdot 1 = 0.027 \text{ g}$

9.1.1.1 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:

- $a_{MAX} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0.073 \cdot 1.2 \cdot 1.0 = 0.088 \text{ g}$
- $\gamma_{sat} = 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ = a favore di sicurezza si considera anche l'azione sismica dell'acqua contenuta nel terreno come se si muovesse assieme al terreno;
- h = altezza interrata della struttura.

9.1.1.2 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:

- $F_h = a_{max,h} \cdot W$
- $F_v = a_{max,v} \cdot W$



Dove W è il peso proprio della struttura.

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

9.1.1.3 In sintesi

Di seguito, distinguendo per la parte fuori terra, la parte interrata e la porzione inferiore di innesto del pozzo sulla galleria, si definisce l'entità delle spinte sismiche implementate nel modello FEM 3D:

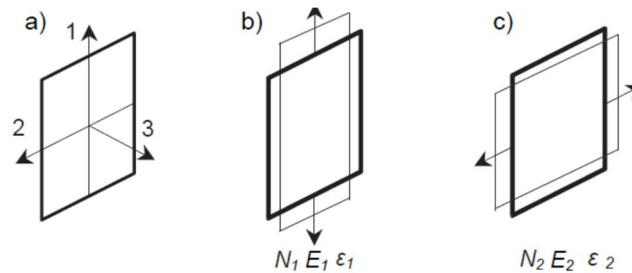
		Parte fuori terra	Parte interrata	Galleria
Altezza H	m	9.50	23.76	9.58
Spinta Wood laterale	kPa	-	40	16.3
Spinta Wood verticale	kPa	-	±13.5	5
Peso struttura	kN	3730	4820 (solo riv.def.)	44720
Inerzia laterale	kN/kPa	328/2.50	424/1.50	3935/49.50
Inerzia verticale	kPa	±0.8	±0.5	±15

	<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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 50 di 91</p>

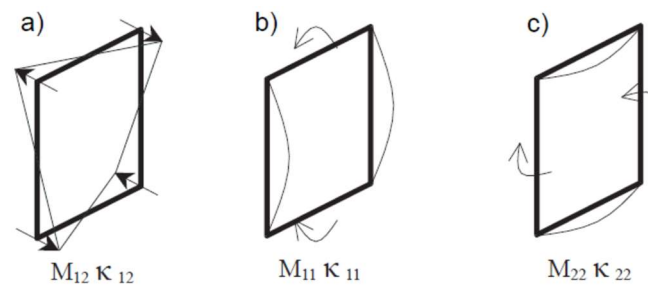
9.1.2. Risultati dell'analisi numerica

9.1.2.1 Convenzioni di segno:

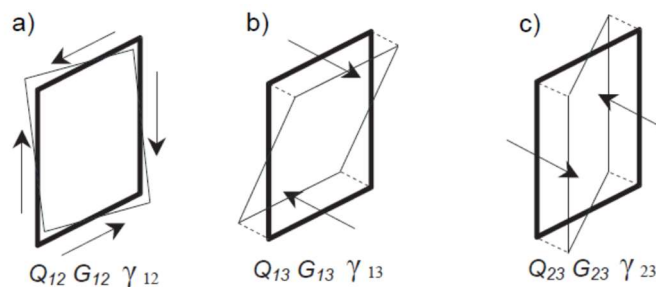
Sforzo normale (N è positivo se di trazione):



Momento flettente:



Taglio:





9.1.2.2 Disposizione degli assi di riferimento locali

Per gli elementi plate del rivestimento della **sovrastuttura** valgono le seguenti convenzioni:

- l'asse 1 è verticale verso l'alto
- l'asse 2 è orizzontale tangente al perimetro del pozzo
- l'asse 3 è orizzontale, centripeto

Per la **struttura interrata** invece valgono le seguenti convenzioni:

- l'asse 1 è verticale verso il basso
- l'asse 2 è orizzontale tangente al perimetro del pozzo
- l'asse 3 è orizzontale, centripeto

	<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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 51 di 91</p>

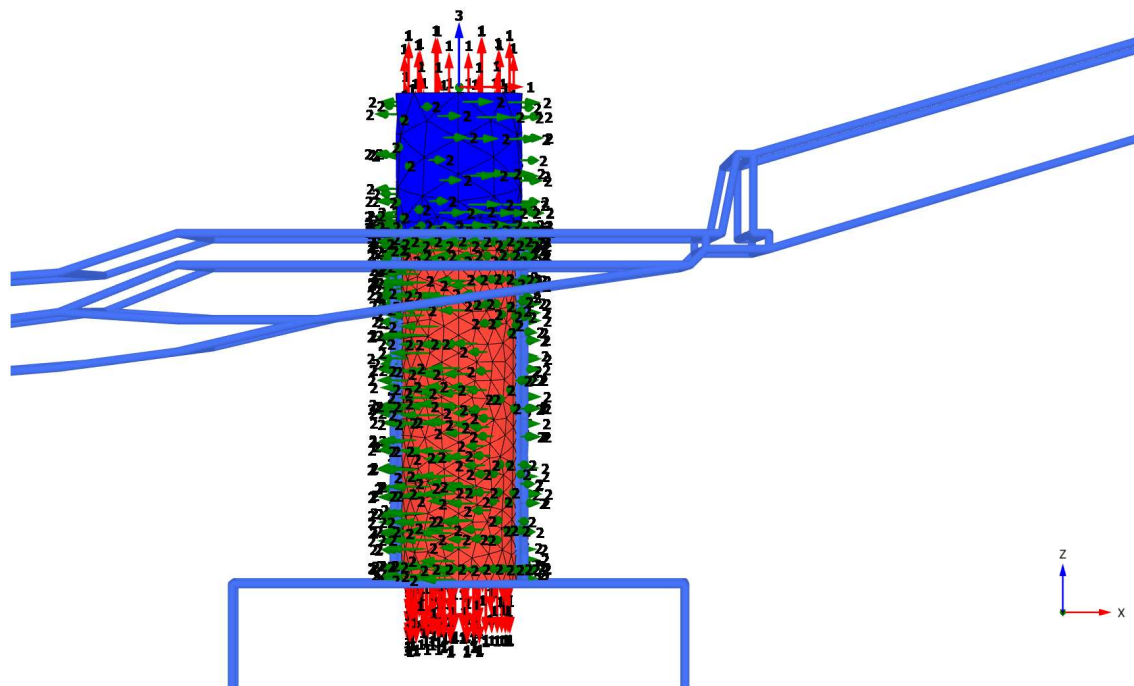


Figura 9.3: Convenzione di segno degli elementi plate costituenti la sovrastruttura (blu) e la struttura interrata (rossa) del pozzo di manovra

9.1.2.3 Spostamenti e tensioni agenti a tergo del pozzo in condizioni statiche

La seguente Figura 9.4 illustra, per una sezione verticale nel piano xz passante per il centro del pozzo, la distribuzione degli spostamenti orizzontali lungo x e dei cedimenti verticali lungo z , nella fase finale in cui il pozzo sostiene i carichi con il solo rivestimento definitivo, ed in testa si è proceduto alla realizzazione della sovrastruttura.

Come si può osservare, i maggiori gradienti di spostamento sono concentrati all'interno del pendio di monte, in analogia con i fenomeni di creep di cui si è parlato in precedenza.

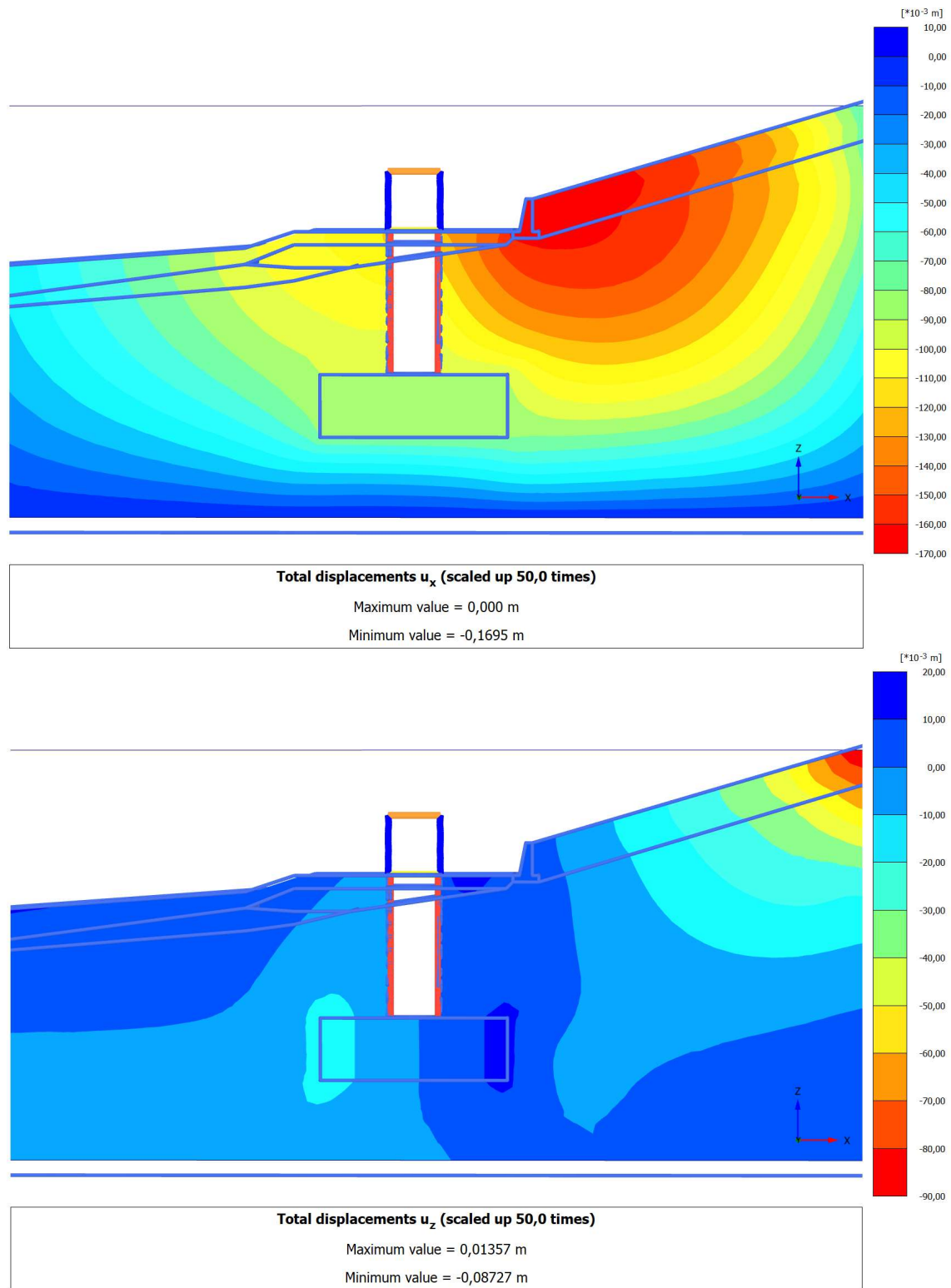


Figura 9.4: Spostamenti u_x e cedimenti u_z in una sezione verticale xz passante per il centro del pozzo, al termine della sequenza realizzativa

9.1.2.4 Distribuzione delle sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo nel lungo termine

Le seguenti figure illustrano la distribuzione delle diverse componenti di sollecitazione agenti nel rivestimento definitivo nel lungo termine, in presenza quindi della sovrastruttura ed in assenza del prerivestimento collaborante per la parte interrata.

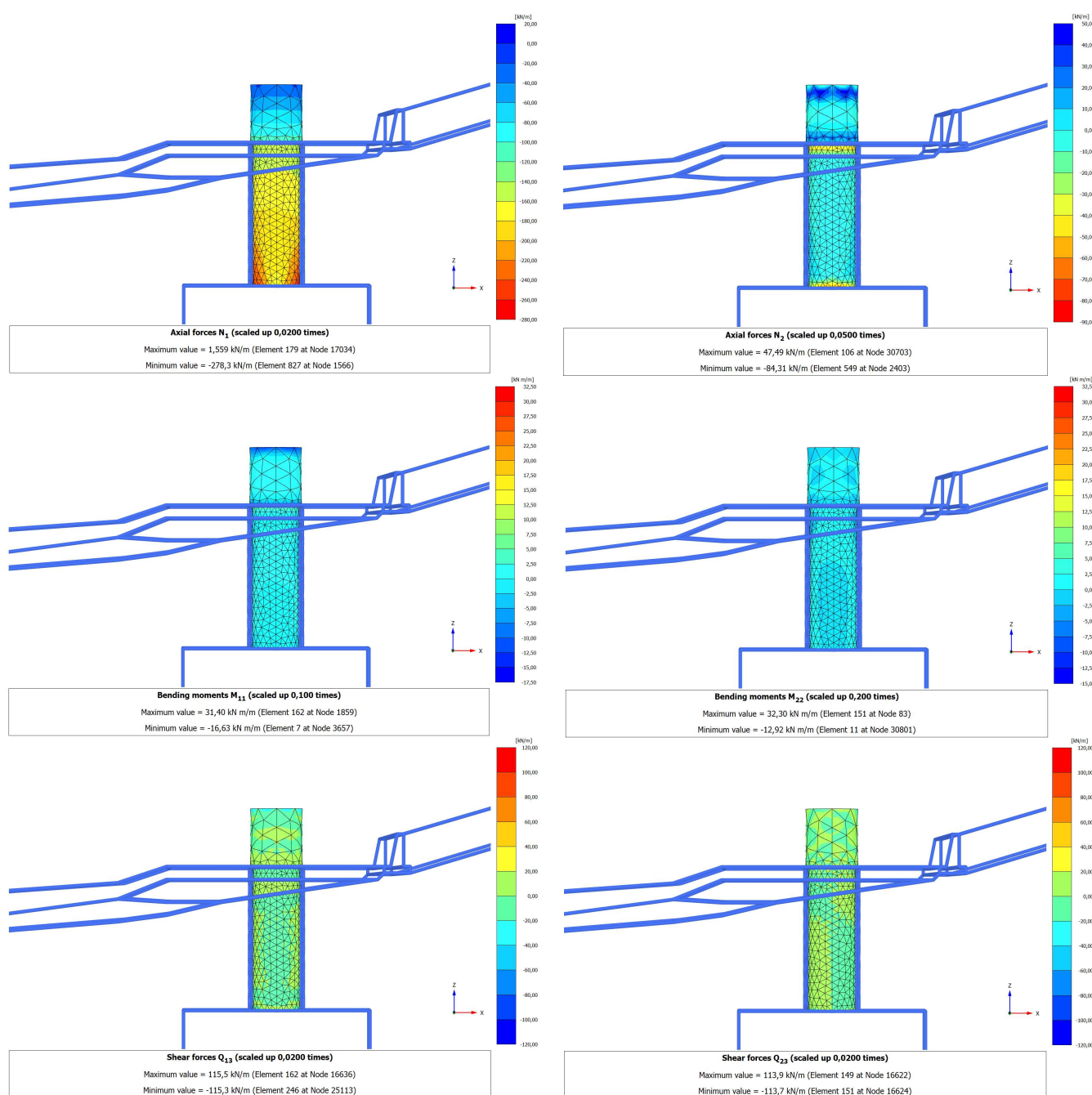


Figura 9.5: Sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in condizioni statiche – Sezione xz

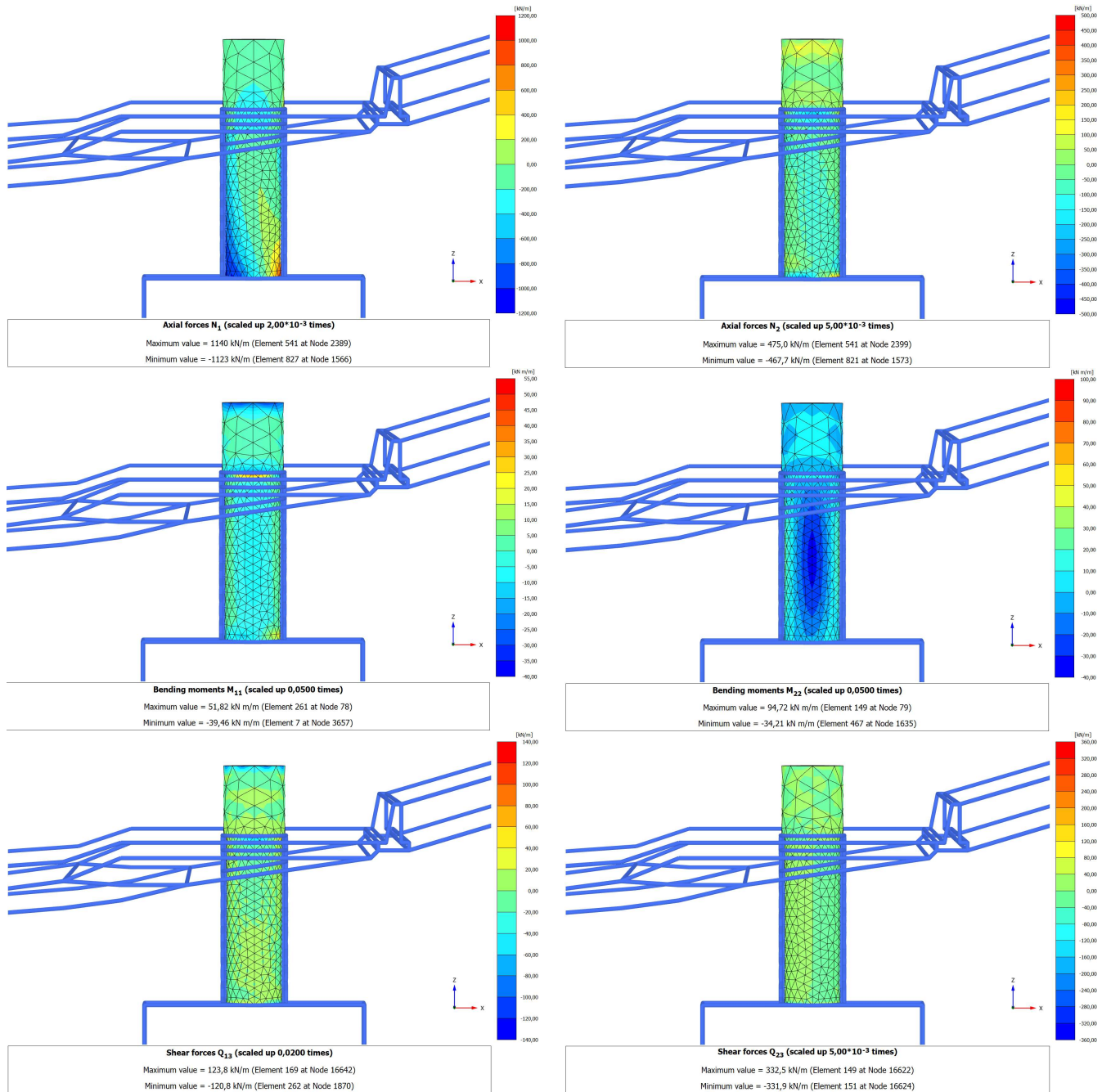


Figura 9.6: Sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in condizioni sismiche – SLV_01 – Sezione xz

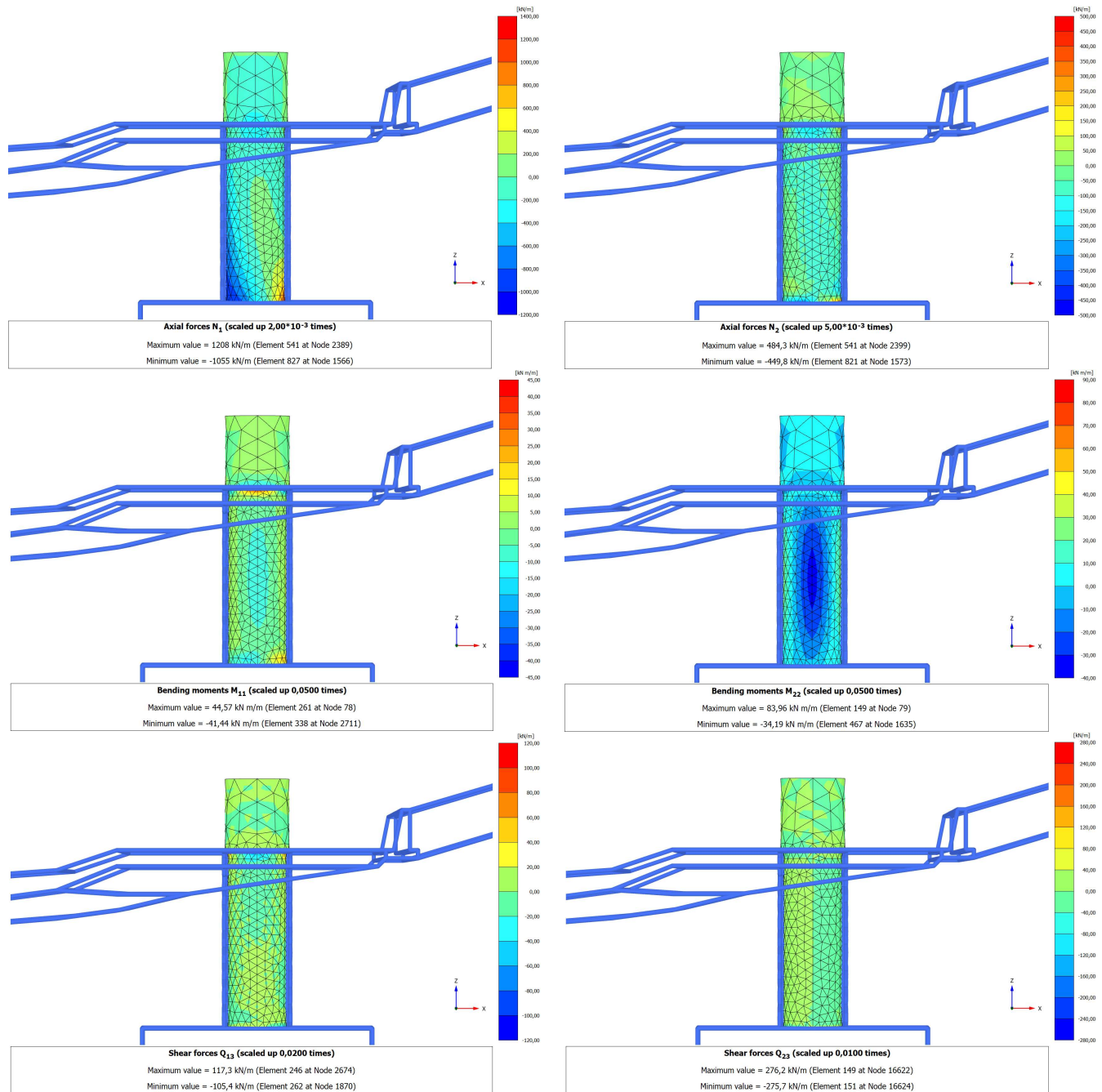




Figura 9.7: Sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo in condizioni sismiche – SLV_02 – Sezione xz

	<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>TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 56 di 91</p>

I risultati ottenuti, opportunamente mediati per evitare picchi di sollecitazioni poco realistici nei punti singolari, risultano quelli riportati nelle seguenti tabelle. Il pozzo è stato sezionato a diverse quote per poter cogliere i punti in cui si massimizzano le azioni interne (si veda Figura 9.8). Si evidenzia che tutti i valori di sollecitazione indicati in tabella sono **caratteristici**.

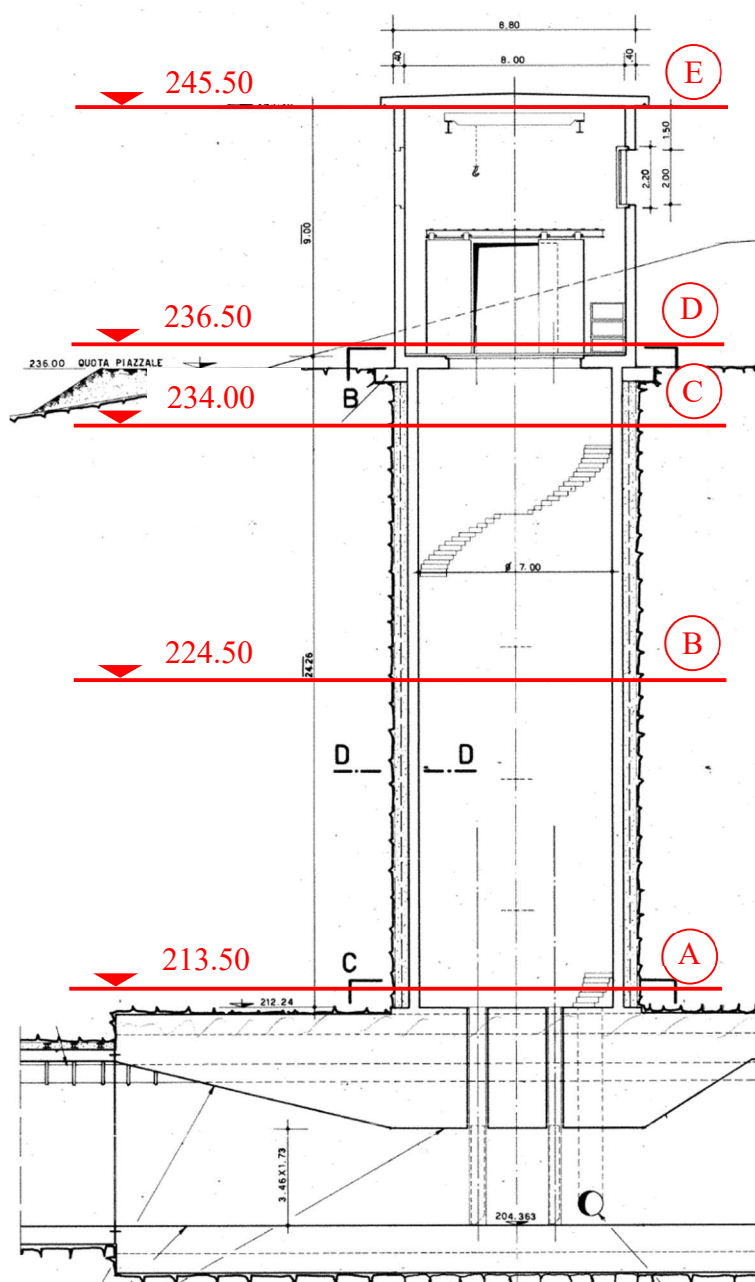


Figura 9.8: Sezioni di verifica del pozzo

Analisi statica (SLU)



		Sezione orizzontale (H)			Sezione verticale (V)		
		N1	M11	Q13	N2	M22	Q23
		[kN/m]	[kN m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN m/m]	[kN/m]
A	Q. 213.50 m s.l.m.	-160	-2	2	-19	-2	2
B	Q. 224.50 m s.l.m.	-178	0	0	1	0	0
C	Q. 234.00 m s.l.m.	-151	-1	1	-6	0	0
D	Q. 236.50 m s.l.m.	-107	-6	8	16	-1	1
E	Q. 245.50 m s.l.m.	-6	16	-40	15	15	28

Analisi sismica 1 (SLV_01)

		Sezione orizzontale (H)			Sezione verticale (V)		
		N1	M11	Q13	N2	M22	Q23
		[kN/m]	[kN m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN m/m]	[kN/m]
A	Q. 213.50 m s.l.m.	946	16	16	121	-8	16
B	Q. 224.50 m s.l.m.	56	-8	8	-5	-34	23
C	Q. 234.00 m s.l.m.	-31	-6	-6	-36	-12	9
D	Q. 236.50 m s.l.m.	110	-10	10	52	-3	5
E	Q. 245.50 m s.l.m.	33	-8	18	25	-4	10

Analisi sismica 2 (SLV_02)

		Sezione orizzontale (H)			Sezione verticale (V)		
		N1	M11	Q13	N2	M22	Q23
		[kN/m]	[kN m/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN m/m]	[kN/m]
A	Q. 213.50 m s.l.m.	883	16	16	112	-9	16
B	Q. 224.50 m s.l.m.	7	-7	8	-6	-34	23
C	Q. 234.00 m s.l.m.	-85	-6	-5	-47	-12	9
D	Q. 236.50 m s.l.m.	50	-14	17	65	-3	5
E	Q. 245.50 m s.l.m.	-10	37	-96	55	38	-69

	<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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 58 di 91</p>

9.2. Verifiche strutturali

Le verifiche globali della torre di manovra si effettuano sulle diverse sezioni che la compongono. Come mostrato nelle figure che seguono, il pozzo è armato in modo diverso a seconda della quota:

- Quota 212.00 – 236.00 m s.l.m. (sezioni A, B, C):
Anelli esterni/interni: 4Ø16/m
Verticali esterni/interni: 4Ø12/m
- Quota 236.00– 245.50 m s.l.m. (sezioni D, E):
Anelli esterni/interni: 4Ø12/m
Verticali esterni/interni: 3Ø16/m

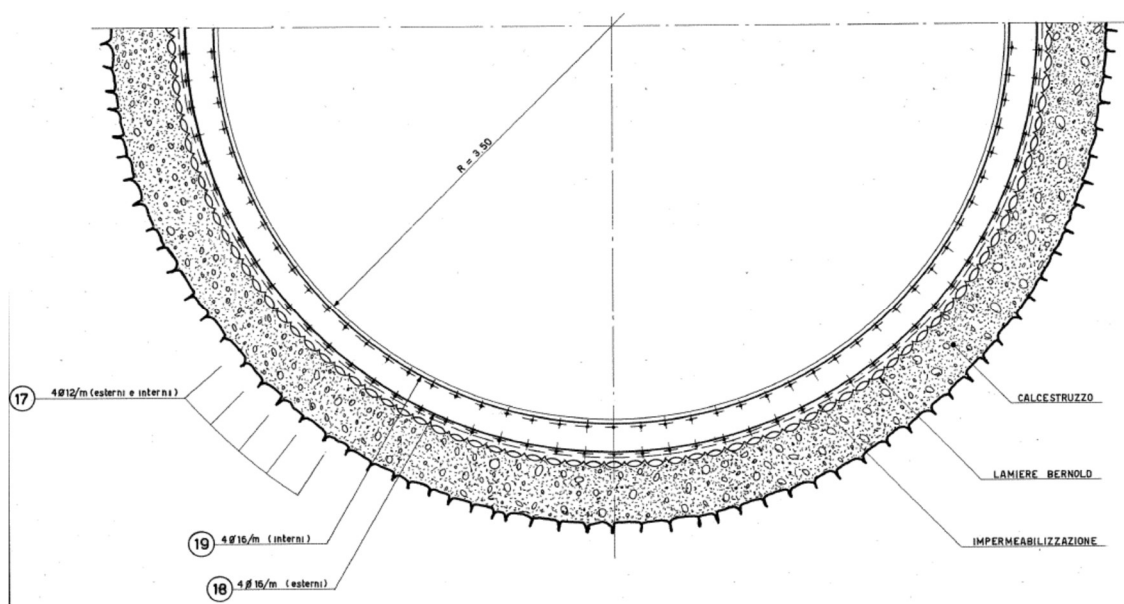




Figura 9.9: Pozzo di manovra – Sezione riportante le armature delle sezioni A, B, C

	<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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 59 di 91</p>

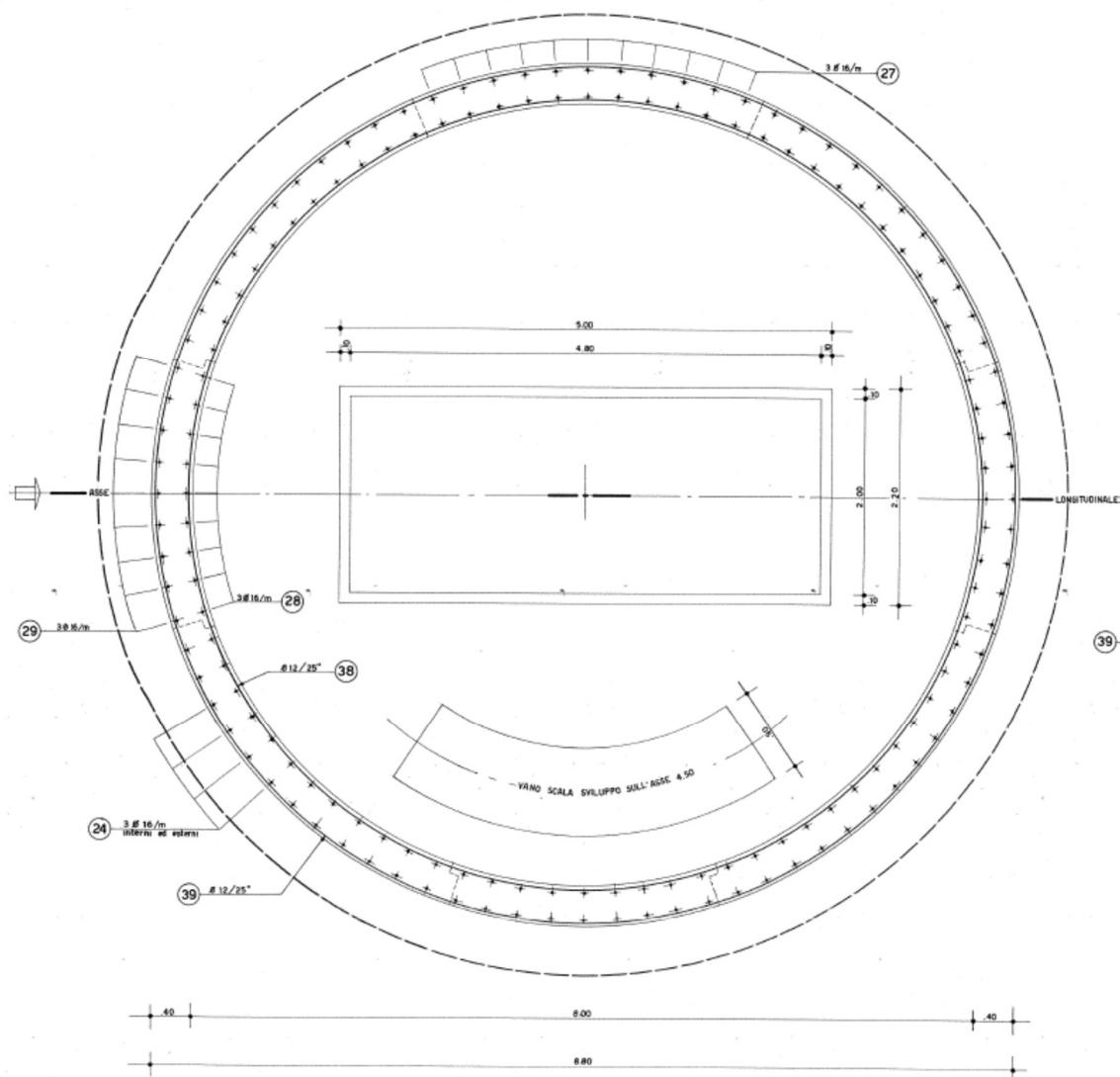


Figura 9.10: Pozzo di manovra – Sezione riportante le armature delle sezioni D, E

9.2.1. 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.

9.2.1.1 Verifiche a flessione

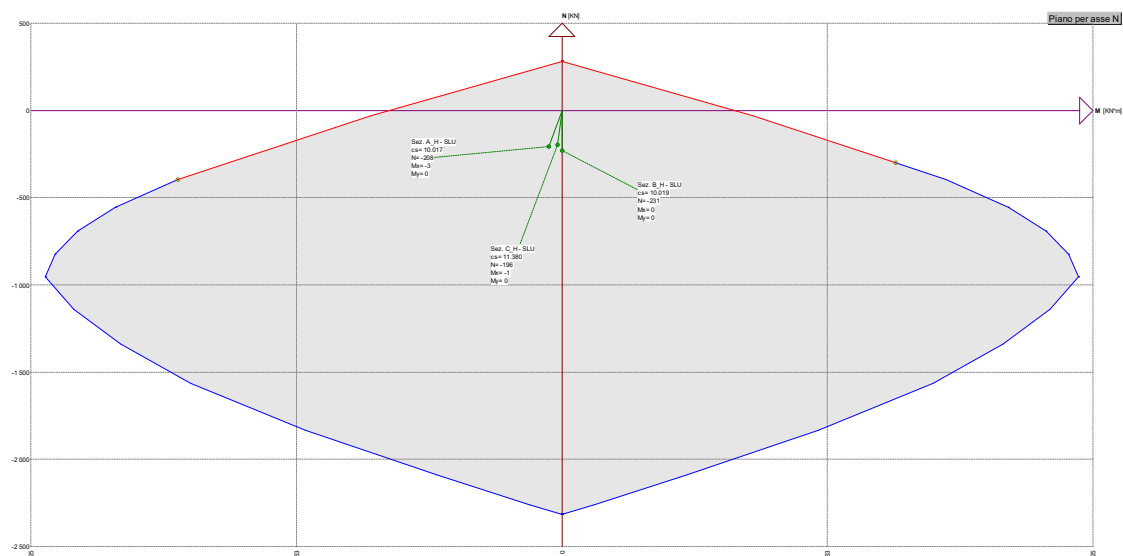
Le verifiche a flessione delle sezioni sono condotte con il software ENG-PRELIM di SigmaC Software. I diagrammi della legge costitutiva di acciaio e calcestruzzo considerati per le verifiche statiche sono quelli di Figura 8.1 e Figura 8.2 al § 8.1. Di seguito sono riportati i risultati delle verifiche a flessione effettuate.

9.2.1.1.1 Sezioni A, B, C orizzontali (H)

Le sezioni in oggetto, 100×35 cm, sono armate con $4\phi 12$ ad entrambi i lembi. Nel seguito vengono riportate le sollecitazioni resistenti della sezione, le sollecitazioni agenti con il relativo fattore di sicurezza ed il diagramma M-N.

Sollecitazioni resistenti			
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima	
N	-2314	282	kN
M_x	-40	40	kNm
M_y	-119	119	kNm

Sollecitazioni agenti			
Sezione	N [kN]	M [kNm]	CS [-]
A	-208	-3	10.02
B	-231	0	10.02
C	-196	-1	11.38

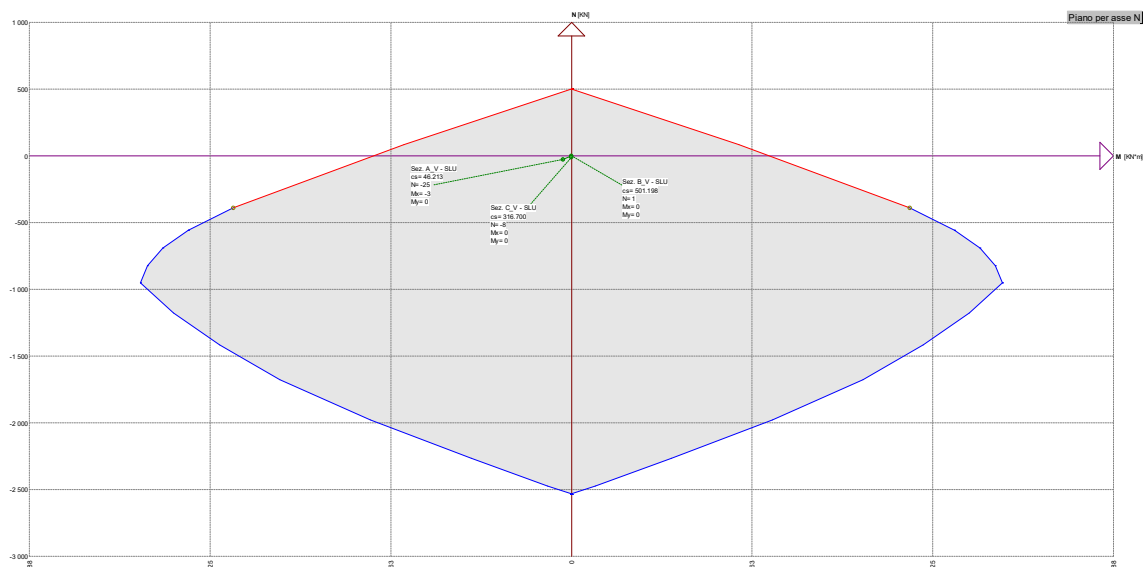


9.2.1.1.2 Sezioni A, B, C verticali (V)

Le sezioni in oggetto, 100×35 cm, sono armate con $4\phi 16$ ad entrambi i lembi. Nel seguito vengono riportate le sollecitazioni resistenti della sezione, le sollecitazioni agenti con il relativo fattore di sicurezza ed il diagramma M-N.

Sollecitazioni resistenti			
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima	
N	-2534	501	kN
M _x	-68	68	kNm
M _y	-199	199	kNm

Sollecitazioni agenti			
Sezione	N [kN]	M [kNm]	CS [-]
A	-25	-3	46.21
B	1	0	501.20
C	-8	0	316.70

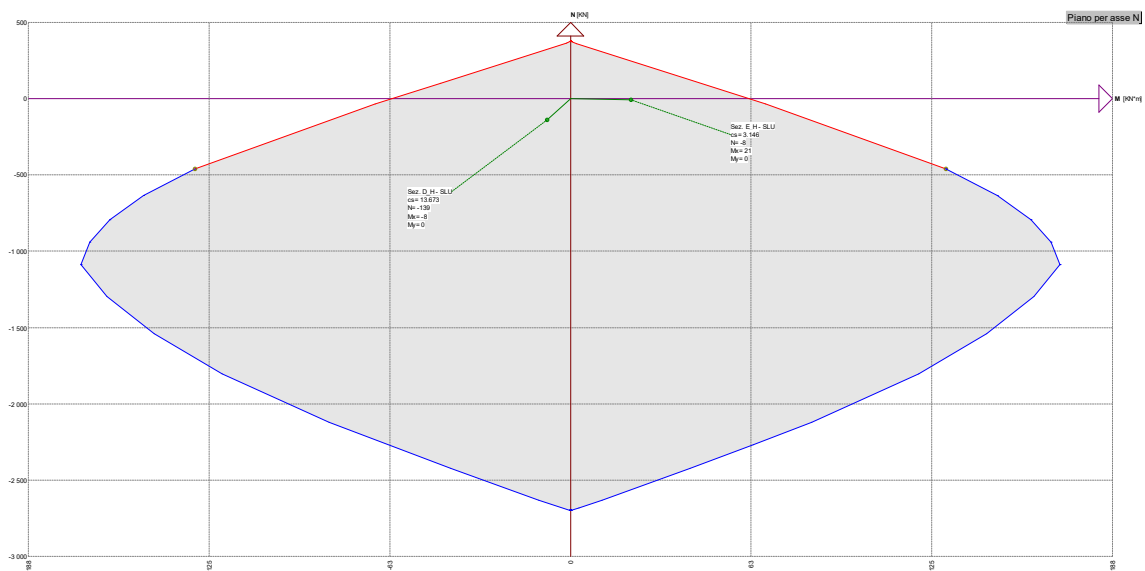


9.2.1.1.3 Sezioni D, E orizzontali (H)

Le sezioni in oggetto, 100×40 cm, sono armate con $3\varnothing 16$ ad entrambi i lembi. Nel seguito vengono riportate le sollecitazioni resistenti della sezione, le sollecitazioni agenti con il relativo fattore di sicurezza ed il diagramma M-N.

Sollecitazioni resistenti			
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima	
N	-2699	376	kN
M _x	-62	62	kNm
M _y	-151	151	kNm

Sollecitazioni agenti			
Sezione	N [kN]	M [kNm]	CS [-]
D	-139	-8	13.67
E	-8	21	3.14

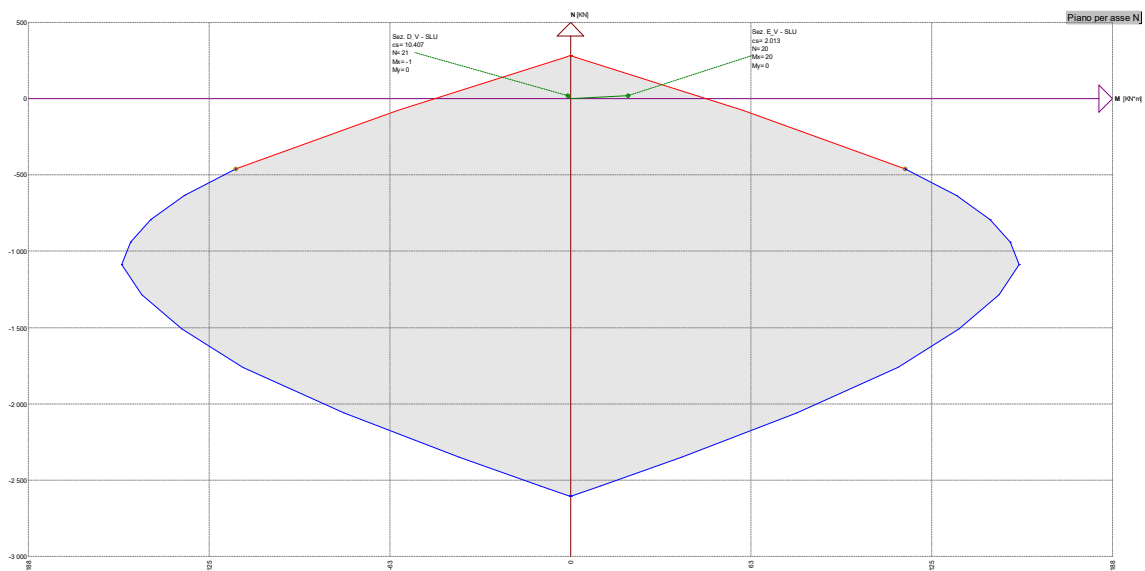




9.2.1.1.4 Sezioni D, E verticali (V)

Le sezioni in oggetto, 100×40 cm, sono armate con $4\phi 12$ ad entrambi i lembi. Nel seguito vengono riportate le sollecitazioni resistenti della sezione, le sollecitazioni agenti con il relativo fattore di sicurezza ed il diagramma M-N.

Sollecitazioni resistenti			
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima	
N	-2605	282	kN
M _x	-47	47	kNm
M _y	-121	121	kNm

Sollecitazioni agenti			
Sezione	N [kN]	M [kNm]	CS [-]
D	21	-1	10.41
E	20	20	2.01



	<p style="text-align: center;">Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità Dipartimento Regionale Dell'Acqua e dei Rifiuti</p> <p style="text-align: center;">DIGA GIBBESI</p> <p style="text-align: center;">RIVALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE OPERE ACCESSORIE TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-214-00</p>	<p style="text-align: center;">RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 64 di 91</p>

9.2.1.2 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:

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

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.

9.2.1.2.1 Sezioni A, B, C orizzontali (H)

Sollecitazioni agenti e resistenti				
Sezione	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	CS [-]
A	0	3	144	44.67
B	0	0	147	-
C	0	1	142	133.00

9.2.1.2.2 Sezioni A, B, C verticali (V)



Sollecitazioni agenti e resistenti				
Sezione	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	CS [-]
A	0	3	120	37.00
B	1	0	117	-
C	0	0	118	-

9.2.1.2.3 Sezioni D, E orizzontali (H)

Sollecitazioni agenti e resistenti				
Sezione	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	CS [-]
D	0	10	148	13.70
E	0	52	131	2.31

9.2.1.2.4 Sezioni D, E verticali (V)

Sollecitazioni agenti e resistenti				
Sezione	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	CS [-]
D	21	1	130	119.00
E	20	36	130	3.31

	<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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 67 di 91</p>

9.2.2. 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.

9.2.2.1 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”.

9.2.2.1.1 *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:

- $f_{yd} = 311.594 \text{ MPa}$ = resistenza di progetto dell'acciaio;
- $E = 200\,000 \text{ MPa}$ = modulo elastico dell'acciaio.

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

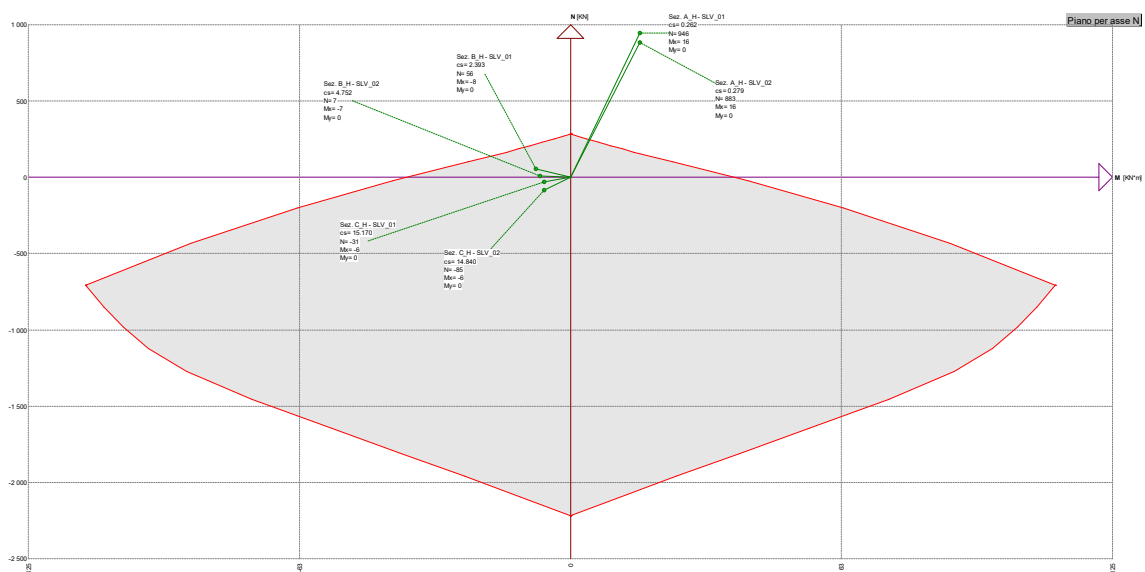
In pratica, queste verifiche non tengono conto del ramo plastico dell'acciaio poiché esso deve rimanere in campo “sostanzialmente elastico”.

Sezioni A, B, C orizzontali (H)

Le sezioni in oggetto, 100×35 cm, sono armate con $4\phi 12$ ad entrambi i lembi. Nel seguito vengono riportate le sollecitazioni resistenti della sezione, le sollecitazioni agenti con il relativo fattore di sicurezza ed il diagramma M-N.

Sollecitazioni resistenti				
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima		
N	-2216	282	kN	
M _x	-38	38	kNm	
M _y	-84	84	kNm	

Sollecitazioni agenti				
Combinazione	Sezione	N [kN]	M [kNm]	CS [-]
SLV_01	A	946	16	0.26
	B	56	-8	2.39
	C	-31	-6	15.17
SLV_02	A	883	16	0.28
	B	7	-7	4.75
	C	-85	-6	14.84

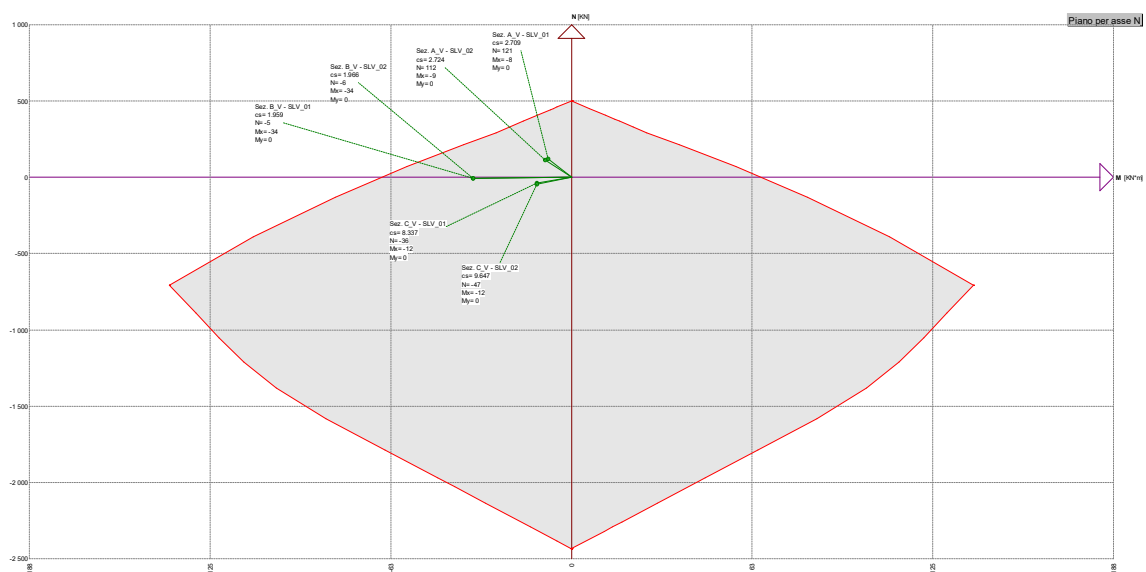


Sezioni A, B, C verticali (V)

Le sezioni in oggetto, 100×35 cm, sono armate con $4\phi 16$ ad entrambi i lembi. Nel seguito vengono riportate le sollecitazioni resistenti della sezione, le sollecitazioni agenti con il relativo fattore di sicurezza ed il diagramma M-N.

Sollecitazioni resistenti				
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima		
N	-2435	501	kN	
M _x	-65	65	kNm	
M _y	-140	140	kNm	

Sollecitazioni agenti				
Combinazione	Sezione	N [kN]	M [kNm]	CS [-]
SLV_01	A	121	-8	2.71
	B	-5	-34	1.96
	C	-36	-12	8.34
SLV_02	A	112	-9	2.72
	B	-6	-34	1.96
	C	-47	-12	9.65

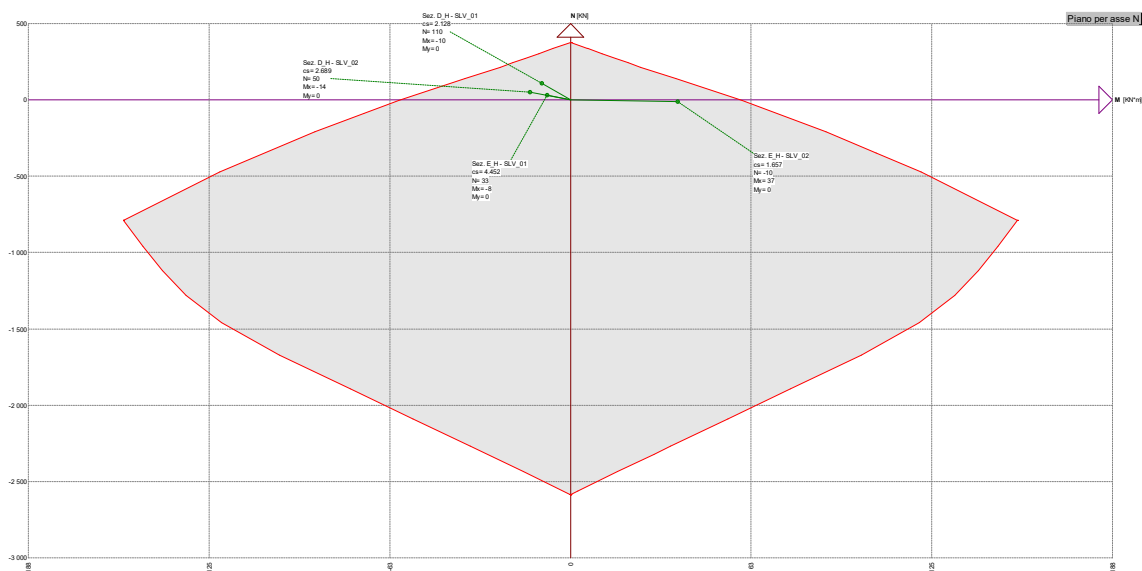


Sezioni D, E orizzontali (H)

Le sezioni in oggetto, 100×40 cm, sono armate con $3\varnothing 16$ ad entrambi i lembi. Nel seguito vengono riportate le sollecitazioni resistenti della sezione, le sollecitazioni agenti con il relativo fattore di sicurezza ed il diagramma M-N.

Sollecitazioni resistenti				
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima		
N	-2586	376	kN	
M_x	-59	59	kNm	
M_y	-115	115	kNm	

Sollecitazioni agenti				
Combinazione	Sezione	N [kN]	M [kNm]	CS [-]
SLV_01	D	110	-10	2.13
	E	33	-8	4.45
SLV_02	D	50	-14	2.69
	E	-10	37	1.66

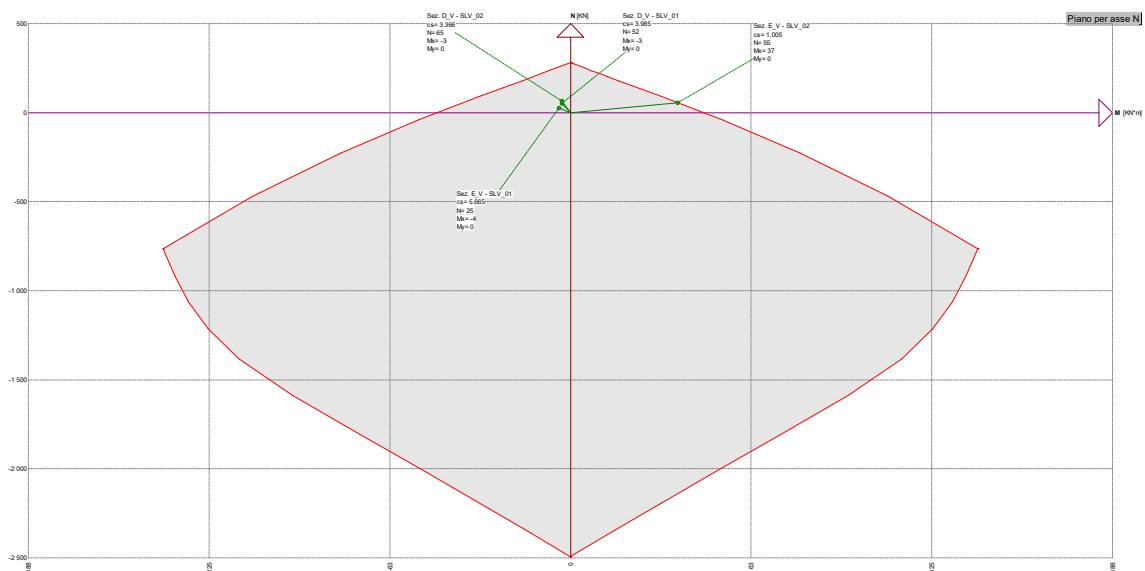


Sezioni D, E verticali (V)

Le sezioni in oggetto, 100×40 cm, sono armate con $4\phi 12$ ad entrambi i lembi. Nel seguito vengono riportate le sollecitazioni resistenti della sezione, le sollecitazioni agenti con il relativo fattore di sicurezza ed il diagramma M-N.

Sollecitazioni resistenti			
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima	
N	-2492	282	kN
M _x	-46	46	kNm
M _y	-85	85	kNm

Sollecitazioni agenti				
Combinazione	Sezione	N [kN]	M [kNm]	CS [-]
SLV_01	D	52	-3	3.98
	E	25	-4	5.66
SLV_02	D	65	-3	3.37
	E	55	37	1.00



9.2.2.1.2 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.

Sezioni A, B, C orizzontali (H)



Sollecitazioni agenti e resistenti					
Combinazione	Sezione	N [kN]	V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	CS [-]
SLV_01	A	946	16	107	6.69
	B	56	8	107	13.38
	C	0	6	111	18.50
SLV_02	A	883	16	107	6.69
	B	7	8	107	13.38
	C	0	5	118	23.60

Sezioni A, B, C verticali (V)

Sollecitazioni agenti e resistenti					
Combinazione	Sezione	N [kN]	V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	CS [-]
SLV_01	A	121	8	115	14.38
	B	-5	34	108	3.18
	C	0	12	112	9.33
SLV_02	A	112	16	115	7.19
	B	0	23	108	4.70
	C	0	9	113	12.56

Sezioni D, E orizzontali (H)

Sollecitazioni agenti e resistenti					
Combinazione	Sezione	N [kN]	V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	CS [-]
SLV_01	D	110	10	119	11.90
	E	33	18	119	6.61
SLV_02	D	50	17	119	7.00
	E	0	96	120	1.25

	<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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 73 di 91</p>

Sezioni D, E verticali (V)

Sollecitazioni agenti e resistenti					
Combinazione	Sezione	N [kN]	V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	CS [-]
SLV_01	D	52	3	121	40.33
	E	25	4	121	30.25
SLV_02	D	65	5	121	24.20
	E	55	69	121	1.75

9.2.2.2 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).

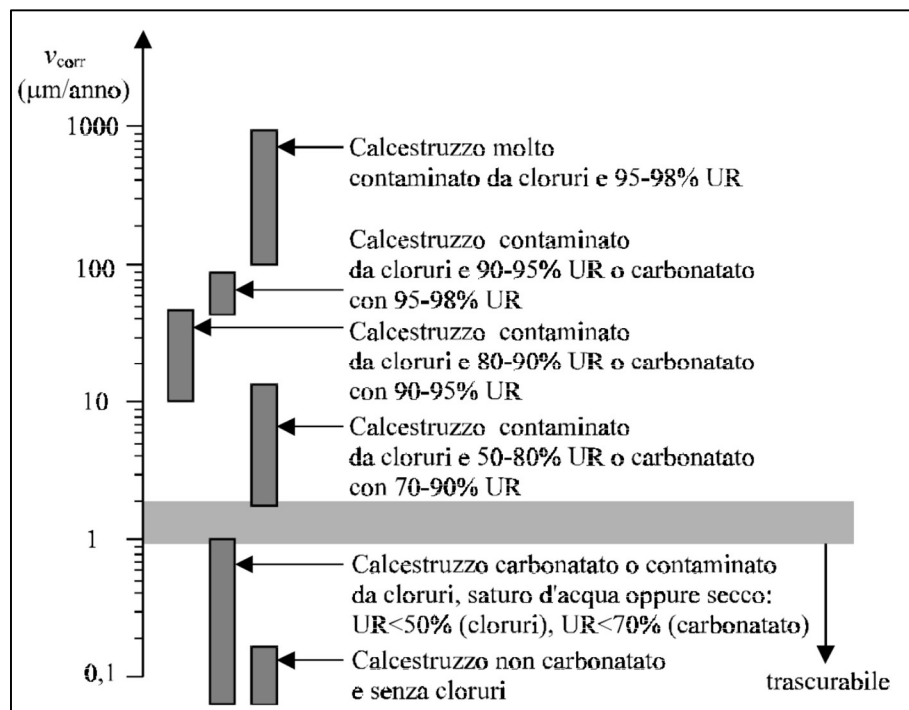


Figura 9.11: Indicazioni approssimate della velocità di corrosione al variare delle condizioni ambientali e del tipo di calcestruzzo secondo Pedferri

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

9.2.2.2.1 Verifiche a flessione

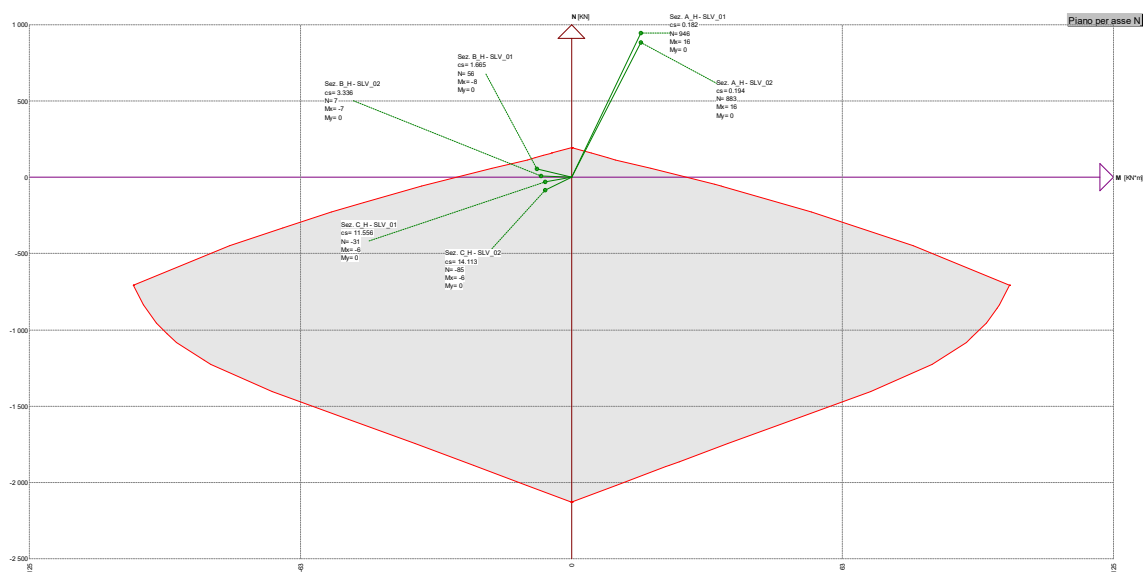
Le verifiche a flessione delle sezioni a lungo termine sono condotte nelle stesse modalità di quelle a breve termine, con la differenza che si impone una riduzione di 2 mm al diametro di ogni barra d'armatura contenuta in ogni sezione.

Sezioni A, B, C orizzontali (H)

Le sezioni in oggetto, 100×35 cm, sono armate con $4\phi 10$ ad entrambi i lembi. Nel seguito vengono riportate le sollecitazioni resistenti della sezione, le sollecitazioni agenti con il relativo fattore di sicurezza ed il diagramma M-N.

Sollecitazioni resistenti				
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima		
N	-2130	196	kN	
M_x	-27	27	kNm	
M_y	-60	60	kNm	

Sollecitazioni agenti				
Combinazione	Sezione	N [kN]	M [kNm]	CS [-]
SLV_01	A	946	16	0.18
	B	56	-8	1.66
	C	-31	-6	11.55
SLV_02	A	883	16	0.19
	B	7	-7	3.33
	C	-85	-6	14.11

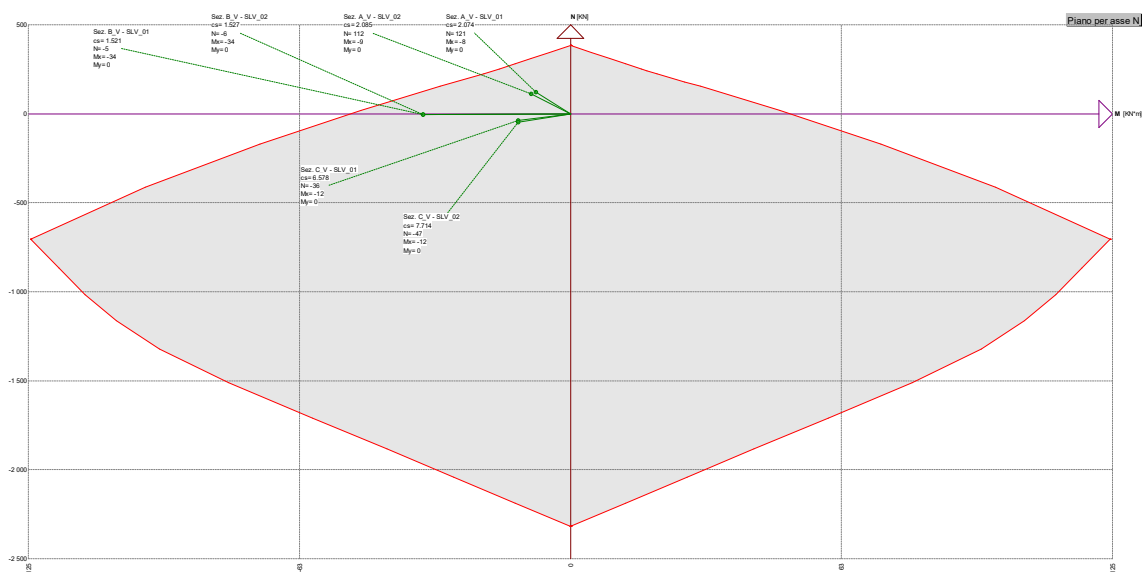


Sezioni A, B, C verticali (V)

Le sezioni in oggetto, 100×35 cm, sono armate con $4\phi 14$ ad entrambi i lembi. Nel seguito vengono riportate le sollecitazioni resistenti della sezione, le sollecitazioni agenti con il relativo fattore di sicurezza ed il diagramma M-N.

Sollecitazioni resistenti				
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima		
N	-2318	384	kN	
M _x	-51	51	kNm	
M _y	-110	110	kNm	

Sollecitazioni agenti				
Combinazione	Sezione	N [kN]	M [kNm]	CS [-]
SLV_01	A	121	-8	2.07
	B	-5	-34	1.52
	C	-36	-12	6.58
SLV_02	A	112	-9	2.08
	B	-6	-34	1.53
	C	-47	-12	7.71

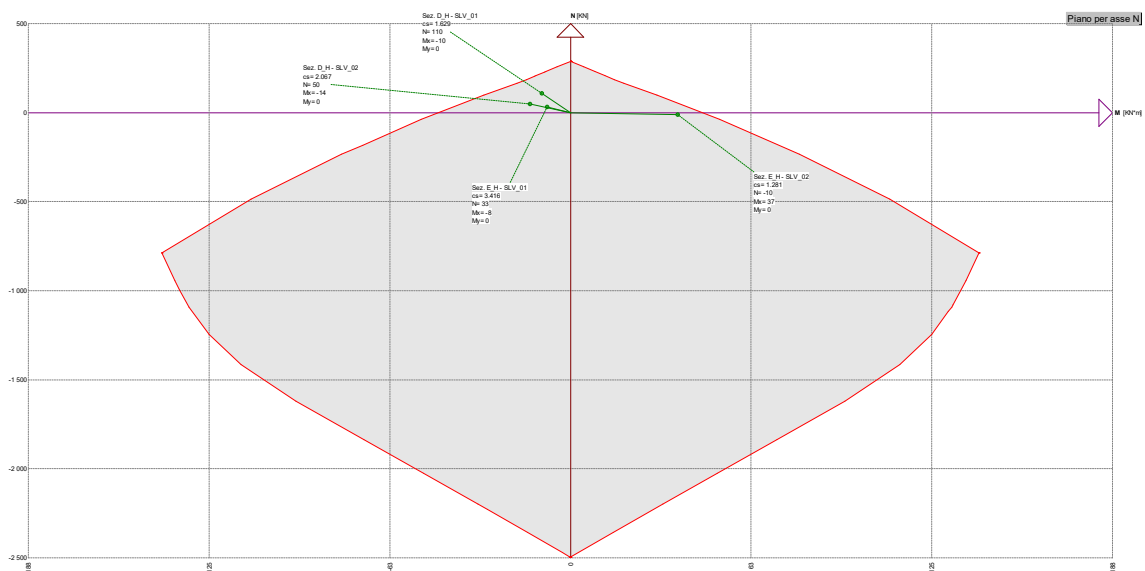


Sezioni D, E orizzontali (H)

Le sezioni in oggetto, 100×40 cm, sono armate con $3\varnothing 14$ ad entrambi i lembi. Nel seguito vengono riportate le sollecitazioni resistenti della sezione, le sollecitazioni agenti con il relativo fattore di sicurezza ed il diagramma M-N.

Sollecitazioni resistenti				
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima		
N	-2498	288	kN	
M _x	-45	45	kNm	
M _y	-90	90	kNm	

Sollecitazioni agenti				
Combinazione	Sezione	N [kN]	M [kNm]	CS [-]
SLV_01	D	110	-10	1.63
	E	33	-8	3.42
SLV_02	D	50	-14	2.07
	E	-10	37	1.28

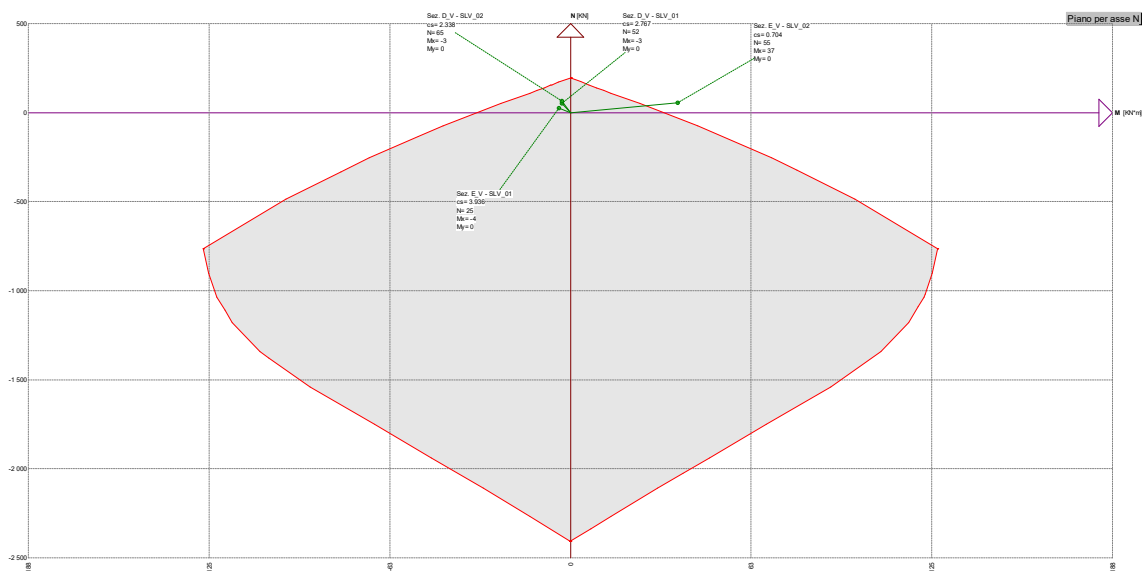


Sezioni D, E verticali (V)

Le sezioni in oggetto, 100×40 cm, sono armate con $4\phi 10$ ad entrambi i lembi. Nel seguito vengono riportate le sollecitazioni resistenti della sezione, le sollecitazioni agenti con il relativo fattore di sicurezza ed il diagramma M-N.

Sollecitazioni resistenti				
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima		
N	-2406	196	kN	
M _x	-32	32	kNm	
M _y	-60	60	kNm	

Sollecitazioni agenti				
Combinazione	Sezione	N [kN]	M [kNm]	CS [-]
SLV_01	D	52	-3	2.77
	E	25	-4	3.94
SLV_02	D	65	-3	2.34
	E	55	37	0.70



9.2.2.2.2 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.

Sezioni A, B, C orizzontali (H)

Sollecitazioni agenti e resistenti					
Combinazione	Sezione	N [kN]	V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	CS [-]
SLV_01	A	946	16	107	6.69
	B	56	8	107	13.38
	C	0	6	111	18.50
SLV_02	A	883	16	107	6.69
	B	7	8	107	13.38
	C	0	5	118	23.60

Sezioni A, B, C verticali (V)

Sollecitazioni agenti e resistenti					
Combinazione	Sezione	N [kN]	V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	CS [-]
SLV_01	A	121	8	107	13.37
	B	-5	34	108	3.18
	C	0	12	112	9.33
SLV_02	A	112	16	107	6.69
	B	0	23	108	4.70
	C	0	9	113	12.56

Sezioni D, E orizzontali (H)

Sollecitazioni agenti e resistenti					
Combinazione	Sezione	N [kN]	V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	CS [-]
SLV_01	D	110	10	119	11.90
	E	33	18	119	6.61
SLV_02	D	50	17	119	7.00
	E	0	96	120	1.25

Sezioni D, E verticali (V)

Sollecitazioni agenti e resistenti					
Combinazione	Sezione	N [kN]	V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	CS [-]
SLV_01	D	52	3	121	40.33
	E	25	4	121	30.25
SLV_02	D	65	5	121	24.20
	E	55	69	121	1.75



9.2.3. Conclusioni

Nel seguito vengono riassunti delle verifiche, statiche (SLU) e sismiche (SLV), effettuate sulla torre 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)**:

- a breve termine la struttura risulta adeguata sia dal punto di vista flessionale che a taglio per tutte le sezioni meno che quella chiamata “A” (orizzontale), ovvero alla base del pozzo.
- a lungo termine la struttura si comporta come a breve termine, con la differenza che anche la verifica a flessione della sezione “E” (verticale) 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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>II122F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 81 di 91</p>

10. ANALISI DELLA COPERTURA DELLA TORRE

10.1. Geometria del manufatto

Per analizzare il comportamento della copertura della torre si considera, come schema statico, un'asta in semplice appoggio di lunghezza 8.40 m, ovvero il diametro della linea media del muro circolare della torre. La sezione di tale elemento è quella descritta alla seguente figura.

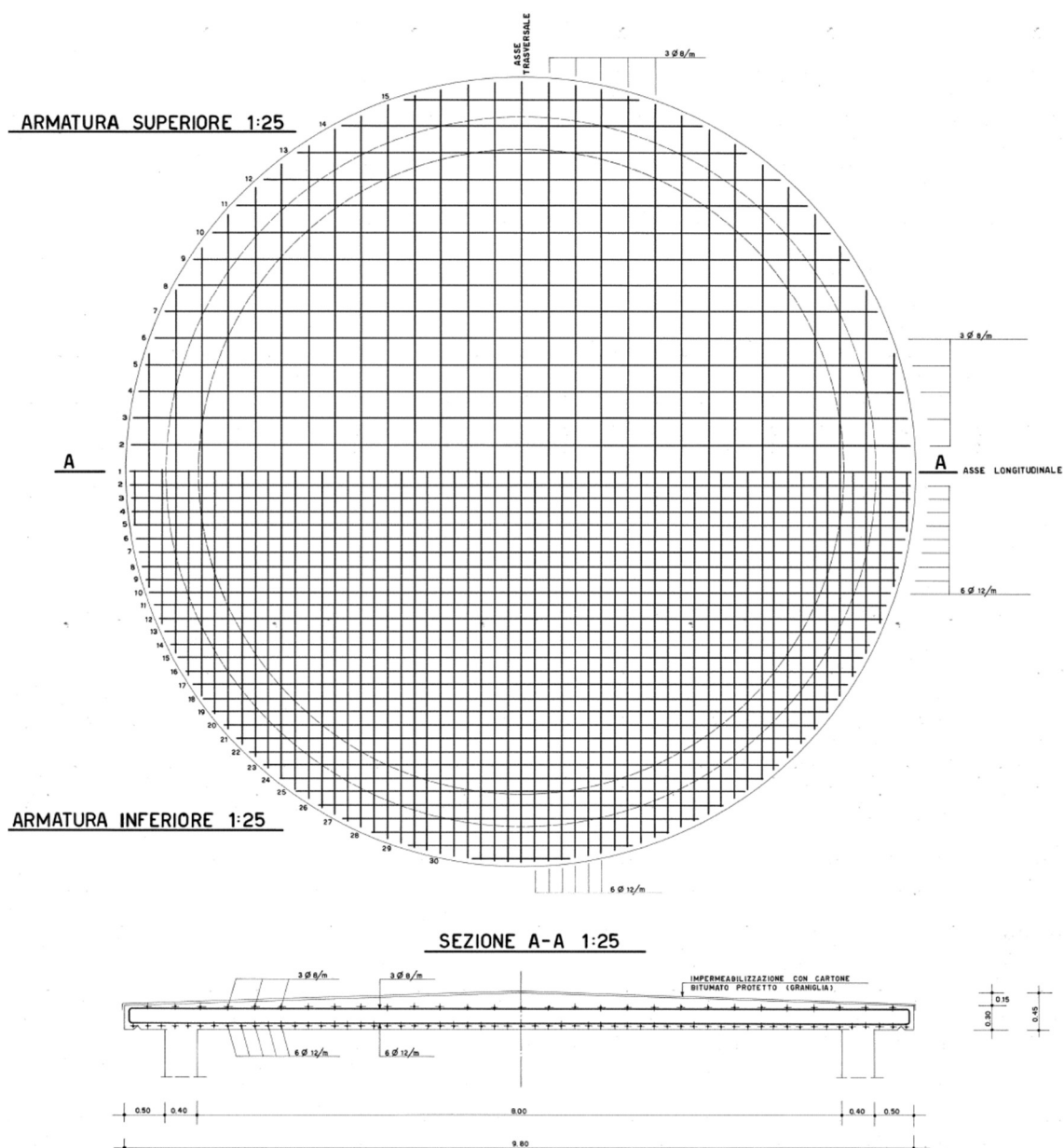




Figura 10.1: Viste in pianta e sezione della copertura della torre

	<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">TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p align="center">II122F A-SIS-RT-214-00</p>	<p align="center">RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p align="center">Pag. 82 di 91</p>

10.2. Analisi strutturale

Per l'analisi strutturale della copertura del torrino si considera una sezione media lunga 1 m e di altezza 0.38 m armata con 6Ø12 all'intradosso e 3Ø8 all'estradosso.

La struttura ha un peso proprio pari a:

$$p_p = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0.38 \text{ m} = 9.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

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

$$M_{p_p} = \frac{p_p \cdot L^2}{8} = \frac{9.50 \cdot 8.40^2}{8} = 83.79 \text{ kNm}$$

E provoca una reazione agli appoggi pari a:

$$V_{p_p} = \frac{p_p \cdot L}{2} = \frac{9.50 \cdot 8.40}{2} = 39.90 \text{ kN}$$

La copertura è caricata col 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:

$$M_{p_{neve}} = \frac{p_{neve} \cdot L^2}{8} = \frac{0.50 \cdot 8.40^2}{8} = 4.41 \text{ kNm}$$

E provoca una reazione agli appoggi pari a:

$$V_{p_{neve}} = \frac{p_{neve} \cdot L}{2} = \frac{0.50 \cdot 8.40}{2} = 2.10 \text{ kN}$$

Inoltre, alla copertura si applica il carico di Categoria H (Copertura accessibile per sola manutenzione):



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

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

$$M_{Cat.H} = \frac{p_{Cat.H} \cdot L^2}{8} = \frac{0.50 \cdot 8.40^2}{8} = 4.41 \text{ kNm}$$

E provoca una reazione agli appoggi pari a:

$$V_{Cat.H} = \frac{p_{Cat.H} \cdot L}{2} = \frac{0.50 \cdot 8.40}{2} = 2.10 \text{ kN}$$

	<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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 83 di 91</p>

Per quanto concerne l'analisi sismica della struttura, si ricorre all'applicazione di una forza pseudo-statica equivalente pari a:

$$f_H = p_p \cdot S_{d,v}(T_B) = 9.50 \cdot 0.048 = 0.456 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

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

$$M_{f_H} = \frac{f_H \cdot L^2}{8} = \frac{0.456 \cdot 8.40^2}{8} = 4.02 \text{ kNm}$$

E provoca una reazione agli appoggi pari a:

$$V_{f_H} = \frac{f_H \cdot L}{2} = \frac{0.456 \cdot 8.40}{2} = 1.92 \text{ kN}$$

10.2.1. Combinazione statica (SLU)

Per l'analisi statica (SLU) della struttura si considerano come azioni agenti il peso proprio, moltiplicato per il coefficiente $\gamma_G = 1.3$, il carico da neve, moltiplicato per i coefficienti $\gamma_Q = 1.5$ e $\psi_0 = 0.5$, e il carico da neve, moltiplicato per il coefficiente $\gamma_Q = 1.5$.

Il momento totale agente in mezzzeria è pari a:

$$\begin{aligned} M_{SLU} &= \gamma_G \cdot M_{p_p} + \gamma_Q \cdot M_{Cat.H} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot M_{p_{neve}} \\ &= 1.3 \cdot 83.79 + 1.5 \cdot 4.41 + 1.5 \cdot 0.5 \cdot 4.41 \\ &= 118.85 \approx 119 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Il taglio massimo, agli appoggi, è pari a:

$$\begin{aligned} V_{SLU} &= \gamma_G \cdot V_{p_p} + \gamma_Q \cdot V_{Cat.H} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot V_{p_{neve}} \\ &= 1.3 \cdot 39.90 + 1.5 \cdot 2.10 + 1.5 \cdot 0.5 \cdot 2.10 \\ &= 56.60 \approx 57 \text{ kN} \end{aligned}$$

10.2.2. 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).

Il momento totale agente in mezzzeria è pari a:

$$M_{SLV} = M_{p_p} + M_{f_H} = 83.79 + 4.02 = 87.81 \approx 88 \text{ kNm}$$

Il taglio massimo, agli appoggi, è pari a:

$$V_{SLV} = V_{p_p} + V_{f_H} = 39.90 + 1.92 = 41.82 \approx 42 \text{ kN}$$

Per chiarezza, si riportano i valori appena calcolati in tabella:

		STATICA				SISMICA	
Carico	Valore [kN/m]	$p \cdot \gamma$ [kN/m]	$p \cdot \gamma \cdot \psi_0$ [kN/m]	M_{SLU} [kNm]	V_{SLU} [kN]	M_{SLV} [kNm]	V_{SLV} [kN]
p_p	9.50	12.35	12.35	108.93	51.87	83.79	39.90
p_{neve}	0.50	0.75	0.38	3.31	1.58	-	-
$p_{cat.H}$	0.50	0.75	0.75	6.62	3.15	-	-
f_H	0.46	-	-	-	-	4.02	1.92
TOTALE				118.85	56.60	87.81	41.82

Considerando che la copertura della torre è formata da una piastra circolare armata allo stesso modo in entrambe le direzioni ortogonali le verifiche della sezione della copertura vengono effettuate applicando metà del carico ad ogni direzione (x e y) di verifica.

10.3. Verifiche strutturali

Le verifiche della copertura della torre si effettuano sulla sezione tipo considerata, a favore di sicurezza, con base $b = 100$ cm e altezza $h = 35$ cm armata con 6Ø12 all'intradosso e 3Ø8 all'estradosso.

10.3.1. Verifiche statiche (SLU)

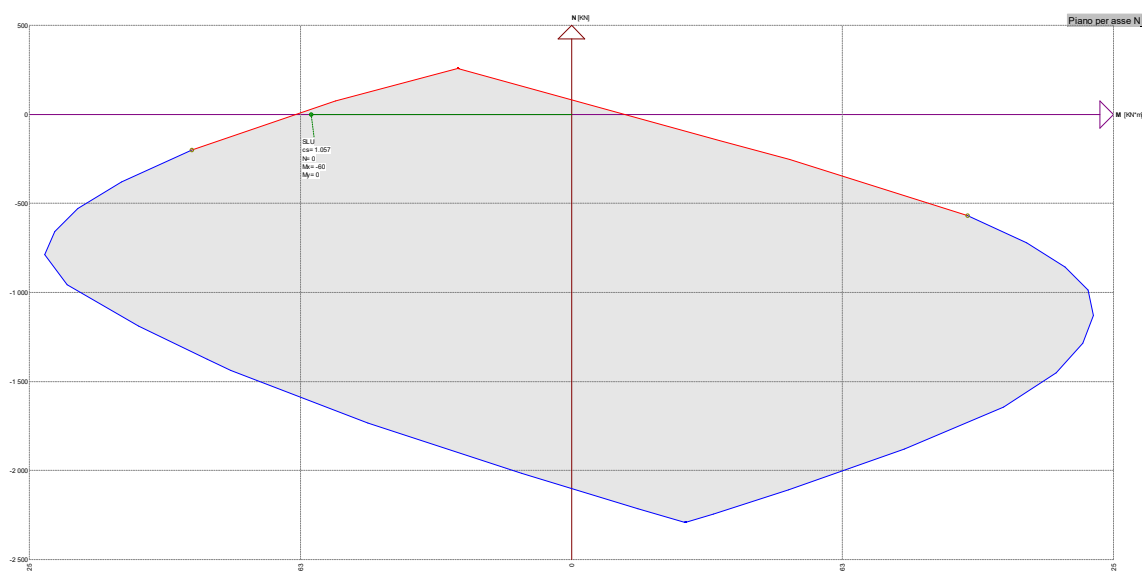
Le verifiche statiche sono effettuate considerando le barre d'armatura col loro diametro nominale rilevato in situ durante la campagna di indagine strutturale ed indicato sulle tavole del progetto esecutivo in possesso. Non si tiene in conto, per ora, della corrosione dell'acciaio che può avvenire durante 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 8.1 al § 8.1. Di seguito sono riportati i risultati delle verifiche a flessione effettuate.

Sollecitazioni resistenti			
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima	
N	-2101	83	kN
M _x	-63	12	kNm
M _y	-84	84	kNm

Nel seguito è mostrato il diagramma M-N della combinazione statica SLU. La verifica SLU per $M = 60$ kNm è soddisfatta con un coefficiente di sicurezza $CS = 1.06$.



10.3.1.2 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:

- $V_{Rd} = 112$ kN
- $V_{Ed} = 29$ kN
- $CS = V_{Rd} / V_{Ed} = 3.86$, quindi la verifica a taglio è soddisfatta.

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

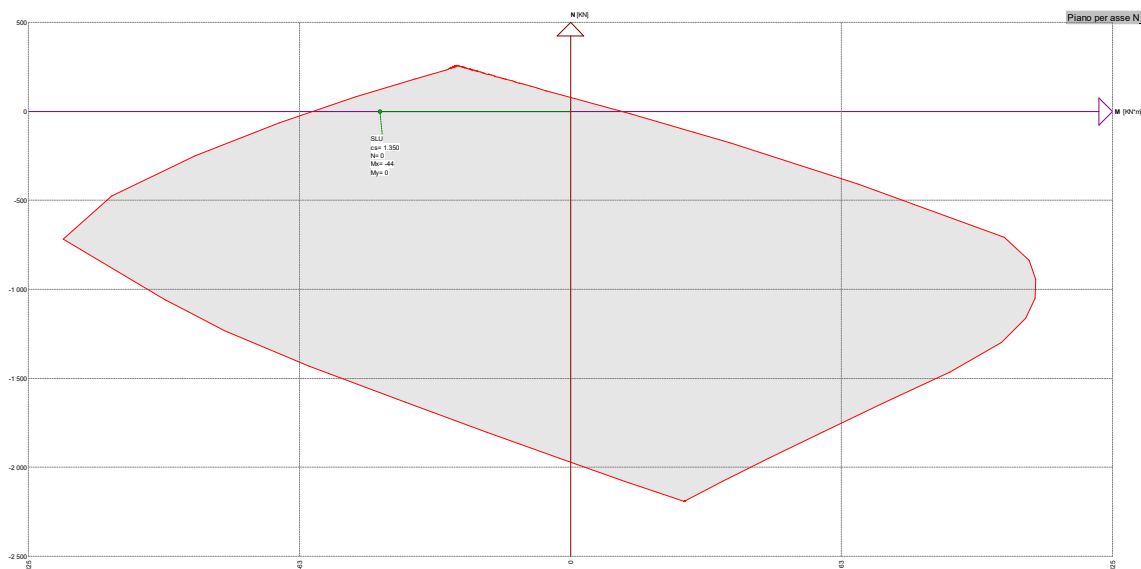
Le verifiche sismiche a breve termine, come si è detto, vengono svolte col fine di verificare le sezioni “allo stato di fatto”.

10.3.2.1.1 *Verifiche a flessione*

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

Sollecitazioni resistenti			
Azione	Sollecitazione minima	Sollecitazione massima	
N	-1971	79	kN
M _x	-59	12	kNm
M _y	-60	60	kNm

Nel seguito è mostrato il diagramma M-N della combinazione sismica SLV a breve termine. La verifica per $M = 44$ kNm è soddisfatta con un coefficiente di sicurezza $CS = 1.35$.



10.3.2.1.2 Verifiche a taglio

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

- $V_{Rd} = 112 \text{ kN}$
- $V_{Ed} = 21 \text{ kN}$
- $CS = V_{Rd} / V_{Ed} = 5.33$, quindi la verifica a taglio 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).

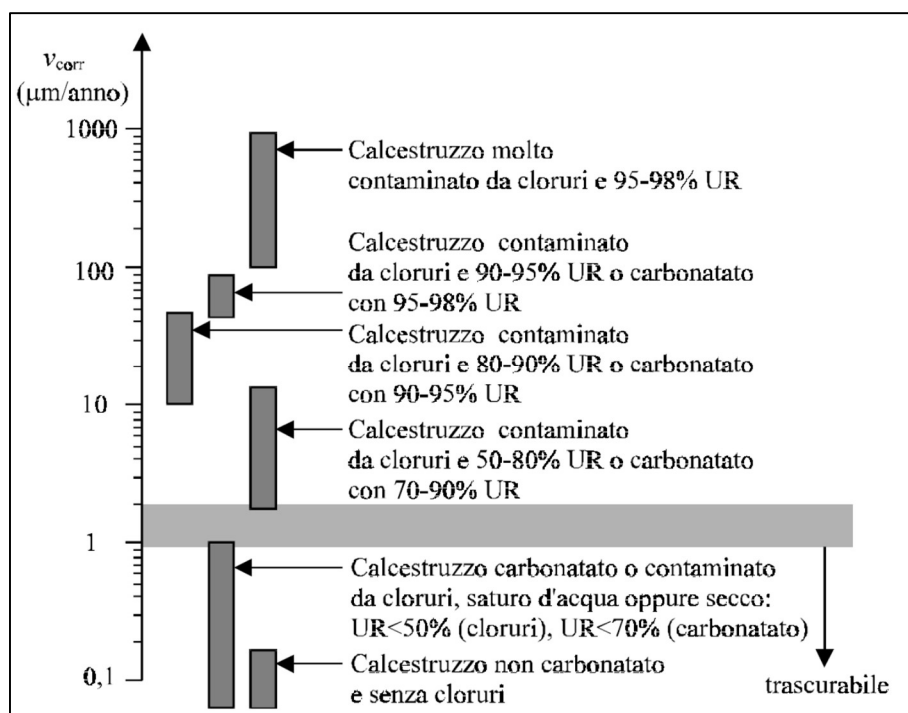




Figura 10.2: Indicazioni approssimate della velocità di corrosione al variare delle condizioni ambientali e del tipo di calcestruzzo secondo Pedeferri

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

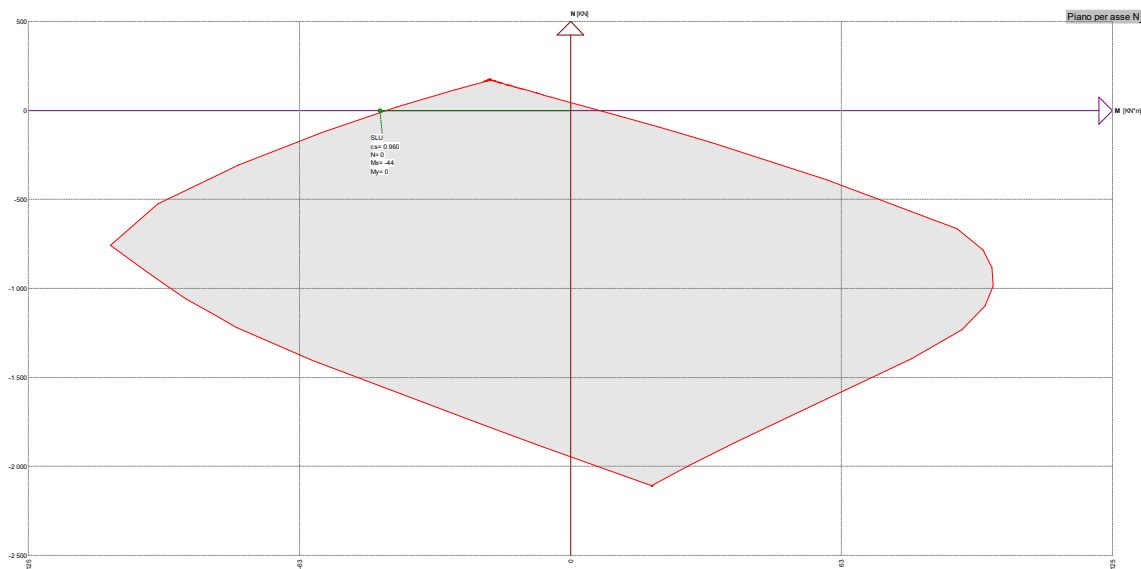
10.3.2.2.1 Verifiche a flessione

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	-1945	45 kN
M_x	-42	7 kNm
M_y	-42	42 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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 89 di 91</p>

Nel seguito è mostrato il diagramma M-N della combinazione sismica SLV a lungo termine. La verifica per $M = 44 \text{ kNm}$ **non** è soddisfatta con un coefficiente di sicurezza $CS = 0.96$.



10.3.2.2 Verifiche a taglio

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

- $V_{Rd} = 112 \text{ kN}$
- $V_{Ed} = 21 \text{ kN}$
- $CS = V_{Rd} / V_{Ed} = 5.33$, quindi la verifica a taglio è soddisfatta.



10.3.3. Conclusioni

Nel seguito vengono riassunti delle verifiche, statiche (SLU) e sismiche (SLV), effettuate sulla copertura della torre 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)**:

- a breve termine la struttura risulta adeguata sia dal punto di vista flessionale che a taglio;
- a lungo termine la struttura risulta non adeguata (seppur in modo leggero) dal punto di vista flessionale, mentre risulta adeguata a taglio.

	<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 TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p align="center">II122F A-SIS-RT-214-00</p>	<p align="center">RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p align="center">Pag. 90 di 91</p>



11. PROPOSTA TECNICA DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'OPERA

Dalle verifiche sismiche condotte, riportate nel presente documento, si evince che la struttura attuale non risulta sismicamente adeguata.

Si propone, come intervento di adeguamento sismico, la messa in opera di una struttura in acciaio ancorata al fondo del pozzo che si estende fino a circa metà dell'altezza del pozzo (\approx quota 224 m s.l.m.) che permetta di assorbire le forti tensioni presenti nei primi metri del pozzo e li trasferisca gradualmente nella parte più alta della struttura.

Tale struttura in acciaio avrebbe un peso contenuto, quindi influente sull'inerzia sismica della struttura, ma avrebbe il notevole vantaggio di poter resistere perfettamente ad azioni di trazione, previo un adeguato ancoraggio alle pareti ed al fondo del pozzo. Inoltre, la struttura comporterebbe una riduzione minima del diametro del pozzo, non apportando modifiche pesanti alla fruibilità dell'opera.

Infine, si prevede una manutenzione straordinaria della struttura consistente nel rifacimento dello strato di copriferro nei punti in cui esso dovesse risultare ammalorato o del tutto assente, con conseguente pulizia dei ferri d'armatura e passivazione degli stessi.

	<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>TORRE E POZZO DI MANOVRA PARATOIE</p>	
<p>III22F A-SIS-RT-214-00</p>	<p>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DEGLI INTERVENTI D'ADEGUAMENTO</p>	<p>Pag. 91 di 91</p>

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

Si riporta, di seguito, la stima economica dell'intervento proposto, riportato nel capitolo precedente, per la messa in sicurezza sismica della torre di manovra della diga Gibbesi.

- A) Risanamento dei copriferrì ammalorati sul 20% della superficie esterna e interna della struttura

Totale A) € 50,000.00

- 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) € 100,000.00

TOTALE STIMA € 150,000.00

(Totale stima: euro CENTOCINQUANTAMILA/00)