



AGENZIA INTERREGIONALE PER IL FIUME PO

UFFICIO OPERATIVO DI MANTOVA

INTERVENTI SUL NODO IDRAULICO DI BRESCIA
OPERE DI MANUTENZIONE STRORDINARIA DEI CORSI D'ACQUA AFFERENTI IL NODO IDRAULICO DI
BRESCIA – CONVENZIONE N° 1395 REP. DEL 05.06.2019

BS-E-586 INTERVENTO DI MANUTENZIONE DIFFUSA PER LA MESSA IN
SICUREZZA DEL TORRENTE GARZA (GARZA NORD, GARZA SUD E
TORRENTE GARZETTA) IN COMUNE DI BRESCIA

CUP: B83H19000580002

CIG: Z772977070

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO:

RS.st

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

Brescia, maggio 2020

Progettista

Dott. Ing. Giuseppe Rossi – Studio di Ingegneria Dott. Ing. Giuseppe Rossi Albo Ing. Prov. Di Brescia n.1383
Via Francesco Baracca, 4/c – 25128 Brescia – Tel./Fax. 030.3700044
e-mail: g.rossi@rossingg.191.it

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE.....	4
1.1	Oggetto.....	4
1.2	Normativa di riferimento.....	5
1.3	Documentazione.....	5
2	STATO DI FATTO	6
2.1	Definizione del modello per le analisi	6
2.1.1	Analisi storico critica.....	9
2.1.2	Identificazione delle trasformazioni subite dal fabbricato.....	9
2.1.3	Rilievo completo della geometria.....	9
2.1.4	Rilievo dei sintomi di dissesto, dei quadri fessurativi e dei fenomeni di degrado	10
2.1.5	Identificazione dei materiali	10
2.1.6	Identificazione dei dettagli costruttivi.....	12
2.1.7	Identificazione delle tecniche costruttive	12
2.1.8	Identificazione dei dissesti manifestatesi nel tempo e delle relative cause	13
2.1.9	Identificazione delle criticità statiche e simiche di elementi non strettamente strutturali....	13
2.1.10	Identificazione delle tipologie di terreno	13
2.1.11	Livelli di conoscenza e fattori di confidenza	14
2.2	Analisi della struttura allo stato di fatto.....	15
2.2.1	Materiali	15
2.2.2	Azioni sulle costruzioni	17
2.2.3	Combinazione delle azioni.....	18
2.2.4	Analisi elastica	18
2.2.5	Criteri di verifica	21
2.3	Valutazione della sicurezza allo stato di fatto	21
2.3.1	Stato limite ultimo di resistenza flessionale in presenza di sforzo assiale STR1	21
2.3.2	Stato limite di resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti STR2	23
2.4	Sintesi dei livelli di sicurezza.....	24

3	STATO DI PROGETTO	25
3.1	Descrizione dell'intervento.....	25
3.1.1	Prescrizioni esecutive	25
3.1.2	Classificazione dell'intervento.....	27
3.2	Analisi della struttura allo stato di progetto	27
3.2.1	Materiali	27
3.2.2	Azioni sulle costruzioni	27
3.2.3	Combinazione delle azioni.....	28
3.2.4	Analisi elastica	29
3.2.5	Criteri di verifica	32
3.3	Valutazione della sicurezza allo stato di progetto.....	32
3.3.1	Stato limite ultimo di resistenza flessionale in presenza di sforzo assiale STR1	32
3.3.2	Stato limite di resistenza nei confronti di sollecitazioni taglienti STR2.....	35
3.4	Sintesi dei livelli di sicurezza.....	37
4	CONCLUSIONI	38

1 INTRODUZIONE

1.1 Oggetto

A seguito dell'incarico conferito dall'Agenzia Interregionale per il fiume PO (AIPO) si è proceduto alla progettazione delle opere strutturali relative alle opere di difesa spondale del torrente Garza nel Comune di Brescia (BS). Le opere riguardano l'intervento di ripristino della porzione di muro spondale in calcestruzzo armato al di sopra del piano campagna (parapetto) nel SITO 2, localizzato nella porzione sud orientale dell'abitato comunale di Brescia, lungo il margine SW di Via S. Polo.

I parapetti presentano segni di degrado tipici del calcestruzzo, quali: dilavamento della porzione superficiale della matrice cementizia con esposizione dell'aggregato, fessurazioni in corrispondenza delle barre di armatura, scagliatura (spalling) del ricoprimento in calcestruzzo delle barre di armatura (copriferro). I parapetti presentano, inoltre, un parziale stato di corrosione delle armature che, localmente, risultano esposte all'atmosfera. La presenza di fessurazioni superficiali localizzate in corrispondenza delle barre di armatura ancora protette dal calcestruzzo suggerisce che siano in atto fenomeni di corrosione non ancora visibili.

L'intervento di ripristino consiste nella demolizione del calcestruzzo corticale degradato mediante idro-scarifica (spessore nominale 20 mm), nella sistemazione dei ferri di armatura esistenti (con l'eventuale sostituzione o integrazione di quelli danneggiati), nella sabbiatura delle superfici in calcestruzzo e metallo esistenti (al fine di aumentare la rugosità del calcestruzzo e di rimuovere i prodotti dell'ossidazione del ferro dalle barre di armatura corrose), nell'applicazione di inibitori di corrosione sulle armature metalliche, nella posa di armature aggiuntive, nella connessione alla fondazione esistente mediante ferri di ripresa applicati con ancoranti chimici ad iniezione e nell'esecuzione di un getto in calcestruzzo a protezione e completamento della struttura esistente.

L'intervento è volto, da un lato ad adeguare le dimensioni geometriche del manufatto nei confronti del franco idraulico rispetto al livello della piena di progetto (TR100), e dall'altro a migliorare le condizioni di sicurezza preesistenti relativamente alla capacità flessionale e a taglio della porzione di muro spondale al di sopra del piano campagna (parapetto). L'intervento di ripristino interessa solo la porzione limitata della struttura e non cambia significativamente il comportamento globale della costruzione, specialmente nei confronti delle azioni sismiche. Per queste ragioni, l'intervento può essere considerato come intervento locale ai sensi del §8.4.1 dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 17 gennaio 2018 e del §C8.4.1 delle «Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»»» di cui alla Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del C.S.LL.PP.

La presente relazione di calcolo delle strutture, è limitata alle sole parti interessate dall'intervento di ripristino e a quelle con esse interagenti: per ciascun elemento strutturale viene valutato l'incremento del livello di sicurezza locale tramite il confronto fra lo stato di fatto e lo stato di progetto.

1.2 Normativa di riferimento

La progettazione dell'intervento locale in oggetto è stata condotta in riferimento alle normative vigenti. Le normative considerate sono le seguenti:

- [1] MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI– DECRETO 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» (NTC2018)
- [2] MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI– CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 (Circolare2019).

1.3 Documentazione

La progettazione dell'intervento locale si è basata, inoltre, sull'analisi della seguente documentazione:

- [3] RELAZIONE GEOLOGICA R1+R3 RELAZIONE GEOTECNICA R2, Dr.ssa Gallo Samanta e Dr. Aletti Corrado, A&P sas, 15/10/2019.
- [4] RILIEVO GEOMETRICO - TOP COM snc – Servizi Topografici
- [5] Joseph E Bowles, Fondazioni. Progetto e analisi, Mac Graw Hill Education, 1991.

2 STATO DI FATTO

2.1 Definizione del modello per le analisi

La struttura oggetto di intervento locale è costituita da tre muri spondali in calcestruzzo armato del torrente Garza, come illustrato in Figura 1. La struttura si compone di un'unica unità strutturale (US1) che si compone di tre elementi: il muro spondale a ovest (M1), che si sviluppa per circa 33,40 m, il muro spondale a nord-est (M2), che si sviluppa per circa 34,40 m, e il muro spondale a sud-est, che si sviluppa per circa 46,90 m. L'intervento locale previsto sui muri M1 e M2 è il ripristino dei parapetti ed il loro innalzamento di 48 cm e 58 cm, rispettivamente. L'intervento locale sul muro M3 è il suo innalzamento di 18 cm, come illustrato in Figura 2 e Figura 3. Inoltre, è prevista la realizzazione di una nuova trave parapetto T1 di luce 8,50 m con sezione 35 x 84 cm.

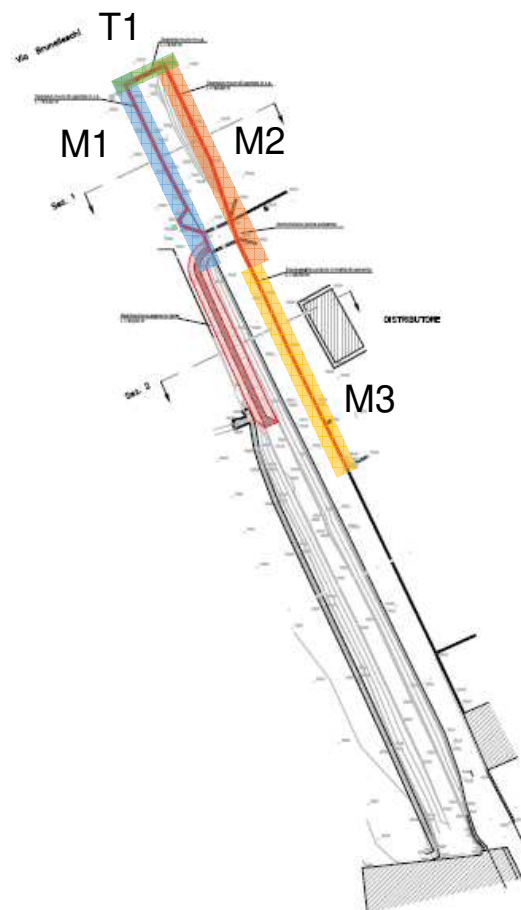


Figura 1: Pianta di sovrapposizione (SITO 2):muro spondale M1 (azzurro), muro spondale M2 (arancio), muro spondale M3 (giallo), trave parapetto T1 (verde).

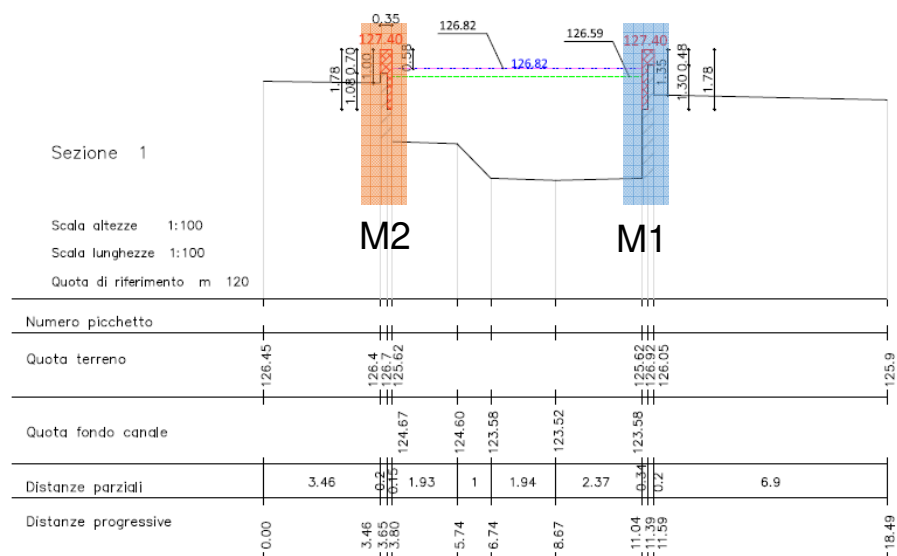


Figura 2: Sezione 1 di sovrapposizione (SITO 2):muro spondale M1 (azzurro), muro spondale M2 (arancio).

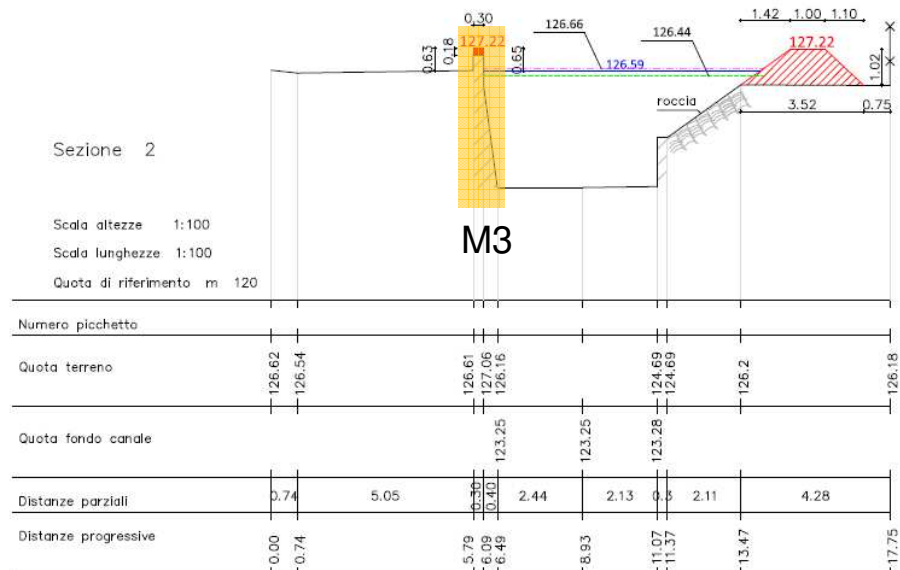


Figura 3: Sezione 2 di sovrapposizione (SITO 2):muro spondale M3 (giallo).

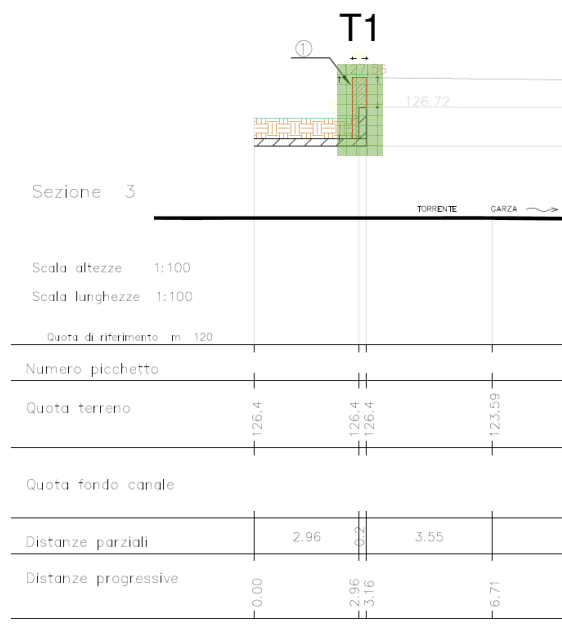


Figura 4: Sezione 3 di sovrapposizione (SITO 2):trave parapetto T1 (verde).

2.1.1 Analisi storico critica

2.1.1.1 Unità strutturale US1

La struttura oggetto di intervento locale è stata costruita presumibilmente attorno agli anni sessanta del Novecento. La struttura è stata probabilmente rimaneggiata negli anni successivi con l'innalzamento di un parapetto in calcestruzzo armato di spessore ridotto rispetto ai muri spondali sottostanti.

2.1.2 Identificazione delle trasformazioni subite dal fabbricato

2.1.2.1 Unità strutturale US1

In mancanza di documentazione relativa alle fasi di costruzione, le trasformazioni subite dalla struttura possono essere dedotte dall'osservazione delle caratteristiche geometriche, tecnologiche dell'opera e dalle condizioni di conservazione dei materiali. Il parapetto in calcestruzzo armato del muro spondale presenta:

1. uno spessore ridotto rispetto al muro sottostante;
2. caratteristiche tipologiche della superficie di getto (colore, tessitura, ecc.) differenti dal muro sottostante;
3. un grado di conservazione dei materiali differente dal muro sottostante.

Sulla base di queste osservazioni si ritiene plausibile la realizzazione della struttura in due fasi: la prima, con la realizzazione del muro spondale di base, e la seconda, con la realizzazione del parapetto.

2.1.3 Rilievo completo della geometria

2.1.3.1 Unità strutturale US1

I muri spondali in calcestruzzo armato M1 e M2 hanno spessore costante e sono dotati di parapetto di spessore ridotto. Il muro spondale in calcestruzzo armato M3 ha spessore variabile ed è dotato di parapetto. L'altezza dei muri è definita dalla quota del fondo del canale fino all'apice del muro. Le dimensioni geometriche delle strutture sono sintetizzate in Tabella 1.

Tabella 1: Dimensioni geometriche delle strutture: spessore muro (S_1), spessore parapetto (L_2), altezza del muro (H_1) e altezza del parapetto (H_2).

Unità strutturale	Elemento strutturale	Tipologia	S_1	S_2	H_1	H_2
[-]	[-]	[-]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
US1	M1	Muro	35	20	204	130
US2	M2	Muro	35	20	195	108
US2	M3	Muro	70-30	30	291	90

Il rilievo completo della geometria della struttura è riportato negli elaborati grafici allegati.

2.1.4 Rilievo dei sintomi di dissesto, dei quadri fessurativi e dei fenomeni di degrado

2.1.4.1 Unità strutturale US1

I muri spondali in calcestruzzo armato M1, M2 e M3 presentano segni di degrado del calcestruzzo, quali:

- A. dilavamento della porzione superficiale della matrice cementizia con esposizione dell'aggregato;
- B. fessurazioni in corrispondenza delle barre di armatura;
- C. scagliatura (spalling) del ricoprimento in calcestruzzo delle barre di armatura;
- D. parziale stato di corrosione delle armature che, localmente, risultano esposte all'atmosfera.

La presenza di fessurazioni superficiali localizzate in corrispondenza delle barre di armatura ancora protette dal calcestruzzo suggerisce che siano in atto fenomeni di corrosione non ancora visibili.

2.1.5 Identificazione dei materiali

Sulla base della normativa vigente in data della presente relazione è possibile classificare la resistenza del calcestruzzo impiegato nella costruzione secondo le classi elencate in Tabella 2.

Tabella 2: Classi di resistenza calcestruzzo: resistenza caratteristica a compressione cubica (f_{ck}), resistenza caratteristica a compressione cubica (R_{ck}), resistenza media a compressione cilindrica (f_{cm}), resistenza a trazione (f_{ctm}) e modulo elastico (E_{cm}).

Normativa	Classe di resistenza	f_{ck}	R_{ck}	f_{cm}	f_{ctm}	E_{cm}
[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
DECRETO MINISTERIALE 17 gennaio 2018 n. 8	C8/10	8	10	16	1,2	25331
	C12/15	12	15	20	1,6	27085
	C16/20	16	20	24	1,9	28608
	C20/25	20	25	28	2,2	29962
	C25/30	25	30	33	2,6	31476
	C30/37	30	37	38	2,9	32837
	C35/45	35	45	43	3,2	34077
	C40/50	40	50	48	3,5	35220
	C45/55	45	55	53	3,8	36283
	C50/60	50	60	58	4,1	37278
	C55/67	55	67	63	4,2	38214
	C60/75	60	75	68	4,4	39100
	C70/85	70	85	78	4,6	40743
	C80/95	80	95	88	4,8	42244
	C90/105	90	105	98	5,0	43631

Sulla base dell'evoluzione temporale delle principali indicazioni normative relative alla classificazione degli acciai da armatura è possibile individuare la tipologia di acciaio impiegato nella costruzione fra quelle indicate in Tabella 3.

Tabella 3: Evoluzione temporale delle principali indicazioni normative relative alla classificazione degli acciai da armatura: tensione caratteristica di snervamento (f_{yk}), tensione caratteristica a carico massimo (f_{tk}) e allungamento ($(A_{gt})_k$).

Normativa	Tipologia	Acciaio	f_{yk}	f_{tk}	$(A_{gt})_k$
[-]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[%]
REGIO DECRETO 10 gennaio 1907	Liscio	Ferro omogeneo	-	≥ 360 ≤ 450	≥ 25 ≥ 20 (Coefficiente di qualità ≥ 900)
		Ferro saldato	-	≥ 340	≥ 12 (Coefficiente di qualità ≥ 400)
REGIO DECRETO- LEGGE 4 settembre 1927, n. 1981	Liscio	Ferro omogeneo	-	≥ 380 ≤ 500	≥ 27 ≥ 21
		Ferro saldato	-	≥ 350	≥ 12
REGIO DECRETO- LEGGE 16 novembre 1939 n. 2229	Liscio	Dolce	≥ 230	≥ 420 ≤ 500	≥ 20
		Semi duro	≥ 270	≥ 500 ≤ 600	≥ 16
		Duro	≥ 310	≥ 600 ≤ 700	≥ 14
CIRCOLARE MINISTERIALE 23/05/1957 n°1472	Liscio	Aq42	≥ 230	≥ 420 ≤ 500	≥ 20
		Aq50	≥ 270	≥ 500 ≤ 600	≥ 16
		Aq60	≥ 310	≥ 600 ≤ 700	≥ 14
DECRETO MINISTERIALE 30 maggio 1972 n. 9161	Liscio	FeB22	≥ 220	≥ 340	≥ 24
		FeB32	≥ 320	≥ 500	≥ 23
	Aderenza migliorata	A38	≥ 380	≥ 460	≥ 14
		A41	≥ 410	≥ 500	≥ 14
		FeB44	≥ 440	≥ 550	≥ 12
DECRETO MINISTERIALE 30 maggio 1974	Liscio	FeB22k	≥ 220	≥ 340	≥ 24
		FeB32k	≥ 320	≥ 500	≥ 23
	Aderenza migliorata	FeB38k	≥ 380	≥ 460	≥ 14
		FeB44k	≥ 440	≥ 550	≥ 12
DECRETO MINISTERIALE 9 gennaio 1996	Liscio	FeB22k	≥ 215	≥ 335	≥ 24
		FeB32k	≥ 315	≥ 490	≥ 23
	Aderenza migliorata	FeB38k	≥ 375	≥ 450	≥ 14
		FeB44k	≥ 430	≥ 540	≥ 12
DECRETO MINISTERIALE 14 gennaio 2008 n. 29	Aderenza migliorata	B450C	≥ 450	≥ 540	$\geq 7,5$
		B450A	≥ 450	≥ 540	$\geq 2,5$
DECRETO MINISTERIALE 17 gennaio 2018 n. 8	Aderenza migliorata	B450C	≥ 450	≥ 540	$\geq 7,5$
		B450A	≥ 450	≥ 540	$\geq 2,5$

2.1.5.1 Unità strutturale US1

Sulla base delle analisi condotte, è stato possibile individuare due tipologie di calcestruzzo armato impiegate nella struttura. Le classi di resistenza del calcestruzzo e le tipologie di acciaio sono riportate in Tabella 4.

Tabella 4: Tipologie di calcestruzzo armato impiegate nella struttura: classe di resistenza del calcestruzzo e tipologia di acciaio.

Unità strutturale	Elemento strutturale	Tipologia	Calcestruzzo armato	Calcestruzzo	Acciaio	
US1	M1	Muro	CA1	C20/25	Aq50	Liscio
		Parapetto	CA2	C20/25	FeB38k	Nervato
US1	M2	Muro	CA1	C20/25	Aq50	Liscio
		Parapetto	CA2	C20/25	FeB38k	Nervato
US1	M3	Muro	CA1	C20/25	Aq50	Liscio

2.1.6 Identificazione dei dettagli costruttivi

2.1.6.1 Unità strutturale US1

I muri spondali in calcestruzzo armato M1, M2 e M3 sono armati con due strati di armature verticali e orizzontali. Le caratteristiche dei dettagli costruttivi delle strutture sono sintetizzate in Tabella 1.

Tabella 5: Dettagli costruttivi delle strutture: copriferro (c), diametro barre verticali (\varnothing_v), passo barre verticali (s_v), diametro barre orizzontali (\varnothing_o) e passo barre orizzontali (s_o).

Unità strutturale	Elemento strutturale	Tipologia	c	\varnothing_v	s_v	Tipologia	\varnothing_o	s_o	Tipologia
[-]	[-]	[-]	[cm]	[mm]	[cm]	[-]	[mm]	[cm]	[-]
US1	M1	Muro	2	12	30	Liscio	6	30	Liscio
		Parapetto	2	12	30	Nervato	6	30	Liscio
US1	M2	Muro	2	12	30	Liscio	6	30	Liscio
		Parapetto	2	12	30	Nervato	6	30	Liscio
US1	M3	Muro	2	12	30	Liscio	6	30	Liscio

2.1.7 Identificazione delle tecniche costruttive

2.1.7.1 Unità strutturale US1

I muri spondali in calcestruzzo armato M1, M2 e M3 sono stati realizzati con la tecnica costruttiva del calcestruzzo armato gettato in opera con armature lente. Le tecniche costruttive di realizzazione della struttura sono sintetizzate in Tabella 1.

Tabella 6: Tecniche costruttive di realizzazione della struttura.

Unità strutturale	Elemento strutturale	Tipologia	Tecnica costruttiva
US1	M1	Muro	Calcestruzzo armato
		Parapetto	Calcestruzzo armato
US1	M2	Muro	Calcestruzzo armato
		Parapetto	Calcestruzzo armato
US1	M3	Muro	Calcestruzzo armato/pietra

2.1.8 Identificazione dei dissesti manifestatesi nel tempo e delle relative cause

2.1.8.1 Unità strutturale US1

Non è possibile individuare lo sviluppo di eventuali dissesti dei muri spondali in calcestruzzo armato M1, M2 e M3 a causa della mancanza di documentazione che attesti le condizioni della struttura nel tempo. Lo stato attuale della struttura non è tale da fare supporre la presenza di dissesti in atto o in procinto di verificarsi; le relative cause non possono essere individuate.

2.1.9 Identificazione delle criticità statiche e sismiche di elementi non strettamente strutturali

2.1.9.1 Unità strutturale US1

Non è possibile individuare criticità statiche nei muri spondali in calcestruzzo armato M1, M2 e M3 in quanto non sono stati individuati sintomi di dissesto o quadri fessurativi tali da fare supporre una riduzione della capacità portante rispetto ai carichi statici.

2.1.10 Identificazione delle tipologie di terreno

2.1.10.1 Unità strutturale US1

L'identificazione delle tipologie e delle caratteristiche meccaniche dei terreni è stata effettuata sulla base dei risultati presentati dalla relazione geotecnica [3]. I valori del coefficiente di Winkler (k) sono desunti dalla letteratura scientifica [5] per le tipologie di terreno identificate dalla relazione geotecnica. Le caratteristiche geotecniche e sismiche dei terreni sono sintetizzate in Tabella 7.

Tabella 7: Caratteristiche dei terreni di fondazione.

Unità strutturale	Elemento strutturale	Terreno	Quota	Descrizione	Parametri caratteristici	Categoria di sottosuolo
US1	M1	T1-A	da 0,00 a -3,00 m	Depositi prevalentemente granulari mediamente addensati	$\phi_k = 30^\circ$ $\gamma = 1,80 \text{ kg/dm}^3$ $k = 5 \text{ daN/cm}^3$	C
		T1-B	da -3,00 a -7,80 m	Depositi granulari addensati	$\phi_k = 35^\circ$ $\gamma = 1,90 \text{ kg/dm}^3$ $k = 10 \text{ daN/cm}^3$	C
US1	M2	T2-A	da 0,00 a -2,00 m	Depositi granulari mediamente addensati	$\phi_k = 32^\circ$ $\gamma = 1,80 \text{ kg/dm}^3$ $k = 5 \text{ daN/cm}^3$	C
		T2-B	da -2,00 a -5,00 m	Depositi granulari mediamente addensati	$\phi_k = 30^\circ$ $\gamma = 1,80 \text{ kg/dm}^3$ $k = 5 \text{ daN/cm}^3$	C
		T2-C	da -5,00 a -9,00 m	Depositi granulari addensati	$\phi_k = 35^\circ$ $\gamma = 1,90 \text{ kg/dm}^3$ $k = 10 \text{ daN/cm}^3$	C
US1	M3	T2-A	da 0,00 a -2,00 m	Depositi granulari mediamente addensati	$\phi_k = 32^\circ$ $\gamma = 1,80 \text{ kg/dm}^3$ $k = 5 \text{ daN/cm}^3$	C
		T2-B	da -2,00 a -5,00 m	Depositi granulari mediamente addensati	$\phi_k = 30^\circ$ $\gamma = 1,80 \text{ kg/dm}^3$ $k = 5 \text{ daN/cm}^3$	C
		T2-C	da -5,00 a -9,00 m	Depositi granulari addensati	$\phi_k = 35^\circ$ $\gamma = 1,90 \text{ kg/dm}^3$ $k = 10 \text{ daN/cm}^3$	C

2.1.11 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Il livello di conoscenza acquisito in base ai rilievi, alle indagini sui dettagli strutturali e alle indagini sui materiali, determina il valore dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali, anche in maniera differenziata per singoli o gruppi di elementi strutturali ed indica il metodo di analisi più appropriato, secondo quanto indicato dalla Tabella 8.

Tabella 8: Livelli di conoscenza in funzione delle informazioni disponibili e conseguenti metodi di analisi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o acciaio.

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo competo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle normative dell'epoca e indagini limitate in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e prove limitate in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con indagini limitate in situ; in alternativa indagini estese in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con prove limitate in situ; in alternativa da prove estese in situ	Tutti	1,10
LC3		Elaborati progettuali completi con indagini limitate in situ; in alternativa indagini esaustive in situ	Da certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con prove estese in situ; in alternativa da prove esaustive in situ	Tutti	1,00

2.1.11.1 Unità strutturale US1

Per i muri spondali in calcestruzzo armato M1, M2 e M3 si intende raggiunto un livello di conoscenza LC1, in quanto sono stati effettuati:

- rilievo competo ex-novo della geometria degli elementi e delle armature;
- indagini estese in situdei dettagli costruttivi;
- vengono assunti valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca delle proprietà dei materiali e prove limitate in situ.

Il corrispondente valore del fattore di confidenza è $FC=1,35$.

Tabella 9: Livelli di conoscenza e fattori di confidenza.

Unità strutturale	Elemento strutturale	Livello di conoscenza	Fattore di confidenza
US1	M1	LC1	1,35
US1	M2	LC1	1,35
US1	M3	LC1	1,35

2.2 Analisi della struttura allo stato di fatto

2.2.1 Materiali

2.2.1.1 Unità strutturale US1

La stima dei valori medi delle proprietà elastiche dei materiali è riportata in Tabella 10.

Tabella 10: Valori medi delle proprietà elastiche dei materiali: modulo elastico del calcestruzzo (E_{cm}), Modulo a taglio del calcestruzzo (G_{cm}), coefficiente di Poisson (ν) e modulo elastico dell'acciaio (E_{sm}).

Unità strutturale	Elemento strutturale	Calcestruzzo armato	Calcestruzzo			Acciaio
			E_{cm}	G_{cm}	ν	E_{sm}
[-]	[-]	[-]	[GPa]	[GPa]	[-]	[GPa]
US1	M1	CA1	30	12	0,2	210
		CA2	30	12	0,2	210
US1	M2	CA1	30	12	0,2	210
		CA2	30	12	0,2	210
US1	M3	CA1	30	12	0,2	210

La stima dei valori medi delle resistenze dei materiali è riportata in Tabella 11.

Tabella 11: Valori medi delle resistenze dei materiali: resistenza a compressione (f_{cm}), resistenza a trazione (f_{ctm}), tensione di snervamento (f_{ym}) e tensione a carico massimo (f_{tm}).

Unità strutturale	Elemento strutturale	Calcestruzzo armato	Calcestruzzo		Acciaio	
			f_{cm}	f_{ctm}	f_{ym}	f_{tm}
[-]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
US1	M1	CA1	28	2,2	364	531
		CA2	28	2,2	408	603
US1	M2	CA1	28	2,2	364	531
		CA2	28	2,2	408	603
US1	M3	CA1	28	2,2	364	531

La stima dei valori delle resistenze dei materiali da utilizzare nella valutazione dei elementi duttili è riportata in Tabella 12.

Tabella 12: Valori delle resistenze dei materiali per elementi duttili: resistenza a compressione (f_c), resistenza a trazione (f_{ct}), tensione di snervamento (f_y) e tensione a carico massimo (f_t).

Unità strutturale	Elemento strutturale	Calcestruzzo armato	Calcestruzzo		Acciaio	
			f_c	f_{ct}	f_y	f_t
[-]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
US1	M1	CA1	21	1,6	270	394
		CA2	21	1,6	302	447
US1	M2	CA1	21	1,6	270	394
		CA2	21	1,6	302	447
US1	M3	CA1	21	1,6	270	394

La stima dei valori delle resistenze dei materiali da utilizzare nella valutazione dei elementi fragili è riportata in Tabella 13.

Tabella 13: Valori delle resistenze dei materiali per elementi fragili: resistenza a compressione (f_c), resistenza a trazione (f_{ct}), tensione di snervamento (f_y) e tensione a carico massimo (f_t).

Unità strutturale	Elemento strutturale	Calcestruzzo armato	Calcestruzzo		Acciaio	
			f_c	f_{ct}	f_y	f_t
[-]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
US1	M1	CA1	14	1,1	234	342
		CA2	14	1,1	263	389
US1	M2	CA1	14	1,1	234	342
		CA2	14	1,1	263	389
US1	M3	CA1	14	1,1	234	342

2.2.2 Azioni sulle costruzioni

2.2.2.1 Unità strutturale US1

Le azioni agenti sulla struttura sono:

- il peso proprio dei muri spondali (carico permanente strutturale);
- la spinta del terreno (carico permanente non strutturale); e
- la spinta dell'acqua (azione eccezionale).

Ai fini della valutazione della struttura, la spinta dell'acqua all'interno del canale al massimo livello della piena di ricorrenza centennale, viene considerata come un'azione pseudo-statica, ossia come un'azione dinamica rappresentabile mediante un'azione statica equivalente. I pesi propri degli elementi strutturali, del terreno e dell'acqua sono riassunti in Tabella 14.

Tabella 14: Identificazione dei pesi propri.

Identificato	Tipologia di materiale	Funzione	Tipologia di carico	Valore caratteristico
				[kN/m ³]
CA1	Calcestruzzo armato	Carico permanente strutturale	G1	25,00
CA2	Calcestruzzo armato	Carico permanente strutturale	G1	25,00
T1-A	Terreno	Carico permanente non strutturale	G2	18,00
T2-A	Terreno	Carico permanente non strutturale	G2	18,00
T2-B	Terreno	Carico permanente non strutturale	G2	18,00
A	Acqua	Azione eccezionale	A1	10,00

2.2.3 Combinazione delle azioni

2.2.3.1 Unità strutturale US1

Ai fini delle verifiche degli stati limite verranno utilizzate le seguenti combinazioni delle azioni, in accordo al §2.5.3 NTC 2018:

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A (SLU1):

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

dove:

G_1 azione permanente di tutti gli elementi strutturali;

G_2 azione permanente degli elementi non strutturali;

P azione di pre-sollecitazione;

A_d azione eccezionale;

Q_{ki} azione variabile.

Lo schema di carico SLU1 utilizzata nelle verifiche dei muri spondali M1, M2 e M3 è illustrato in Figura 5.



Figura 5: Schema di carico SLU1.

2.2.4 Analisi elastica

2.2.4.1 Unità strutturale US1

L'analisi elastica lineare può essere utilizzata per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi. per la determinazione degli effetti delle azioni, l'analisi elastica viene effettuata assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidzze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;

- valori medi del modulo di elasticità.

Le azioni interne sono state determinate in corrispondenza del cambio di sezione fra muro spondale e parapetto, come illustrato in Figura 5. Le azioni flettenti e taglianti sono calcolate con il software di calcolo 1CAMP sviluppato dal Prof. Ing. Piero Gelfi (Figura 6, Figura 7, Figura 8). I risultati sono riportati in Tabella 15.

Tabella 15: Analisi elastica: azioni interne.

Unità strutturale	Elemento strutturale	Stato limite	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kN]
US1	M1	SLU1	6,50	1,57	2,96
US1	M2	SLU1	5,40	0,22	0,02
US1	M3	SLU1	6,75	0,00	0,00

Trave 1 Campata - File: MURO M1 STATO DI FATTO - FONDAZIONE

File Unità Opzioni ?

Titolo: MURO M1 STATO DI FATTO - FONDAZIONE

Vincoli:
☐ App. - App.
☐ Inc. - Inc.
☐ Inc. - App.
☐ Mensola
☒ Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI 1 Zoom

N°	q1	q2	d1	d2
1	32,4	7,7	0	2,47

N° Carichi CONCENTRATI 1 Zoom

N°	F	d
1	2,965	2,47

N° Coppie CONCENTRATE 1 Zoom

N°	W	d
1	0,7609	2,47

Fondazione
☒ Rigida
☐ Winkler
 K = 5 daN/cm³
 b = 1 m
☒ Reag. traz.

Risultati

σ _{LA}	MPa	σ _{LB}	MPa
0,02925		0,01325	

max M	kNm	x max M	kNm
-1,678		1,778	

max V	kN	x max V	kN
2,965		2,47	

f max	m	x f max	m
0,000585		0	

σ _{tmax}	MPa	x σ _{tmax}	MPa
0,02925		0	

Diagrammi
 Visualizza

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	σ _t (x)
2,04	-1,569	0,9041	0,0003207	0,01604

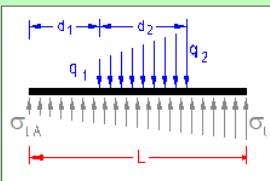
N° sezioni di calcolo 100

Figura 6: Calcolo azioni interne muro M1.

Trave 1 Campata - File: MURO M2 STATO DI FATTO - FONDAZIONE

File Unità Opzioni ?

Titolo: MURO M2 STATO DI FATTO - FONDAZIONE



Vincoli:
☐ App. - App.
☐ Inc. - Inc.
☐ Inc. - App.
☐ Mensola
☒ Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI Zoom

N°	q1	q2	d1	d2
1	30,3	3	0	2,73

N° Carichi CONCENTRATI Zoom

N°	F	d
1	0,45	2,73

Fondazione:
☒ Rigida
☐ Winkler
 K = daN/cm³
 b = m
☒ Reag. traz.

Luce m J cm⁴ Sezione
 E MPa ☒ Distanze parziali

Risultati

σ_{tA} MPa	0,02993	σ_{tB}	0,003696
max M kNm	-0,216	x max M	1,884
max V kN	0,45	x max V	2,73
f max m	0,0005987	x f max	0
σ_{tmax} MPa	0,02993	x σ_{tmax}	0

N° Coppie CONCENTRATE Zoom

N°	W	d
1	0,045	2,73

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	$\sigma_t(x)$
1,95	-0,2152	0,02574	0,0002238	0,01119

N° sezioni di calcolo Calcola

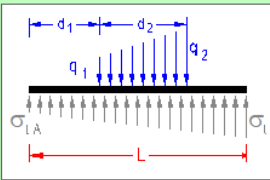
Diagrammi: Visualizza (M, V, C) Stampa

Figura 7: Calcolo azioni interne muro M2.

Trave 1 Campata - File: MURO M3 STATO DI FATTO - FONDAZIONE

File Unità Opzioni ?

Titolo: MURO M3 STATO DI FATTO - FONDAZIONE



Vincoli:
☐ App. - App.
☐ Inc. - Inc.
☐ Inc. - App.
☐ Mensola
☒ Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI Zoom

N°	q1	q2	d1	d2
1	33,4	0	0	3,34

N° Carichi CONCENTRATI Zoom

Fondazione:
☒ Rigida
☐ Winkler
 K = daN/cm³
 b = m
☒ Reag. traz.

Luce m J cm⁴ Sezione
 E MPa ☒ Distanze parziali

Risultati

σ_{tA} MPa	0,0334	σ_{tB}	-0,0001976
max M kNm	-0,0009894	x max M	2,251
max V kN	0,001951	x max V	3,34
f max m	0,000668	x f max	0
σ_{tmax} MPa	0,0334	x σ_{tmax}	0

N° Coppie CONCENTRATE Zoom

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	$\sigma_t(x)$
2,81	-0,0007565	0,0008532	0,000106	0,005302

N° sezioni di calcolo Calcola

Diagrammi: Visualizza (M, V, C) Stampa

Figura 8: Calcolo azioni interne muro M3.

2.2.5 Criteri di verifica

2.2.5.1 Unità strutturale US1

Le verifiche dei muri spondali in calcestruzzo armato M1, M2 e M3 vengono svolte rispetto ai seguenti stati limite:

- Stati Limite Ultimi:
 - Stato limite ultimo di resistenza flessionale in presenza di sforzo assiale (SLU1);
 - Stato limite di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti (SLU1).

I criteri di verifica individuati per la struttura sono sintetizzati in Tabella 16.

Tabella 16: Criteri di verifica e combinazione delle azioni.

Stato Limite	Combinazione delle azioni
Resistenza flessionale in presenza di sforzo assiale	SLU1
Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti	SLU1

2.3 Valutazione della sicurezza allo stato di fatto

La valutazione della sicurezza viene effettuata in rapporto a quella richiesta per le strutture di nuova edificazione. A tale scopo viene definito:

- il parametro $\zeta_{v,i}$, definito come il rapporto fra il valore massimo del sovraccarico variabile sopportabile dalla parte i-esima della costruzione e il valore del sovraccarico variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Il parametro costituisce un fattore indicativo per un rapido confronto tra l'azione sopportabile da una struttura esistente e quella richiesta per il nuovo.

2.3.1 Stato limite ultimo di resistenza flessionale in presenza di sforzo assiale STR1

2.3.1.1 Unità strutturale US1

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, la capacità di resistenza flessionale viene determinata sulla base delle ipotesi di calcolo e ai modelli σ - ϵ illustrati al §4.1.2.1.2. delle NTC 2018. La resistenza in termini di resistenza viene calcolata con il software di calcolo Verifica Cemento Armato Stato Limite Ultimo – VCASLU sviluppato dal Prof. Ing. Piero Gelfi. I risultati del calcolo sono illustrati in Figura 9, Figura 10 e Figura 11.

Verifica C.A. S.L.U. - File: MURO M1 STATO DI FATTO

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: MURO M1 STATO DI FATTO

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,39	3,2
2	3,39	16,8

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB38k C20/25
E_{su} ‰ E_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² E_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
E_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
E_c ‰
E_s ‰
d cm
x x/d
δ

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L_o cm Col. modello
☐ Precompresso

Figura 9: Momento resistente muro M1.

Verifica C.A. S.L.U. - File: MURO M2 STATO DI FATTO

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: MURO M2 STATO DI FATTO

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,39	3,2
2	3,39	16,8

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB38k C20/25
E_{su} ‰ E_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² E_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
E_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
E_c ‰
E_s ‰
d cm
x x/d
δ

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L_o cm Col. modello
☐ Precompresso

Figura 10: Momento resistente muro M2.

Verifica C.A. S.L.U. - File: MURO M3 STATO DI FATTO

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: MURO M3 STATO DI FATTO

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,39	3,2
2	3,39	26,8

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 6,75 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB38k C20/25
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 277,8 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 11,33 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,389 ‰ σ_{c,adm} 8,5 ‰
σ_{s,adm} 215 N/mm² τ_{co} 0,5333 ‰
τ_{c1} 1,686 ‰

M_{xRd} 27,53 kN m
g_c -11,33 N/mm²
g_s 277,8 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 40,75 ‰
d 26,8 cm
x 2,12 x/d 0,07909
δ 0,7

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L_o 0 cm Col. modello
Precompresso

Figura 11: Momento resistente muro M3.

La Tabella 17 riassume i risultati delle verifiche e fornisce il valore del livello di sicurezza per ciascun elemento strutturale considerato.

Tabella 17: Livello di sicurezza per lo stato limite di resistenza flessionale in presenza di sforzo assiale.

Unità strutturale	Elemento strutturale	Stato limite	N _{Ed}	M _{Rd}	M _{Ed}	ζ _{v1,STR1}
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[-]
US1	M1	SLU1	6,50	17,76	1,57	11 > 1
US1	M2	SLU1	5,40	17,67	0,22	80 > 1
US1	M3	SLU1	6,75	27,53	0,00	> 1

2.3.2 Stato limite di resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti STR2

2.3.2.1 Unità strutturale US1

Elementi bidimensionali, quali i muri in calcestruzzo armato, devono essere verificati nei confronti delle sollecitazioni di taglio. In questi elementi è consentito omettere le armature resistenti al taglio purché sia garantita una adeguata ripartizione trasversale dei carichi. Con riferimento ad un elemento privo di armature a taglio, fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con la seguente formula (Eq. 4.1.23 NTC 2018):

$$V_{Rd} = \max\{[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d\}$$

con

f_{ck} espresso in MPA;

$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$

$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_s / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{bd} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

La Tabella 18 riassume i risultati delle verifiche e la Tabella 19 fornisce il valore del livello di sicurezza per ciascun elemento strutturale considerato.

Tabella 18: Verifica stato limite di resistenza alle sollecitazioni taglianti.

Elemento	N_{Ed}	h	c	d	b_w	A_s	f_c	k	v_{min}	ρ_1	σ_{cp}	V_{Rd}
[-]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[kN]
M1	6,50	200	32	168	1000	339	21,00	2,00	0,45	0,002	0,04	77,19
M2	5,40	200	32	168	1000	339	21,00	2,00	0,45	0,002	0,03	77,02
M3	6,75	300	32	268	1000	339	21,00	1,86	0,41	0,001	0,03	110,39

Tabella 19: Livello di sicurezza per lo stato limite di resistenza alle sollecitazioni taglianti.

Unità strutturale	Elemento strutturale	Stato limite	V_{Rd}	V_{Ed}	$\zeta_{v2,STR2}$
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
US1	M1	SLU1	77,19	2,96	26 > 1
US1	M2	SLU1	77,02	0,02	> 1
US1	M3	SLU1	110,39	0,00	> 1

2.4 Sintesi dei livelli di sicurezza

2.4.1.1 Unità strutturale US1

Il livello di sicurezza minimo della struttura allo STATO DI FATTO è 11, come riportato in Tabella 20.

Tabella 20: Livello di sicurezza minimo della struttura.

Unità strutturale	Elemento strutturale	Stato limite	$\zeta_{v1,STR1}$	$\zeta_{v2,STR2}$	ζ_{min}
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
US1	M1	SLU1	11 > 1	26 > 1	11 > 1
US1	M2	SLU1	80 > 1	> 1	80 > 1
US1	M3	SLU1	> 1	> 1	> 1
US1					11 > 1

3 STATO DI PROGETTO

3.1 Descrizione dell'intervento

L'intervento di ripristino consiste nella demolizione del calcestruzzo corticale degradato mediante idro-scarifica (spessore nominale 20 mm), nella sistemazione dei ferri di armatura esistenti (con l'eventuale sostituzione o integrazione di quelli danneggiati), nella sabbiatura delle superfici in calcestruzzo e metallo esistenti (al fine di aumentare la rugosità del calcestruzzo e di rimuovere i prodotti dell'ossidazione del ferro dalle barre di armatura corrose), nell'applicazione di inibitori di corrosione sulle armature metalliche, nella posa di armature aggiuntive, nella connessione alla fondazione esistente mediante ferri di ripresa applicati con ancoranti chimici ad iniezione e nell'esecuzione di un getto in calcestruzzo a protezione e completamento della struttura esistente. L'intervento è volto, da un lato ad adeguare le dimensioni geometriche del manufatto al livello di progetto delle acque del torrente Garza, e dall'altro a migliorare le condizioni di sicurezza preesistenti relativamente alla capacità flessionale e a taglio della porzione di muro spondale al di sopra del piano campagna (parapetto).

3.1.1 Prescrizioni esecutive

3.1.1.1 Demolizione calcestruzzo esistente degradato

Demolizione corticale del calcestruzzo distaccato, fessurato o comunque degradato su tutte le superfici verticali dei muri (spessore medio demolito 2 cm). La demolizione dello strato corticale del calcestruzzo è da eseguire sulle porzioni superficiali indicate dal progetto e/o dal Direttore dei Lavori e per la profondità strettamente necessaria ad asportare, in ogni zona d'intervento, il calcestruzzo degradato. Le fasi di demolizione dovranno essere eseguite con tutte le cautele necessarie a garantire l'integrità delle armature esistenti.

3.1.1.2 Sistemazioni ferri di armatura esistenti

Sistemazione dei ferri di armatura della struttura esistente liberati dalla demolizione e, qualora si presentino sezioni di tali ferri il cui spessore abbia risentito di sensibili riduzioni dovute alla corrosione, integrazione degli stessi con armature metalliche aggiuntive. Le barre integrative saranno affiancate a quelle esistenti corrose e prolungate, da entrambi i lati del tratto corroso, per lunghezze atte a garantire l'ancoraggio sia delle barre esistenti che di quelle nuove. Se necessario saranno eseguiti, mediante idro-demolizione, solchi nel muro per inserirvi le nuove barre.

3.1.1.3 Sabbiatura delle superfici in calcestruzzo e metallo esistenti

Ravvivatura, con getti ad alta pressione di sabbia silicea, delle superfici alle quali si aggrappano i nuovi getti. Tale intervento riguarderà anche, e soprattutto, la sabbiatura a metallo bianco di tutte le barre metalliche affioranti dalla superficie idro-demolita. Tale lavorazione dovrà essere completata con un'accurata pulizia delle superfici di ripresa.

3.1.1.4 Applicazione di inibitori della corrosione

Applicazione di inibitori di corrosione sulle armature metalliche esistenti.

3.1.1.5 Applicazione di nuovi ferri di ripresa

Applicazione di nuovi ferri di ripresa mediante ancoranti ad iniezione. Le caratteristiche dei nuovi ferri di armatura e del sistema di ancoraggio sono indicate dal progetto e/o dal Direttore dei Lavori.

A) Praticare il foro fino alla profondità richiesta in modalità di roto-percussione o un trapano ad aria compressa utilizzando una punta in metallo duro di dimensioni adeguate. B) Soffiare due volte dal retro del foro (se necessario con una prolunga dell'ugello) per tutta la lunghezza del foro con aria compressa senza olio (min. 6 bar a 6 m³/h) fino a quando il flusso d'aria di ritorno è privo di polvere evidente. Spazzolare due volte con una spazzola in acciaio inserendola sul retro del foro (se necessario con una prolunga) con un movimento rotatorio e rimuovendola. Soffiare nuovamente con aria compressa due volte fino a quando il flusso d'aria di ritorno è privo di polvere evidente. C) Prima dell'uso, assicurarsi che l'armatura sia asciutta e priva di olio o altri residui. Contrassegnare la lunghezza di ancoraggio sull'armatura. Inserire l'armatura nel foro per verificare il diametro e la profondità del foro. D) Iniettare l'adesivo partendo dalla parte posteriore del foro, ritirando lentamente il miscelatore con ogni singola pressione del grilletto. Riempire circa 2/3 del foro per assicurarsi che lo spazio anulare tra l'ancoraggio e il calcestruzzo sia completamente riempito con l'adesivo lungo la lunghezza dell'ancoraggio. E) Per una facile installazione, inserire la barra di armatura nel foro mentre la si ruota lentamente fino a quando il segno della lunghezza di ancoraggio è a livello della superficie del calcestruzzo. Rispettare il tempo di indurimento, che varia a seconda della temperatura del materiale di base.

3.1.1.6 Realizzazione della cassaforma

Realizzazione della cassaforma con casseri in acciaio o legno nelle dimensioni indicate dal progetto e/o dal Direttore dei Lavori. Tutte le dimensioni devono essere verificate in fase di esecuzione dei lavori. La cassaforma deve essere in grado di sopportare la pressione del getto sulle sue pareti (spinta idrostatica). Inoltre, la cassaforma deve garantire la tenuta stagna ed evitare la fuoriuscita della frazione più fine dell'impasto con conseguente formazione di difetti nel manufatto.

3.1.1.7 Saturazione con acqua delle superfici in calcestruzzo esistenti

Saturazione con acqua, da eseguire nei 30 minuti precedenti il getto, delle superfici in calcestruzzo esistenti. La saturazione può essere eseguita tramite bagnatura all'interno della cassaforma. La cassaforma deve avere caratteristiche tali da impedire l'accumulo di acqua al suo interno.

3.1.1.8 Getto del calcestruzzo

Ripristino del calcestruzzo corticale sulle superfici delle strutture rinforzate, mediante getto di calcestruzzo (spessore 15/35 cm). Le operazioni di getto devono essere eseguite entro 60 minuti dall'aggiunta dell'acqua all'impasto.

3.1.1.9 Rimozione della cassaforma e maturazione del getto

Rimozione della cassaforma dopo 24 ore dal getto. Protezione delle superfici in calcestruzzo con teli di protezione in polietilene per il periodo di maturazione di 28 giorni.

3.1.2 Classificazione dell'intervento

3.1.2.1 Unità strutturale US1

L'intervento di ripristino interessa solo una porzione limitata della struttura. L'intervento non cambia significativamente il comportamento globale della costruzione, specialmente nei confronti delle azioni sismiche. L'intervento è volto a migliorare le condizioni di sicurezza preesistenti relativamente alla capacità di resistenza flessionale e a taglio della porzione di muro spondale in calcestruzzo armato al di sopra del piano campagna (parapetto) sollecitato dal livello delle acque interne al torrente Garza in condizioni di massima piena con tempo di ritorno di 100 anni. Per queste ragioni, l'intervento può essere considerato come intervento locale ai sensi del §8.4.1 dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 17 gennaio 2018 e del §C8.4.1 delle “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”»» di cui alla Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del C.S.LL.PP.

3.2 Analisi della struttura allo stato di progetto

3.2.1 Materiali

3.2.1.1 Unità strutturale US1

Gli elementi strutturali di nuova realizzazione verranno realizzati in calcestruzzo armato con l'utilizzo di acciaio B450C e calcestruzzo con classe di resistenza C30/37 e classe di esposizione XC4. Gli elementi strutturali di nuova realizzazione verranno realizzati in continuità con elementi strutturali esistenti le cui caratteristiche sono state definite nella sezione 2.2.1 della presente relazione di calcolo delle strutture.

3.2.2 Azioni sulle costruzioni

3.2.2.1 Unità strutturale US1

Le azioni agenti sulla struttura sono:

- il peso proprio dei muri spondali (carico permanente strutturale);
- la spinta del terreno (carico permanente non strutturale); e
- la spinta dell'acqua (azione eccezionale).

Ai fini della valutazione della struttura, la spinta dell'acqua all'interno del canale al massimo livello della piena di ricorrenza centennale viene considerata come un'azione pseudo-statica, ossia come

un'azione dinamica rappresentabile mediante un'azione statica equivalente. I pesi propri degli elementi strutturali, del terreno e dell'acqua sono riassunti in Tabella 14.

Tabella 21: Identificazione dei pesi propri.

Identificato	Tipologia di materiale	Funzione	Tipologia di carico	Valore caratteristico [kN/m ³]
CA1	Calcestruzzo armato	Carico permanente strutturale	G1	25,00
CA2	Calcestruzzo armato	Carico permanente strutturale	G1	25,00
T1-A	Terreno	Carico permanente non strutturale	G2	18,00
T2-A	Terreno	Carico permanente non strutturale	G2	18,00
T2-B	Terreno	Carico permanente non strutturale	G2	18,00
A	Acqua	Azione eccezionale	A1	10,00

3.2.3 Combinazione delle azioni

3.2.3.1 Unità strutturale US1

Ai fini delle verifiche degli stati limite verranno utilizzate le seguenti combinazioni delle azioni, in accordo al §2.5.3 NTC 2018:

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A (SLU1):

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

dove:

- G₁ azione permanente di tutti gli elementi strutturali;
- G₂ azione permanente degli elementi non strutturali;
- P azione di pre-sollecitazione;
- A_d azione eccezionale;
- Q_{ki} azione variabile.

Lo schema di carico nella condizione SLU1 utilizzata nelle verifiche dei muri spondali M1, M2 e M3 è illustrata in Figura 12.

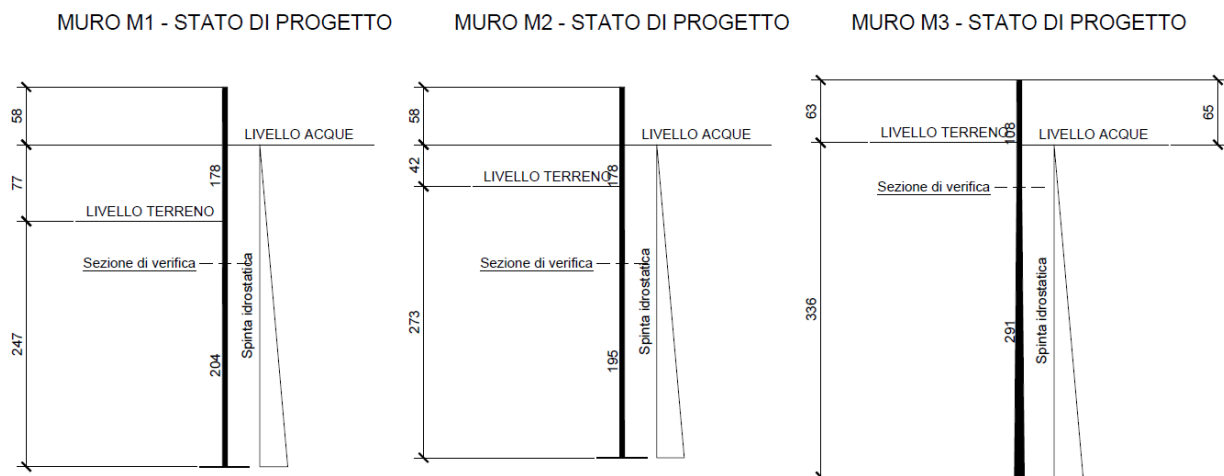


Figura 12: Schema di carico SLU1.

Lo schema statico nella condizione SLU1 utilizzata nelle verifiche della trave parapetto T1 è di trave isostatica in semplice appoggio con luce 8,50 m.

3.2.4 Analisi elastica

3.2.4.1 Unità strutturale US1

L'analisi elastica lineare può essere utilizzata per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi. per la determinazione degli effetti delle azioni, l'analisi elastica viene effettuata assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo di elasticità.

Le azioni interne dei muri spondali M1, M2 e M3 sono state determinate in corrispondenza del cambio di sezione fra muro spondale e parapetto, come illustrato in Figura 12. Il momento flettente e l'azione di taglio della trave parapetto T1 sono calcolate nella sezione di mezzzeria e nella sezione di appoggio rispettivamente. Le azioni flettenti e taglianti sono calcolate con il software di calcolo 1CAMP sviluppato dal Prof. Ing. Piero Gelfi (Figura 13, Figura 14, Figura 15, Figura 16). I risultati sono riportati in Tabella 22.

Tabella 22: Analisi elastica: azioni interne.

Unità strutturale	Elemento strutturale	Stato limite	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kN]
US1	M1	SLU1	15,58	1,57	0,90
US1	M2	SLU1	15,58	0,45	0,03
US1	M3	SLU1	8,10	0,00	0,00
US1	T1	SLU1	-	86,25	40,59

Trave 1 Campata - File: MURO M1 STATO DI PROGETTO - FONDAZIONE

File Unità Opzioni ?

Titolo: MURO M1 STATO DI PROGETTO - FONDAZIONE

Vincoli

☐ App. - App.

☐ Inc. - Inc.

☐ Inc. - App.

☐ Mensola

☒ Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI 1 Zoom

N°	q1	q2	d1	d2
1	32,4	7,7	0	2,47

Luce 2,47 m **J** 357.292 cm⁴ Sezione

E 30000 MPa ☒ Distanze parziali

N° Carichi CONCENTRATI 1 Zoom

N°	F	d
1	2,965	2,47

Fondazione

☒ Rigida

☐ Winkler

K = 5 daN/cm³

b = 1 m

☒ Reag. traz.

Risultati

σ_{tA} MPa	0,02925	σ_{tB}	0,01325
max M	kNm -1,678	x max M	1,778
max V	kN 2,965	x max V	2,47
f max	m 0,000585	x f max	0
σ_{tmax} MPa	0,02925	x σ_{tmax}	0

N° Coppie CONCENTRATE 1 Zoom

N°	W	d
1	0,7609	2,47

Diagrammi

Visualizza

M V C Stampa

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	$\sigma_t(x)$
2,04	→ -1,569	0,9041	0,0003207	0,01604

N° sezioni di calcolo 100 Calcola

Figura 13: Calcolo azioni interne muro M1.

Trave 1 Campata - File: MURO M2 STATO DI PROGETTO - FONDAZIONE

File Unità Opzioni ?

Titolo: MURO M2 STATO DI PROGETTO - FONDAZIONE

Vincoli

☐ App. - App.

☐ Inc. - Inc.

☐ Inc. - App.

☐ Mensola

☒ Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI 1 Zoom

N°	q1	q2	d1	d2
1	31,5	4,2	0	2,73

Luce 2,73 m **J** 357.292 cm⁴ Sezione

E 30.000 MPa ☒ Distanze parziali

N° Carichi CONCENTRATI 1 Zoom

N°	F	d
1	0,882	2,73

Fondazione

☒ Rigida

☐ Winkler

K = 5 daN/cm³

b = 1 m

☒ Reag. traz.

Risultati

σ_{tA} MPa	0,03075	σ_{tB}	0,005592
max M	kNm -0,4508	x max M	1,911
max V	kN 0,882	x max V	2,73
f max	m 0,0006151	x f max	0
σ_{tmax} MPa	0,03075	x σ_{tmax}	0

N° Coppie CONCENTRATE 1 Zoom

N°	W	d
1	0,1235	2,73

Diagrammi

Visualizza

M V C Stampa

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	$\sigma_t(x)$
1,95	→ -0,45	0,03461	0,0002556	0,01278

N° sezioni di calcolo 100 Calcola

Figura 14: Calcolo azioni interne muro M2.

Trave 1 Campata - File: MURO M3 STATO DI PROGETTO - FONDAZIONE

File Unità Opzioni ?

Titolo : MURO M3 STATO DI PROGETTO - FONDAZIONE

Vincoli

☐ App. - App.

☐ Inc. - Inc.

☐ Inc. - App.

☐ Mensola

☒ Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI **Zoom**

N°	q1	q2	d1	d2
1	33,4	0	0	3,34

Luce m **J** cm⁴ **Sezione**

E MPa ☒ Distanze parziali

N° Carichi CONCENTRATI **Zoom**

N° Coppie CONCENTRATE **Zoom**

Risultati

σ_{LA} MPa σ_{LB}

max M kNm x max M

max V kN x max V

f max m x f max

σ_{tmax} MPa x σ_{tmax}

Fondazione

☒ Rigida

☐ Winkler

K = daN/cm³

b = m

☒ Reag. traz.

Diagrammi

☒ Visualizza

☐ M ☐ V ☐ C

Stampa

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	$\sigma_t(x)$
2,81	-0,0007565	0,0008532	0,000106	0,005302

N° sezioni di calcolo **Calcola**

Figura 15: Calcolo azioni interne muro M3.

Trave 1 Campata - File: TRAVE T1 STATO DI PROGETTO

File Unità Opzioni ?

Titolo : TRAVE T1 STATO DI PROGETTO

Vincoli

☒ App. - App.

☐ Inc. - Inc.

☐ Inc. - App.

☐ Mensola

☐ Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI **Zoom**

N°	q1	q2	d1	d2
1	9,55	9,55	0	8,5

Luce m **J** cm⁴ **Sezione**

E MPa ☒ Distanze parziali

N° Carichi CONCENTRATI **Zoom**

N° Coppie CONCENTRATE **Zoom**

Risultati

Reazioni vincolari

MA kNm MB

RA kN RB

Φ_A [rad] Φ_B

max M+ x max M+

max M- x max M-

f max m x f max

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)
0	0	40,59	0

N° sezioni di calcolo **Calcola**

Diagrammi

☒ Visualizza

☐ M ☐ V ☐ C

Stampa

Figura 16: Calcolo azioni interne trave T1.

3.2.5 Criteri di verifica

3.2.5.1 Unità strutturale US1

Le verifiche dei muri spondali in calcestruzzo armato M1, M2 e M3 e della trave parapetto T1 vengono svolte rispetto ai seguenti stati limite:

- Stati Limite Ultimi:
 - Stato limite ultimo di resistenza flessionale in presenza di sforzo assiale (SLU1);
 - Stato limite di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti (SLU1).

I criteri di verifica individuati per la struttura sono sintetizzati in Tabella 16.

Tabella 23: Criteri di verifica e combinazione delle azioni.

Stato Limite	Combinazione delle azioni
Resistenza flessionale in presenza di sforzo assiale	SLU1
Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti	SLU1

3.3 Valutazione della sicurezza allo stato di progetto

La valutazione della sicurezza viene effettuata in rapporto a quella richiesta per le strutture di nuova edificazione. A tale scopo viene definito:

- il parametro $\zeta_{v,i}$, definito come il rapporto fra il valore massimo del sovraccarico variabile sopportabile dalla parte i-esima della costruzione e il valore del sovraccarico variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Il parametro costituisce un fattore indicativo per un rapido confronto tra l'azione sopportabile da una struttura esistente e quella richiesta per il nuovo.

3.3.1 Stato limite ultimo di resistenza flessionale in presenza di sforzo assiale STR1

3.3.1.1 Unità strutturale US1

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, la capacità di resistenza flessionale viene determinata sulla base delle ipotesi di calcolo e ai modelli σ - ε illustrati al §4.1.2.1.2. delle NTC 2018. La resistenza in termini di resistenza viene calcolata con il software di calcolo Verifica Cemento Armato Stato Limite Ultimo – VCASLU sviluppato dal Prof. Ing. Piero Gelfi. I risultati del calcolo sono illustrati in Figura 9, Figura 10 e Figura 11.

Verifica C.A. S.L.U. - File: MURO M1 STATO DI PROGETTO

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : MURO M1 STATO DI PROGETTO

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	35

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,39	3,2
2	2,36	31,8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 15,58 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 33,32 kN m

Materiali

B450C C20/25

E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 11,33
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 8,5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,5333
τ_{c1} 1,686

σ_c -11,33 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
E_c 3,5 ‰
E_s 45,88 ‰
d 31,8 cm
x 2,254 x/d 0,07088
δ 0,7

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L_o 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

Figura 17: Momento resistente muro M1.

Verifica C.A. S.L.U. - File: MURO M2 STATO DI PROGETTO

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : MURO M2 STATO DI PROGETTO

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	35

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,39	3,2
2	2,36	31,8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 15,58 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 33,32 kN m

Materiali

B450C C20/25

E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 11,33
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 8,5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,5333
τ_{c1} 1,686

σ_c -11,33 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
E_c 3,5 ‰
E_s 45,88 ‰
d 31,8 cm
x 2,254 x/d 0,07088
δ 0,7

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L_o 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

Figura 18: Momento resistente muro M2.

Verifica C.A. S.L.U. - File: MURO M3 STATO DI PROGETTO

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : MURO M3 STATO DI PROGETTO

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,39	3,2
2	3,39	26,8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 6,75 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 27,53 kN m

Materiali FeB38k C20/25

E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
f_{yd} 277,8 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 11,33 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
E_{syd} 1,389 ‰ σ_{c,adm} 8,5
σ_{s,adm} 215 N/mm² τ_{co} 0,5333
τ_{c1} 1,686

σ_c -11,33 N/mm²
σ_s 277,8 N/mm²
E_c 3,5 ‰
E_s 40,75 ‰
d 26,8 cm
x 2,12 x/d 0,07909
δ 0,7

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 19: Momento resistente muro M3.

Verifica C.A. S.L.U. - File: TRAVE T1 STATO DI PROGETTO

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : TRAVE T1 STATO DI PROGETTO

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	35	84

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,28	4,8
2	15,71	79,2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 462,3 kN m

Materiali B450C C30/37

E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11,5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
τ_{c1} 2,029

σ_c -17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
E_c 3,5 ‰
E_s 28,46 ‰
d 79,2 cm
x 8,673 x/d 0,1095
δ 0,7

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 20: Momento resistente trave T1.

La Tabella 24 riassume i risultati delle verifiche e fornisce il valore del livello di sicurezza per ciascun elemento strutturale considerato.

Tabella 24: Verifica stato limite di resistenza flessionale in presenza di sforzo assiale.

Unità strutturale	Elemento strutturale	Stato limite	N _{Ed}	M _{Rd}	M _{Ed}	ζ _{v1,STR1}
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[-]
US1	M1	SLU1	15,58	33,32	1,57	21>1
US1	M2	SLU1	15,58	33,32	0,45	>1
US1	M3	SLU1	8,10	27,53	0,00	>1
US1	T1	SLU1	-	462,3	86,25	5,36 >1

3.3.2 Stato limite di resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti STR2

3.3.2.1 Unità strutturale US1

Elementi bidimensionali, quali i muri in calcestruzzo armato, devono essere verificati nei confronti delle sollecitazioni di taglio. In questi elementi è consentito omettere le armature resistenti al taglio purché sia garantita una adeguata ripartizione trasversale dei carichi. Con riferimento ad un elemento privo di armature a taglio, fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con la seguente formula:

$$V_{Rd} = \max\{[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d\}$$

con

f_{ck} espresso in MPa;

$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$

$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_s / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{bd} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

La Tabella 25 riassume i risultati delle verifiche e la Tabella 27 fornisce il valore del livello di sicurezza per ciascun elemento strutturale considerato.

Tabella 25: Verifica stato limite di resistenza alle sollecitazioni taglianti.

Elemento	N _{Ed}	h	c	d	b _w	A _s	f _c	k	v _{min}	ρ ₁	σ _{cp}	V _{Rd}
[-]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[kN]
M1	15,58	350	32	318	1000	452	21,00	1,79	0,39	0,001	0,05	124,80
M2	15,58	350	32	318	1000	452	21,00	1,79	0,39	0,001	0,05	124,80
M3	8,10	300	32	268	1000	339	21,00	1,86	0,41	0,001	0,03	110,59

La resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio viene valutata sulla base di una schematizzazione a traliccio con inclinazione dei puntoni in calcestruzzo di 45°. Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

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

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v f_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot \theta^2)$$

La resistenza di progetto di taglio è la minore fra le due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

dove:

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;

s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;

α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$v f_{cd}$ è la resistenza di progetto ridotta del calcestruzzo d'anima;

α_c è un coefficiente maggiorativo dipendente dalla compressione della trave.

Tabella 26 esplicita i dati ed i risultati del calcolo e la **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** riassume i risultati delle verifiche di sicurezza per ciascun elemento strutturale considerato.

Tabella 26: Verifica stato limite di resistenza alle sollecitazioni taglianti.

Elemento	h	c	d	s	A_{sw}	α	ϑ	f_{yd}	V_{Rsd}
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[°]	[°]	[N/mm ²]	[kN]
T1	840	48	792	200	100	90	45	391	139,46

Elemento	N_{Ed}	h	c	d	b_w	α_c	v	α	ϑ	σ_{cp}	f_{cd}	V_{Rcd}
[-]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[°]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]
T1	0,00	840	48	792	350	1,00	0.5	90	45	0.00	14	883,78

Tabella 27: Livello di sicurezza per lo stato limite di resistenza alle sollecitazioni taglianti.

Unità strutturale	Elemento strutturale	Stato limite	V_{Rd}	V_{Ed}	$\zeta_{v2,STR2}$
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
US1	M1	SLU1	124,80	0,90	138 > 1
US1	M2	SLU1	124,80	0,28	> 1
US1	M3	SLU1	110,59	0,00	> 1
US1	T1	SLU1	139,46	40,59	3,44 > 1

3.4 Sintesi dei livelli di sicurezza

3.4.1.1 Unità strutturale US1

Il livello di sicurezza minimo della struttura allo STATO DI PROGETTO è 21, comeriportato in Tabella 27.

Tabella 28: Livello di sicurezza minimo della struttura.

Unità strutturale	Elemento strutturale	Stato limite	$\zeta_{v1,STR1}$	$\zeta_{v2,STR2}$	ζ_{vmin}
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
US1	M1	SLU1	21>1	138>1	21>1
US1	M2	SLU1	>1	>1	>1
US1	M3	SLU1	>1	>1	>1
US1					21>1

4 CONCLUSIONI

A seguito dell'incarico conferito dall'Agenzia Interregionale per il fiume PO (AIPO) si è proceduto alla progettazione delle opere strutturali relative alle opere di difesa spondale del torrente Garza nel Comune di Brescia (BS). Le opere riguardano l'intervento di ripristino della porzione di muro spondale in calcestruzzo armato al di sopra del piano campagna (parapetto) nel SITO 2, localizzato nella porzione sud orientale dell'abitato comunale di Brescia, lungo il margine SW di Via S. Polo.

Sulla base delle considerazioni e dei risultati presentati è possibile concludere che:

- Gli elementi strutturali analizzati presentano fenomeni di degrado tipici del calcestruzzo dovuti all'invecchiamento dei materiali.
- Gli elementi strutturali analizzati hanno un adeguato livello di sicurezza nei confronti dell'azione eccezionale esercitata dalla spinta idrostatica del livello di piena del torrente Garza. Il livello di sicurezza minimo calcolato è di 11.
- Gli elementi strutturali analizzati non hanno caratteristiche geometriche (altezza) tali da soddisfare i requisiti relativi al franco idraulico rispetto al livello della piena di progetto.
- L'intervento di ripristino in oggetto consente di aumentare la vita utile della struttura esistente mediante la realizzazione di una nuova struttura, con caratteristiche di durabilità superiori.
- Gli elementi strutturali oggetto di intervento raggiungono un livello di sicurezza superiore nei confronti dell'azione eccezionale esercitata dalla spinta idrostatica del livello di piena del torrente Garza. Il livello di sicurezza minimo calcolato è di 21.
- Il livello di sicurezza della nuova trave parapetto in calcestruzzo armato T1 è 3,44.
- L'intervento di ripristino in oggetto può essere considerato come intervento locale.