

RELAZIONE SULL'ANALISI E ELABORAZIONE DEI RISULTATI DELLE INDAGINI IN SITO E SULLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE DEI MANUFATTI ARGINALI ESISTENTI

Progetto: Studio di Fattibilità
Commessa: C15003
Cliente: REGIONE TOSCANA - Direzione Difesa del Suolo e Protezione Civile
Oggetto: Analisi Strutturale dei Manufatti di Contenimento Laterali e Trasversali del torrente "Carrione". Valutazione dello Stato Attuale e Proposte di Intervento.
N. Elaborato: 02.RG.03.01

PROGETTISTA RESPONSABILE

Dott. Ing. Giovanni Cardinale

GRUPPO DI LAVORO

Strutture: Ing. Maria Letizia Pecora



**AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
PER LA QUALITÀ CERTIFICATO DA DNV
= UNI EN ISO 9001:2008 =**

2	Emissione	M.L.P.	G.C.	G.C.	22.04.2016
1	Emissione	M.L.P.	G.C.	G.C.	10.03.2016
0	Emissione	M.L.P.	G.C.	G.C.	29.01.2016
REV	DESCRIZIONE	Eseguito	Controllato	Approvato	DATA



Sommario

1	Premessa	3
2	Note sull'elaborazione dei risultati ottenuti dalle indagini in sito	5
2.1	Prove sulle opere in cls e c.a.	6
2.2	Prove sulle opere in muratura e pietrame	8
2.3	Prove sulle terre armate	9
3	Note sulle valutazioni di analisi e verifica strutturale dei manufatti esistenti	11
3.1	Quadro normativo di riferimento	11
3.2	Considerazioni sul quadro normativo di riferimento e sull'evoluzione normativa	11
3.3	Condizioni di carico	12
3.3.1	Carichi Permanenti	12
3.3.2	Carichi Variabili	12
3.3.3	Carichi orizzontali	13
3.4	Combinazioni di carico	16
3.5	Verifiche	17

1 Premessa

In seguito agli eventi alluvionali del 5 novembre 2014 che hanno causato il cedimento strutturale di una porzione dell'argine in destra idraulica del Torrente Carrione di Carrara, si è resa necessaria la messa in sicurezza delle aree colpite dall'evento alluvionale per un tratto complessivo di circa 8,5 km che va dalla foce e arriva fino al centro storico di Carrara.

Ne è seguito un Piano degli interventi, in cui era compreso l'intervento U7-a relativo all' *"Analisi strutturale dei manufatti di contenimento laterale e trasversali del T. Carrione. Valutazione dello stato attuale e proposte d'intervento"*. Tale incarico è stato affidato alla società GPA Ingegneria Srl di Firenze dalla Regione Toscana Direzione Difesa del Suolo e Protezione Civile con decreto dirigenziale n. 4242 del 22/9/2015.

Convenzionalmente la parte del Torrente Carrione oggetto di interesse è stata suddivisa in 13 tratti individuati dalla presenza delle principali opere trasversali (ponti).

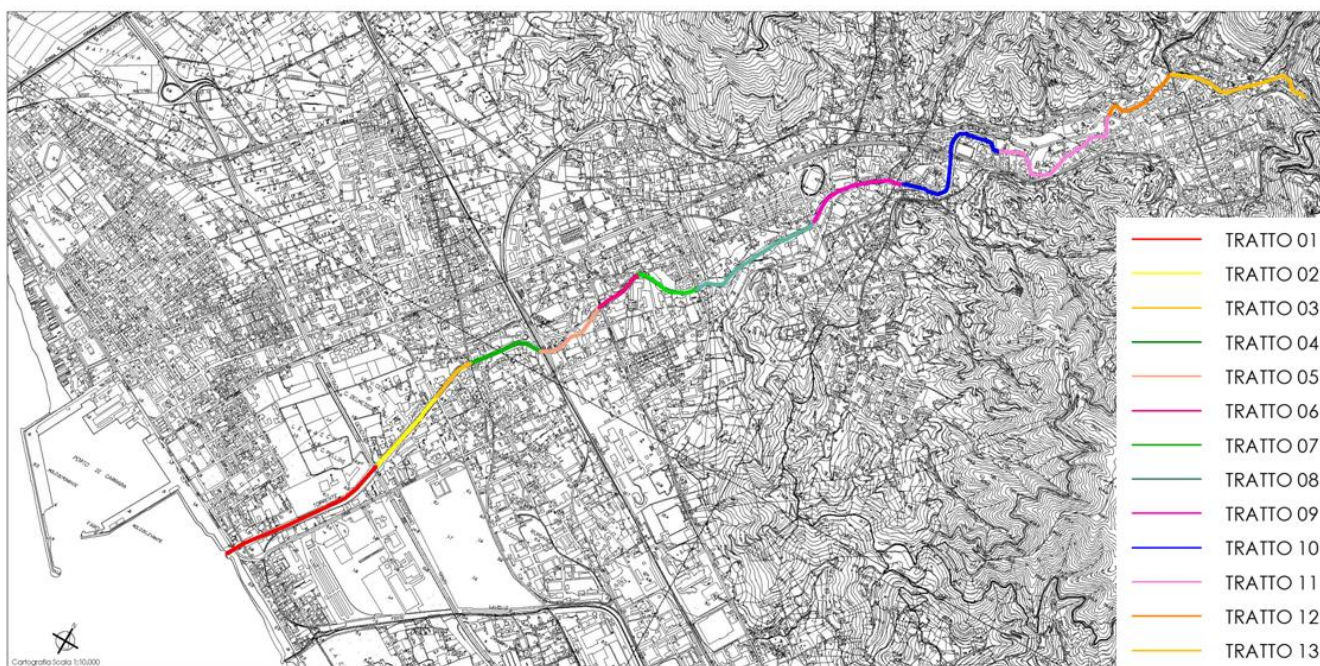


Fig. 1 – Planimetria di riferimento suddivisione in tratti del Torrente Carrione (lunghezza 8,5 km)

Lo scopo è definire un "quadro della conoscenza" approfondito delle opere arginali presenti nel tratto in questione ed effettuare l'analisi e verifica strutturale finalizzata all'individuazione del grado di sicurezza dei manufatti esistenti in destra e sinistra idraulica.

Alla luce dei risultati ottenuti, verranno formulate quindi ipotesi di intervento sulla base di un'analisi integrata dei seguenti aspetti:

- 1) natura e tipologia delle strutture spondali,

- 2) geometria dell'alveo,
- 3) condizioni al contorno (edifici esistenti),
- 4) interventi eseguiti, in corso di esecuzione, programmati e di prossima attuazione,
- 5) documentazione relativa al progetto delle opere esistenti,
- 6) criticità riscontrate a seguito degli eventi alluvionali succedutisi nel tempo,
- 7) risultati delle indagini conoscitive relativamente agli aspetti topografici, strutturali (sia di laboratorio che in sito), geologici, geognostici e geofisici connessi alle strutture arginali e trasversali,
- 8) analisi e verifica strutturale e individuazione del grado di sicurezza strutturale dei manufatti esistenti,
- 9) risultati degli studi idraulici sull'intera asta fluviale.

La presente relazione rientra all'interno dell'attività finalizzata a definire un "quadro della conoscenza" delle opere arginali presenti nei 13 tratti del Torrente Carrione ed accompagna i seguenti documenti:

- Book grafico redatto in formato A2 / A2+ contenente il quadro conoscitivo specifico per ognuno dei 13 tratti del Torrente con l'individuazione e il rilievo delle diverse tipologie spondali esistenti, la pianificazione delle indagini da eseguire in situ e in laboratorio, la sintesi e la rielaborazione dei risultati ottenuti dalle indagini conoscitive eseguite.
- Relazioni sull'analisi e verifica strutturale dei manufatti esistenti a partire dai risultati ottenuti dalle indagini in sito.
- Book grafico redatto in formato A3 / A3+ contenente le proposte di intervento tipologiche sulle opere laterali e trasversali del Torrente Carrione.

Lo scopo è infatti quello di definire per ogni opera arginale trattata, una conoscenza tipologica, geometrica, materica e prestazionale nei confronti delle azioni agenti durante la vita del manufatto. Sulla base di un'analisi integrata del livello di conoscenza acquisito, vengono formulate proposte di intervento strutturale finalizzate al raggiungimento del grado di sicurezza valutato secondo la normativa tecnica attualmente vigente: NTC 2008, per la riduzione del rischio.

2 Note sull'elaborazione dei risultati ottenuti dalle indagini in sito

Il piano delle indagini in situ ed in laboratorio, funzionali alla definizione di un "progetto di conoscenza", ha riguardato le seguenti tipologie di analisi delle opere spondali esistenti:

- Rilievo geometrico opera strutturale (con saggi e indagini invasive sulle fondazioni e sulle connessioni tra strutture diverse).
- Prove non distruttive per la determinazione della resistenza del calcestruzzo (prove sonreb e sclerometriche).
- Prove distruttive di laboratorio per la determinazione della resistenza del calcestruzzo a partire dai carotaggi di campioni effettuati in situ.
- Indagini con pacometro per la valutazione e la ricostruzione geometrica dei ferri di armatura accompagnate da saggi distruttivi in situ per la valutazione della presenza dell'armatura di connessione tra strutture diverse.
- Carbonatazione per la determinazione della profondità di carbonatazione.
- Prove pnt-g sulla malta + endoscopie per l'analisi e la valutazione delle opere in muratura.
- Rilievo geometrico + analisi di laboratorio per la caratterizzazione delle terre armate.

ELEMENTO	TIPOLOGIE DI INDAGINE SULLE DIFESE SPONDALI	COD.
MURO IN C.A.	INDAGINI CON PACOMETRO per la valutazione della presenza e ricostruzione geometrica dei ferri di armatura	CA1**
	PROVE SCLEROMETRICHE per la determinazione della resistenza del calcestruzzo in situ	CA2**
	PROVE CON METODO SONREB per la determinazione della resistenza del calcestruzzo in situ e in laboratorio	CA3**
	CAROTAGGI PER IL PRELIEVO DI CAMPIONI E PROVE DI LABORATORIO SUL CAMPIONE	CA4**
	CARBONATAZIONE per la determinazione della profondità di carbonatazione	CA5**
	CAROTAGGI / INDAGINI INVASIVE per la valutazione della tipologia di fondazione	CA6*
	SAGGI IN SITU ALL'INTERFACCIA TRA STRUTTURE DIVERSE per la verifica di collegamenti/connessioni/inghisaggi	CA7
SCOGLIERA	CAROTAGGI / INDAGINI INVASIVE per l'individuazione della profondità e del punto di innesto con il terreno	S1*
TERRA ARMATA	CAROTAGGI ORIZZONTALI/VERTICALI per l'individuazione della profondità e del punto di innesto con il terreno	TA1
	PROVE DI LABORATORIO per analisi granulometria e armatura sui campioni prelevati per l'indagine TA1	TA2
MURO IN PIETRA E/O MATTONI	CAROTAGGI per la caratterizzazione del materiale con prove di compressione e su malta	M1
	CAROTAGGI / INDAGINI INVASIVE per la valutazione della tipologia di fondazione	M2*
	SAGGI IN SITU ALL'INTERFACCIA TRA STRUTTURE DIVERSE per la verifica di collegamenti e connessioni	M3
CORDOLO BERLINESE DI MICROPALI E PALANCOLE/ FONDAZIONI SU PALI	INDAGINI CON PACOMETRO per la valutazione della presenza e ricostruzione geometrica dei ferri di armatura	C1**
	PROVE SCLEROMETRICHE per la determinazione della resistenza del calcestruzzo in situ	C2**
	SAGGI IN SITU per valutare la presenza dei pali e la loro caratterizzazione tipologica	C3*

* Laddove non è possibile estrapolare le informazioni necessarie con i carotaggi, procedere con prove invasive

** Le indagini CA1-CA2-CA3-CA4-CA5-C1-C2 sulle opere in cemento armato prevedono 3 sondaggi

2.1 Prove sulle opere in cls e c.a.

Dai riscontri ottenuti dalle prove sonreb e dalle prove in laboratorio eseguite su provini prelevati in sito con carotaggi, le caratteristiche dei materiali sono state analizzate e rielaborate come di seguito specificato.

Per il calcestruzzo si fa riferimento a:

- Correlazioni estrapolate da prove sclerometriche e ultrasoniche eseguite sui muri arginali;
- Prove di compressione eseguite sulle tre carote di calcestruzzo prelevate in sito per ogni tipologia di opera da analizzare.

Resistenza stimata dalle prove Sonreb

Risultati ottenuti dalla correlazione tra le misurazioni ottenute dalle indagini ultrasoniche e quelle ottenute dalle indagini sclerometriche utilizzando i seguenti approcci:

ARTICOLO RILEM, 1993

$$Rs0 = 9,27 \cdot 10^{-11} \cdot Ir^{1,4} \cdot Vp^{2,6} \text{ (con } Rs0 \text{ in N/mm}^2 \text{ e } Vp \text{ in m/sec)}$$

ARTICOLO A. DI LEO, G. PASCALE, "Prove non distruttive sulle costruzioni in cemento armato", Convegno Sistemae Qualità e Prove non Distruttive per l'Affidabilità e la Sicurezza delle Strutture Civili, Bologna, Saie '94, 21 ottobre 1994

$$Rs1 = 1,2 \cdot 10^{-9} \cdot Ir^{1,058} \cdot Vp^{2,446} \text{ (con } Rs1 \text{ in N/mm}^2 \text{ e } Vp \text{ in m/sec)}$$

ARTICOLO J. GASPARIRIK, "Prove non distruttive in edilizia", Quaderno didattico A.I.P.N.D., Brescia 1992

$$Rs2 = 8,06 \cdot 10^{-8} \cdot Ir^{1,246} \cdot Vp^{1,85} \text{ (con } Rs2 \text{ in N/mm}^2 \text{ e } Vp \text{ in m/sec)}$$

ARTICOLO DEL MONTE ET AL., 2004

$$Rs3 = 4,4 \cdot 10^{-7} \cdot Ir^{1,127} \cdot Vp^{1,69} \text{ (con } Rs3 \text{ in N/mm}^2 \text{ e } Vp \text{ in m/sec)}$$

Dove:

Ir = indice di rimbalzo dello sclerometro (media 10 battute)
Vp = velocità dell'ultrasuono rilevata (m/s) (media 3 misurazioni)
Rs = resistenza cubica a compressione N/mm²

Da qui si ricava un Rs medio e di conseguenza un fc medio = 0,83 Rs → **fc_{Sonreb}**

Dove fc = resistenza cilindrica a compressione.

Resistenza stimata dalle prove distruttive in laboratorio:

Esempio:

PROVINO	f_{car} [Mpa]	D [mm]	H [mm]	D/H	$C_{h/D}$	f_{cis} [Mpa]	R_c [Mpa]
1A	33,5	104	205	0,51	1,00	33,4	40,24
1B	36,2	104	207	0,50	1,00	36,2	43,61
1C	35,2	104	206	0,50	1,00	35,1	42,29

Dove:

f_{car} = resistenza ottenuta dalla carota

f_{cis} = resistenza in sito ottenuta da una correlazione tra f_{car} e dimensioni provino (già fornita dal Laboratorio che ha eseguito le indagini).

Da qui si ricava un f_{cis} medio \rightarrow **$f_{cmCarote}$**

Correlazione Resistenza Sonreb – Laboratorio

Il valore della resistenza media è ottenuto come media delle prove distruttive e delle prove non distruttive sonreb utilizzando per queste ultime il peso 1/3, in accordo con l'indicazione della Circolare al DM 14/01/08 che prevede la sostituzione delle prove distruttive con un numero triplo di prove non distruttive. Il risultato finale per la resistenza media è dunque:

$$f_{cm} = 2/3 * f_{cmCarote} + 1/3 * f_{cmSonreb}$$

Il livello di Conoscenza

Sulla base dei dati riscontrati, tenuto conto delle indicazioni presenti nel capitolo C8A.1.B della Circolare esplicativa n° 617 del 02.02.2009, si è ritenuto di assumere per i manufatti arginali in oggetto, un Livello di Conoscenza Adeguata **LC2** e dunque Fattore di Confidenza pari a **FC = 1.20**.

Da ciò ne consegue che il valore della resistenza di progetto viene calcolato come di seguito riportato:

$$f_{cd} = f_{cm} / FC$$

2.2 Prove sulle opere in muratura e pietrame

Sulla base dei risultati ottenuti dalle prove diagnostiche in sito (prove pnt-g sulla malta + endoscopie), per tutte le opere arginali in muratura e pietrame presenti in sito, la malta risulta molto scadente e la tipologia di muratura può essere classificata come "Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)" secondo la classificazione della circolare esplicativa n.617 del 02.02.09, Tabella C8A.2.1.

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

2.3 Prove sulle terre armate

Sulle terre armate sono state eseguite oltre al rilievo geometrico, le analisi di laboratorio su provini prelevati in sito per la caratterizzazione delle terre:

- Analisi granulometrica
- Classificazione dei terreni HRB-AASHTO (CNR-UNI 10006)

Classificazione generale	Terre ghiaia - sabbiosa							Terre limo - argillose					Torbe e terre organiche palustri
	Frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332 ≤ 35%							Frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332 >35%					
Gruppo	A1		A3	A2				A4	A5	A6	A7		A8
Sottogruppo	A1 a	A1 b		A2-4	A2-5	A2-6	A2-7						
Analisi granulometrica - Frazione passante al setaccio													
2 UNI 2332 %	≤ 80												
0,4 UNI 2332 %	≤ 30	≤ 80	≥80										
0,075 UNI 2332 %	≤15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	
Caratteristiche della frazione passante al setaccio 0,4 UNI 2332													
Limite liquido	0			≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	≤ 40	≤ 40	
Indice di plasticità	≤ 6		N.P.	≤ 10	≤10max	> 10	> 10	≤ 10	≤ 10	> 10	>10 (IP>LL30)	>10 (IP>LL30)	
Indice di gruppo	0		0	0		≤4		≤ 8	≤ 12	≤ 18	≤ 20		
Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	ghiaia e breccia, sabbione, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane		Sabbia fine	ghiaia e sabbia limosa e argillosa				Limi poco compressibili	Limi fort. compressibili	Argille poco compressibili	Argille fort. compressibili med. plastiche	Argille fort. compressibili fort. plastiche	Torbe di recente o remota formazione e, detriti organici di origine palustre
Qualità portanti quale terreno di sottofondo in assenza di gelo	da eccellenti a buone							Da mediocre a scadente					Da scartare come sottofondo
Azione del gelo sulla qualità portanti del terreno di sottofondo	Nessuna o lieve			Media				media	elevata	Media	elevata	Media	
Ritiro o rigonfiamento	Nullo			Nullo o lieve				Lieve o media		elevato	elevato	molto elevato	
Permeabilità	Elevata			Media o scarsa						Scarsa o nulla			
Identificazione dei territori in sito	Facilmente individuabili a vista		Aspri al tatto incoerenti allo stato asciutto	La maggior parte dei granuli sono individuabili ad occhio nudo - Aspri al tatto - Una tenacità media e elevata allo strato asciutto indica la presenza di argilla				Reagiscono alla prova di scuotimento - Polverulenti o poco tenaci allo stato asciutto - Non facilmente modellabili allo stato umido		Non reagiscono alla prova di scuotimento - Tenaci allo stato asciutto - Facilmente modellabili in bastoncini sottili allo stato umido			Fibrosi di colore bruno a nero - facilmente individuabili a vista

- Prova Proctor per la valutazione del grado di costipamento
- Limite di permeabilità del terreno
- Valutazione della presenza della geogriglia e della presenza e caratteristiche della rete metallica.



Sulla base dei risultati ottenuti da tali indagini è possibile fornire una valutazione preliminare delle caratteristiche delle terre armate in funzione dei seguenti limiti:

LIMITI

Materiale non plastico o con bassa blasticità --> OK

Classe di appartenenza terreno: A1 - A3 - A2-4 - A2-5 --> OK

Grado di costipamento $\geq 95\%$ Proctor

$D_{60}/D_{10} \geq 15$ per A1 - A2

$D_{60}/D_{10} \geq 7$ per A3

Limite permeabilità $K < 10^{-7}$ --> OK

3 Note sulle valutazioni di analisi e verifica strutturale dei manufatti esistenti

Le relazioni sull'analisi e verifica strutturale dei manufatti esistenti a partire dai risultati ottenuti dalle indagini in sito vengono eseguite preliminarmente facendo riferimento alle assunzioni riportate a seguire.

3.1 Quadro normativo di riferimento

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 14.01.2008
- Circolare esplicativa Nuove norme tecniche per le costruzioni DM 14.01.2008, n° 617 del 02.02.2009

3.2 Considerazioni sul quadro normativo di riferimento e sull'evoluzione normativa

Le verifiche strutturali dei manufatti esistenti vengono eseguite facendo riferimento alla nuova normativa tecnica sulle costruzioni NTC 2008. Le vecchie strutture arginali presenti lungo il Carrione sono state progettate secondo i criteri di normative antecedenti a quella attuale che differisce per:

- Metodi di calcolo: il metodo agli Stati Limite ha definitivamente sostituito il vecchio metodo alle tensioni ammissibili (il DM 09/01/1996 per il calcolo delle strutture in c.a., c.a.p. e acciaio e il DM 16/01/1996 per le costruzioni in zone sismiche, già prevedevano il calcolo agli stati limite pur ammettendo - e generalmente veniva applicato - il metodo delle tensioni ammissibili);
- Regole di progettazione ed esecuzione delle opere: criteri prestazionali, prescrizioni geometriche e di dettaglio, criteri di gerarchia delle resistenze e di duttilità;
- Azioni sismiche e criteri di progettazione antisismica;
- Prescrizioni specifiche legate ai rapporti delle opere con il terreno e in generale agli aspetti geotecnici.

Fondamentalmente, mentre il metodo delle tensioni ammissibili considera solo i coefficienti di sicurezza sulle tensioni ammissibili dei materiali, il metodo degli stati limite implica anche l'aleatorietà delle azioni agenti moltiplicando i valori caratteristici delle stesse con coefficienti di sicurezza variabili a seconda dello stato limite considerato. Con il metodo agli stati limite si distinguono dunque le incertezze legate alle resistenze dei materiali da quelle legate alle azioni.

Pertanto, a partire dalle differenze contenute negli approcci progettuali delle normative precedenti alle NTC 2008, discende la concreta possibilità che i risultati sulle verifiche strutturali delle opere di sostegno possano comportare un grado di sicurezza insufficiente per l'opera verificata alla luce delle nuove NTC 2008.

La finalità dell'analisi strutturale dei manufatti arginali esistenti è quindi quella di avere un quadro conoscitivo dell'opera corredato dall'individuazione di un grado di sicurezza propedeutico alla preliminare definizione

delle proposte di intervento da effettuarsi sulla base di una scala delle priorità. Sulla base di tali risultati sarà possibile avviare gli interventi prioritari e passare a un livello di progettazione approfondito a partire dalle verifiche preliminari effettuate coerentemente con le normative attualmente in vigore: le NTC 2008.

3.3 Condizioni di carico

Lo stato attuale delle opere arginali deve necessariamente tener conto dei seguenti scenari a cui può trovarsi soggetto nel corso della sua vita utile:

Condizioni di carico statiche	$\left\{ \begin{array}{l} 1) \text{ Stato di magra: Azioni agenti del terrapieno e dell'eventuale sovraccarico} \\ 2) \text{ Stato di piena: Azioni idrauliche + eventuale contropinta del terrapieno} \end{array} \right.$
Condizioni di carico sismiche	$\left\{ \begin{array}{l} 1) \text{ Stato di magra} \end{array} \right.$

Per le opere arginali che non sono interessate da terrapieno a tergo, l'unica condizione significativa è rappresentata dallo stato idraulico di piena.

Per i vecchi muri arginali a gravità in pietra e cls la verifica sismica perde di significato poiché non ci sono informazioni dettagliate sulla geometria dell'opera (spessore e geometria fondazione) e perché l'opera, costruita con i requisiti e le proprietà dei materiali, di epoche passate, non è adeguata a sopportare le azioni sismiche in accordo alle nuove norme tecniche sulle costruzioni NTC 2008.

3.3.1 Carichi Permanenti

Peso Proprio e Spinta del terreno

Il Peso proprio comprende i pesi di tutti gli elementi strutturali considerando il peso specifico del cemento armato pari a 25 kN/m^3 , il peso del calcestruzzo non armato pari a 24 kN/m^3 , il peso della muratura in pietrame pari a 19 kN/m^3 .

Il peso proprio comprende anche il peso del terreno (con e senza falda) e le forze indotte dal terreno calcolate sulla base delle caratteristiche geotecniche. Per il terreno, il peso specifico varia da 18 kN/m^3 a 20 kN/m^3 .

3.3.2 Carichi Variabili

I carichi variabili agenti sulle opere arginali comprendono, dove presente:

- La Spinta del terreno per effetto del carico da traffico sul rilevato stradale a tergo del muro calcolata a partire dal valore del carico verticale da traffico assunto pari a 20 kN/m^2 tenuto conto del coefficiente di spinta attiva del terreno su cui grava.

3.3.3 Carichi orizzontali

Azione sismica

L'analisi sismica delle strutture arginali deve considerare i seguenti aspetti:

- effetti inerziali del terreno, delle strutture di sostegno e degli eventuali carichi aggiuntivi presenti;
- effetto della distribuzione delle pressioni interstiziali;
- effetto idrodinamico indotto dal sisma sull'acqua per la presenza di falda nel terreno.

Secondo quanto stabilito nelle NTC 2008, l'analisi sismica, in analogia a un'opera di sostegno, può essere eseguita mediante metodi pseudo statici in base ai quali, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Gli **effetti dell'azione sismica su un muro di sostegno** vengono considerati mediante due coefficienti sismici orizzontale e verticale così determinati:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove a_{\max} è l'accelerazione massima attesa al sito e g rappresenta l'accelerazione di gravità.

L'accelerazione massima viene valutata in base alla seguente espressione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), mentre a_g rappresenta l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido. Per muri liberi di ruotare e traslare si considera che l'incremento di azione dovuto al sisma agisca nello stesso punto dell'azione statica ed il coefficiente β_m è tabellato in normativa in funzione della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione massima attesa. Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario. In quest'ultimo caso, si assume che l'incremento di spinta dovuta al sisma sia applicato a metà altezza del muro.

Gli **effetti dell'azione sismica su una paratia** vengono considerati mediante il coefficiente sismico orizzontale così determinato:

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

dove a_{\max} è l'accelerazione massima attesa al sito e g rappresenta l'accelerazione di gravità.

L'accelerazione massima viene valutata in base alla seguente espressione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), mentre a_g rappresenta l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

$\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera.

Può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il seguente diagramma:

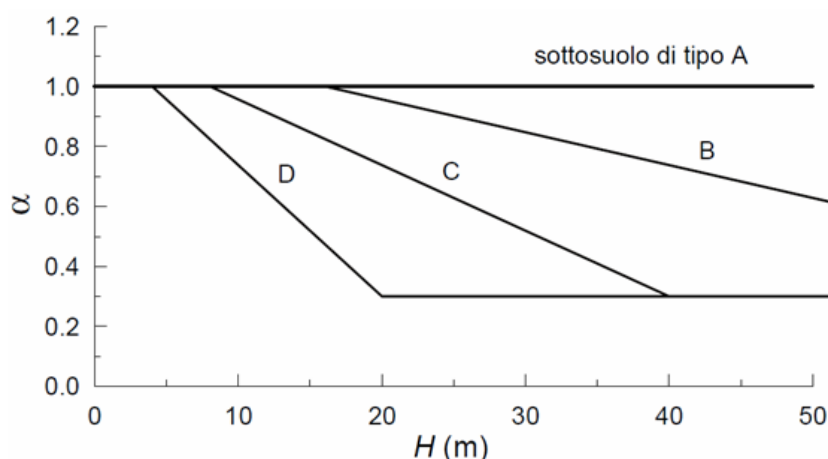


Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α .

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

$\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza. Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di seguito riportato, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per $u_s = 0$ si ha $\beta = 1$;

$$u_s \leq 0.005$$

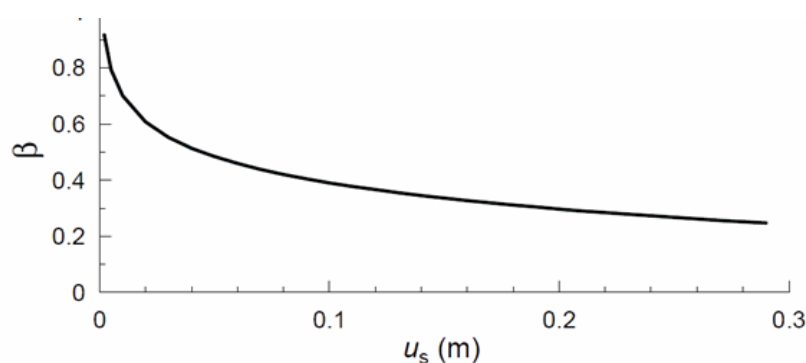


Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Dati generali di riferimento:

- Normativa di Riferimento: **D.M. 14 gennaio 2008 (NTC08)**
- Classe d'uso dell'opera: **II**
- Provincia: **MS**
- Comune: **Carrara**
- Coefficiente d'uso della costruzione: **$C_U = 1,0$**
- Vita Nominale: **$V_N = 50$ anni**
- Periodo di riferimento per la costruzione: **$V_R = 50$ anni**
- Categoria topografia: **T1**
- Categoria sottosuolo: **C**

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
10,0617

LATITUDINE
44,0639

☒ Ricerca per comune

REGIONE
Toscana

PROVINCIA
Massa-Carrara

COMUNE
Carrara

Elaborazioni grafiche

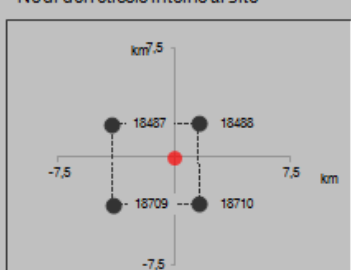
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri


Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

☐ Sito esterno al reticolo

☐ Interpolazione su 3 nodi

☒ Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,045	2,490	0,233
SLD	50	0,056	2,508	0,251
SLV	475	0,137	2,413	0,292
SLC	975	0,177	2,373	0,299

In particolare per lo Stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV si ha:

$$P_{VR} = 10\%$$

Periodo di riferimento per la costruzione: $V_R = 50$ anni

Periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica: $T_R = 475$ anni

Accelerazione orizzontale massima al sito: $a_g = 0.137g$

Muri di sostegno arginali $\rightarrow \beta_m = 0.24$ (oppure 1 nel caso di muri non in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno).

3.4 Combinazioni di carico

I carichi vengono combinati in accordo al D.M. 14.01.2008, in particolare per lo stato limite ultimo sono previste due combinazioni: una per carichi verticali e l'altra considerando l'azione orizzontale del sisma secondo i coefficienti riportati a seguire.

Combinazioni allo SLU

$$\text{Comb. SLU: } \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica

$$\text{Comb. SISMICA: } E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

Per quanto riguarda i valori dei coefficienti parziali da impiegare per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi di tipo STR, si adotta l'approccio progettuale **"Approccio 2"**: **A1+M1+R3**.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Fig. 2 – Coefficienti parziali per le azioni - D.M. 14.01.2008 – Tab. 6.2.I

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Fig. 3 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno - D.M. 14.01.2008 – Tab. 6.2.II
Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Fig. 4 – Coefficienti parziali γ_R per le fondazioni profonde - D.M. 14.01.2008 – Tab. 6.4.II

3.5 Verifiche

Le verifiche vengono condotte con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo strutturale (STR)
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali del muro, dei pali di fondazione e della paratia di micropali.
- SLU di tipo geotecnico e di equilibrio
 - Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - Ribaltamento del muro di sostegno – SLU di equilibrio di corpo rigido (EQU);
 - Scorrimento sul piano di posa del muro di sostegno;
 - Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera della paratia (atto di moto rigido).