

LAVORI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA  
DEL SOTTOPASSO DI CONCA FALLATA  
IN COMUNE DI MILANO [MI-E-788]

**PROGETTO ESECUTIVO**

*Relazione:*

**R05**

*Descrizione:*

**RELAZIONE STRUTTURALE**

**Progettista:**

Prof. Ing. Luigi Natale

**Responsabile del procedimento:**

Dott. Ing. Gaetano La Montagna

**SETTEMBRE 2013**

## INDICE

1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3. MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO	5
4. VERIFICHE STATICHE	7
4.1 GEOMETRIA DELLO SBARRAMENTO E TIRANTE IDRICO	7
4.2 PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE	7
5 VERIFICA DELLA SEZIONE DEL PANCONO	9
6. VERIFICA DEI MURI ESISTENTI IN CORRISPONDENZA AI NUOVI GARGAMI	11
6.1 RISULTATI DELLE PROVE IN SITO	11
6.2 CARATTERIZZAZIONE DEL CALCESTRUZZO	12
6.2.1 CARATTERIZZAZIONE DELLA RESISTENZA ATTRAVERSO IL VALOR MEDIO DELLA RESISTENZA RICAVALO DALLE PROVE E FATTORE DI CONFIDENZA	12
6.3 IPOTESI ADOTTATE PER LE VERIFICHE A TAGLIO E FLESSIONE	15
6.4 VERIFICA AL TAGLIO	16
6.5 VERIFICA A FLESSIONE	16
7. VERIFICA DEI PALI	18
7.1 METODO DI CALCOLO	18
7.1.1 PRESSIONE ATTIVA	19
7.1.2 PRESSIONE PASSIVA	19
7.1.3 PRESSIONE IDROSTATICA A VALLE DEL DIAFRAMMA	19
7.1.4 MODULO DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO	20
7.2 PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO	21
7.3 SUCCESSIONE STRATIGRAFICA	21
7.4 PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE E VERIFICHE STATICHE	22

## 1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Il progetto prevede la realizzazione di panconature che vengono calate all'interno dei gargami esistenti o da realizzarsi nei muri della canna del vecchio sifone sovrapposte e contrastate reciprocamente con lo schema a "porta vinciana". In tal modo la struttura resistente forma uno schema statico di arco a tre cerniere: due in corrispondenza delle gargamature sui muri e una di vertice in corrispondenza di un elemento che ha la sola funzione di guida in fase di montaggio.

Gli appoggi alle spalle e in testa sono conformati in modo da consentire ai due elementi dell'arco di disporsi nel modo migliore sotto l'azione della spinta idrostatica.

La panconatura, illustrata nelle tavole B02 e B03, è alta  $h = 2.00\text{m}$  ed è costituito da n. 5 elementi trave sovrapposti, realizzati con tubi standard di sezione  $300 \times 400 \times 8\text{mm}$ . Gli elementi sono dimensionati per resistere ad un tirante d'acqua di  $3.00\text{m}$ , con un sormonto di  $\Delta = 1.00\text{m}$  al di sopra della sommità della barriera, essendo il tirante idrico di progetto pari a  $3.00\text{m}$  d'acqua..

La procedura di posa dei panconi a "porta vinciana" è descritta in dettaglio in R08 - Piano di manutenzione e gestione delle opere.

Il quantitativo di travi da realizzare è:

N. 10 travi lunghe  $L = 9.50\text{ (m)}$  per la chiusura a monte della botte a sifone nuova;

N. 10 travi lunghe  $L = 9.50\text{ (m)}$  per la chiusura a valle della botte a sifone nuova;

N. 5 travi lunghe  $L = 3.20\text{ (m)}$  per la chiusura di monte della botte vecchia. La disposizione dell'arco a tre cerniere è asimmetrica per consentire l'utilizzo dei più lunghi panconi della botte nuova;

N. 5 travi lunghe  $L = 3.20\text{ (m)}$  per la chiusura di valle della botte vecchia.

L'elemento di vertice è parzialmente smontabile:

- la parte fissa che rimane in opera è formata da una colonna in profilo HEB300 di altezza  $70\text{cm}$  fissata al fondo del canale, difesa e irrobustita da un pilastro in calcestruzzo armato di altezza  $50\text{cm}$ ;
- la parte mobile smontabile è costituita da una colonna HEB300 collegata con giunto flangiato alla sottostante parte fissa ed è dotata di un'appendice a monte costituita da una IPE600 sagomata che funge da guida per la posa dei panconi. Complessivamente l'elemento di vertice montato per accogliere i panconi ha un'altezza di  $2.10\text{m}$  ( $10\text{cm}$  in più dello sbarramento).

Quando i panconi vengono caricati dalla spinta idrostatica, la parte mobile si sposta all'indietro lungo l'asse del canale, per non trasferire sforzi di taglio e flessione al sottostante elemento fisso. Questo è reso possibile dai fori asolati del giunto e dal fatto che l'appendice-guida di monte non è a contatto con l'elemento fisso.

Per garantire la sicurezza anche rispetto alla temporanea inversione della spinta idrostatica sui panconi che può verificarsi durante la fase di esaurimento della piena, il gargame è stato dotato di un fermo che assorbe la trazione di vincolo che tende a "sfilare" i panconi dal gargame quando la spinta di valle supera quella esercitata da monte sul pancone. La massima differenza di tirante idrico sopportata dal fermo è pari a  $0.8\text{m}$ . Tale azione è, comunque, da considerarsi di tipo eccezionale in quanto le operazioni di pulizia del sottopasso prevedono sempre il presidio del cantiere e la presenza di pompe di sollevamento in grado di svuotare rapidamente l'area compresa tra gli sbarramenti.

Il progetto prevede anche la realizzazione di un'apposita area di manovra in destra canale in corrispondenza al sifone vecchio. Per il sostegno del piano di lavoro è stato previsto un innalzamento del muro di sponda attuale per una lunghezza di circa  $36.00\text{m}$ . Le sollecitazioni derivanti dalle spinte del terreno sono sopportate interamente da una nuova opera di sostegno costituita da pali trivellati di diametro  $100\text{cm}$  posti ad interasse  $1.5\text{ m}$ . E' stato considerato un sovraccarico di servizio pari a  $4\text{ t/m}^2$  sul piano di

lavoro. Tale sovraccarico è più gravoso di quello per i carichi concentrati previsti sui ponti di prima categoria.

Le verifiche nei confronti delle azioni sismiche non sono risultate rilevanti ai fini del dimensionamento in quanto per questo risulta determinante la presenza del sovraccarico di esercizio che in condizione sismica può essere considerato nullo o considerevolmente ridotto. Tutti i calcoli e le verifiche sono stati eseguiti in conformità alle prescrizioni delle nuove norme tecniche per le costruzioni (NTC2008) approvate con D.M. 14/01/2008 con le necessarie integrazioni fornite dalla Circolare n. 617 del 02/02/2009, dagli Eurocodici (e relative Appendici Nazionali), che costituiscono, ove necessario, il sistematico supporto applicativo delle nuove norme.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le strutture sono dimensionate per garantire le necessarie condizioni di sicurezza prescritte dalle norme tecniche vigenti:

- “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica” – Legge 5 novembre 1971, n. 1086;
- “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche” – Legge 2 febbraio 1974, n. 64;
- “Norme tecniche per le costruzioni” – D.Min Interni e Prot. Civile 14 gennaio 2008;
- “Nuova Circolare delle Norme Tecniche per le Costruzioni” del Consiglio Superiore dei LLPP n. 617 del 02/02/2009 pubblicata sul S.O. n. 27 della G.U. del 26/02/2009 n. 47;
- UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.
- UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Carichi da traffico sui ponti.
- UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1993-1-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-3: Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo.
- UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.
- UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

### 3. MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO

#### a) CALCESTRUZZO

Classe C32/40	Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} \geq 40.00 \text{ N/mm}^2$
	Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} \geq 33.20 \text{ N/mm}^2$
	Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} \geq 2.17 \text{ N/mm}^2$
	Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 18.81 \text{ N/mm}^2$
	Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1.45 \text{ N/mm}^2$
	Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	$f_{ctd} = 3.26 \text{ N/mm}^2$
	Modulo elastico istantaneo	$E_{cm} = 33643 \text{ N/mm}^2$
	Coefficiente di <i>Poisson</i>	$\mu = 0.12$
Classe C45/55	Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} \geq 55.00 \text{ N/mm}^2$
	Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} \geq 45.65 \text{ N/mm}^2$
	Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} \geq 2.68 \text{ N/mm}^2$
	Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 25.87 \text{ N/mm}^2$
	Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
	Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	$f_{ctd} = 4.02 \text{ N/mm}^2$
	Modulo elastico istantaneo	$E_{cm} = 36416 \text{ N/mm}^2$
	Coefficiente di <i>Poisson</i>	$\mu = 0.12$

#### b) ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Tipo B450C	Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450.0 \text{ N/mm}^2$
	Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540.0 \text{ N/mm}^2$
	Allungamento	$(A_{gt})_k \geq 7.5 \%$
	Resistenza di calcolo dell'acciaio	$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$

#### c) ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

Trefolo Stabilizzato da 1/2"	Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale	$f_{p(1)k} \geq 1670.0 \text{ N/mm}^2$
	Tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk} \geq 1860.0 \text{ N/mm}^2$
	Allungamento sotto carico	$A_{gt} \geq 3.5$
	Resistenza di calcolo dell'acciaio	$f_{pd} = 1452.2 \text{ N/mm}^2$

d) ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE

Tipo S235	Tensione caratteristica di snervamento ( $t \leq 40$ mm)	$f_{yk} \geq 235.0 \text{ N/mm}^2$
	Tensione caratteristica di rottura ( $t \leq 40$ mm)	$f_{tk} \geq 360.0 \text{ N/mm}^2$
	Tensione caratteristica di snervamento ( $t > 40$ mm)	$f_{yk} \geq 215.0 \text{ N/mm}^2$
	Tensione caratteristica di rottura ( $t > 40$ mm)	$f_{tk} \geq 360.0 \text{ N/mm}^2$
Bulloni classe 8.8	Tensione di snervamento	$f_{yb} \geq 649.0 \text{ N/mm}^2$
	Tensione di rottura	$f_{tb} \geq 800.0 \text{ N/mm}^2$

#### 4. VERIFICHE STATICHE

Le ipotesi di calcolo adottate per la verifica statica delle strutture sono le seguenti

##### 4.1 GEOMETRIA DELLO SBARRAMENTO E TIRANTE IDRICO

Il tirante idrico sulla soglia è assunto pari al valore di progetto  $h = 3.00\text{m}$ ,

L'altezza di ritenuta è assunta pari a  $h_R = 2.00\text{m}$ .

Poiché i panconi sono realizzati tra loro uguali e intercambiabili, per praticità di posa, si esegue la verifica di quello con la massima altezza di spinta, ovvero il primo dal basso.

Si esegue la verifica per gli elementi disposti nella canna del sifone nuovo in cui la luce netta massima in corrispondenza alla posizione dei gargami è  $L = 17.38\text{m}$ .

Le panconature da disporsi sul vecchio sifone, che ha una luce pari a circa  $L = 11.65\text{m}$ , sono soggette a sollecitazioni inferiori.

L'angolo formato dai panconi con l'asse del canale è quello tipico di  $70^\circ$  utilizzato per le porte vinciane.

##### 4.2 PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE

Detti:

$h_w$  altezza di spinta rispetto la base del pancone [m]

$b$  altezza del singolo pancone [m]

$p_d$  carico distribuito sul pancone dovuto alla spinta dell'acqua [Kg/m]

$L$  Luce totale teorica tra le cerniere di appoggio [m]

$H$  Reazione (spinta) orizzontale sulla cerniera di appoggio [Kg]

$V$  Reazione verticale sulla cerniera di appoggio [Kg]

$N$  Sforzo normale (costante) sul pancone [Kg]

$M$  Momento flettente massimo in mezzzeria del pancone [Kgm]

$\alpha^\circ$  angolo tra il pancone e la retta congiungente le due cerniere nei gargami ( $\alpha = 20^\circ$ )

$$c = \cos (\alpha)$$

$$s = \sin (\alpha)$$

$\gamma_F$  coefficiente di sicurezza parziale per i carichi

$\gamma_w$  peso specifico dell'acqua

si ottengono le sollecitazioni di calcolo con le seguenti formule (si omette il pedice d per i parametri di sollecitazione):

$$p_d = \gamma_w \left( h_w - \frac{b}{2} \right) b \gamma_F$$

$$H = p_d \frac{L}{4} \frac{c^2 - s^2}{c s}$$

$$V = p_d \frac{L}{2}$$



$$N = H c + V s$$

$$M = \frac{p_d}{8} \left( \frac{L}{c} \right)^2$$

Il coefficiente parziale sui carichi è assunto  $\gamma_F = 1.3$  come previsto dal DM 14/01/2008 per la spinta dell'acqua.

Se si utilizza il coefficiente parziale sui carichi pari a 1.5 e si considera la spinta dell'acqua come carico variabile si ottiene una massima altezza di spinta oltre il coronamento dello sbarramento pari a 0.63m (anziché 1.00m) che può considerarsi comunque ampiamente accettabile.

## 5 VERIFICA DELLA SEZIONE DEL PANCONO

Poiché la parete verticale compressa (parete a monte) del pancone per il suo spessore fa sì che la sezione tubolare sia in classe 4, si è utilizzato il metodo di verifica “del foro nell’anima” considerando due tratti di lunghezza 14€ a partire dalla fine del raccordo delle pareti orizzontali.

E’ stato utilizzato un coefficiente di sicurezza parziale per il carico di instabilità pari a  $\gamma_{M1} = 1.05$  come previsto dal DM 14/01/2008.

Le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio sono esplicitate nella tabella 1.

Verifica pancone 1			
DH =	1,00 m	altezza sfioro	
Hsup =	<b>2,00</b> m	altezza coronamento superiore	
Hw =	2,80 m	H media rispetto asse pancone	
b panc =	0,40 m	altezza singolo pancone	
p =	<b>1120</b> Kg/m	carico di esercizio uniformemente distribuito	
L =	17,80 m	Luce in proiezione orizzontale agli assi	
alfa =	20 gradi	0,349066 rad	
s =	<b>8,00</b> mm		
Asez =	107,00 cm <sup>2</sup>	Caratteristiche sezione senza tener conto	
Jsez =	16.212,00 cm <sup>4</sup>	della classificazione	
Wsez =	1.081,00 cm <sup>3</sup>		
α =	<b>0,49</b>	fattore di imperfezione	
γ <sub>f</sub> =	<b>1,30</b>	coeff. Parziale carichi	
γ <sub>m1</sub> =	<b>1,05</b>	coeff. Parziale instabilità	
c =	11,20 cm	lunghezza fittizia oltre i raccordi	
h <sub>foro</sub> =	14,40 cm	altezza del foro nell'anima	
f <sub>yk</sub> =	<b>2.350,00</b> Kg/cm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento	
A'sez =	<b>83,96</b> cm <sup>2</sup>	Caratteristiche della sezione depurata	
J'sez =	<b>13.424,16</b> cm <sup>4</sup>	del foro nell'anima	
W'sez =	<b>894,94</b> cm <sup>3</sup>		
Cos	0,93969		
Sin	0,34202		
L <sub>p</sub> =	9,47 m	Lunghezza effettiva del pancone agli assi	
K =	2,38351	$K = \frac{\cos^2(\alpha) - \sin^2(\alpha)}{\cos(\alpha)\sin(\alpha)}$	
H =	<b>11.879,40</b> Kg	spinta orizzontale di esercizio	
V =	<b>9.968,00</b> Kg	azione verticale di esercizio	
beta =	<b>40,00</b> gradi	inclinazione della reazione vincolare	
R =	<b>15.507,46</b> Kg	reazione vincolare	
sigma C =	<b>77,54</b> Kg/cm <sup>2</sup>	tensione di esercizio calcestruzzo gargame	
N =	<b>14.572,24</b> Kg	sforzo normale massimo di esercizio pancone	
M =	<b>12.558,46</b> Kgm	momento massimo di esercizio pancone	
f =	<b>3,45</b> cm	freccia in esercizio	
L/f =	<b>274,78</b>	rapporto Luce / Freccia	
N <sub>d</sub> =	<b>18.943,91</b> Kg	sforzo normale massimo di calcolo pancone	
M <sub>d</sub> =	<b>16.326,00</b> Kgm	momento massimo di calcolo pancone	
L <sub>o</sub> =	947,12 cm	Lunghezza libera di inflessione	
i =	12,64 cm	raggio d'inerzia sezione depurata del foro	
L <sub>o</sub> /i =	74,90		
N <sub>cr</sub> =	<b>310.168,56</b> Kg	carico critico euleriano	
λ =	<b>0,80</b>		
Φ =	<b>0,96</b>		
chi =	<b>0,79</b>	<b>0,79</b>	
N <sub>brd</sub> =	<b>149.308,03</b> Kg	sforzo normale resistente considerando l'instabilità	
<b>Verifica</b>			
N <sub>d</sub> /N <sub>brd</sub> =	<b>0,127</b>		
M <sub>d</sub> /M <sub>rd</sub> =	<b>0,868</b>		
Somma =	<b>0,995</b>	<b>&lt;1: VERIFICATO</b>	

Tabella 1 – Verifica del pancone più sollecitato

## 6. VERIFICA DEI MURI ESISTENTI IN CORRISPONDENZA AI NUOVI GARGAMI

I muri della botte a sifone realizzata nel 2005 sono armati e sono in grado di sostenere le spinte esercitate dai panconi.

I muri della vecchia botte a sifone posta in destra idraulica hanno uno spessore di 1.4m e non paiono dotati di armatura metallica.

Nel mese di settembre 2013 sono stati acquisiti i risultati delle prove di caratterizzazione del calcestruzzo esistente, condotte dalla ditta TECNO PIEMONTE S.p.A. per conto di AIPO.

Sono state eseguite 2 (due) prove a compressione su provini cilindrici prelevati dal muro e 5 (cinque) prove SONREB sul medesimo. Sui provini sono state eseguite le prove di carbonatazione con il metodo della fenolftaleina secondo UNI EN 13295.

I risultati delle prove sono presentati nel “Rapporto di prova n. 09361/17/17” della TECNO PIEMONTE S.p.A. e sono contrassegnati con la dicitura “Muro Naviglio Pavese”.

### 6.1 RISULTATI DELLE PROVE IN SITO

Si riportano nel seguito i risultati ottenuti tratti dal rapporto sopra citato.

#### CARBONATAZIONE

<i>Campione</i>	<i>Carbonatazione</i>
<b>Muro Naviglio Pavese 1</b>	<b>Assente</b>
<b>Muro Naviglio Pavese 2</b>	<b>Assente</b>



## RESISTENZA A COMPRESSIONE PROVINI CILINDRICI

Contrassegno provino	Ubicazione	Data prova	Dimensioni provino			Area [mm <sup>2</sup> ]	Massa Volumica [kg/m <sup>3</sup> ]	Resistenza a compressione $f_c^{(*)}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Tipo di rottura
			lunghezza L [mm]	diametro D [mm]	rapporto L/D				
1	Muro Naviglio Pavese 1	17/09/2013	99,0	99,0	1,00	7698	1978	6,3	S
2	Muro Naviglio Pavese 2	17/09/2013	99,0	99,0	1,00	7698	2187	20,9	S

## PROVE SONREB

Ubicazione	Indice di rimbalzo	Resistenza a compressione stimata	V [m/s]	Resistenza a compressione RILEM [MPa]
	S	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Muro Naviglio Pavese (*)	44	42	2750	16,2
	44	42	2850	17,8
	46	52	3100	23,6
	42	40	2780	15,6
	45	50	2940	19,9
	47	55	3050	23,3

(\*) la superficie del muro risultava molto omogenea e liscia, dopo carotaggio è stato possibile constatare che lo strato superficiale (circa 10 mm) risulta realizzato con un prodotto ad alta resistenza, di caratteristiche diverse rispetto al sottostante calcestruzzo, falsando presumibilmente per tanto le prove non distruttive sclerometro ed ultrasuoni

Dai risultati sopra riportati è possibile vedere che il calcestruzzo non risulta carbonatato. Inoltre, i risultati delle prove SONREB sono probabilmente falsati dalla presenza di uno strato superficiale di malta ad alta resistenza. Per tale motivo si farà riferimento in via cautelativa esclusivamente alle prove di schiacciamento dei provini.

## 6.2 CARATTERIZZAZIONE DEL CALCESTRUZZO

### 6.2.1 CARATTERIZZAZIONE DELLA RESISTENZA ATTRAVERSO IL VALOR MEDIO DELLA RESISTENZA RICAVALTO DALLE PROVE E FATTORE DI CONFIDENZA

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008 (NTC2008) e la relativa Circolare non prevedono la caratterizzazione dei materiali esistenti attraverso la resistenza caratteristica (frattile di ordine 5%), ma richiedono, semplicemente, di valutare le resistenze degli elementi impiegando (NTC 2008, punto 8.7.2, sesto capoverso) “le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo le modalità indicate al punto 8.5.3 (le indagini sperimentali, le verifiche visive e la documentazione disponibile, NDR) , divise per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto”

La Circolare, al punto C.8.7.2.4 chiarisce anche che “I fattori di confidenza indicati nella Tabella C8A.1 servono a un duplice scopo:

*a) per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili; le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono divise per i fattori di confidenza” ....*

Dunque, ai fini delle verifiche, non è strettamente necessario eseguire un’elaborazione statistica, se non quella relativa al calcolo della media dei risultati delle prove disponibili; i risultati ottenuti possono essere eventualmente integrati con altri fattori di conoscenza, se disponibili, come, ad esempio, certificati di prove eseguite all’epoca della costruzione o informazioni di carattere generale sull’utilizzo dei materiali da costruzione sulla base delle norme vigenti o degli usi all’epoca della costruzione.

Nel caso in esame sono disponibili solo le prove di cui si è già riferito al punto precedente.

E’ opportuno, comunque, tenere in considerazione anche il punto C.8.A.1.B.4 della Circolare 617 che recita:

*“I Fattori di Confidenza indicati nella Tabella C8A.2 possono essere utilizzati, in assenza di valutazioni più approfondite, per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi. Le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono divise per i Fattori di Confidenza.....”*

*“I Fattori di Confidenza possono anche essere valutati in modo differenziato per i diversi materiali, sulla base di considerazioni statistiche condotte su un insieme di dati significativo per gli elementi in esame e di metodi di valutazione di comprovata validità”.*

Quanto sopra significa che la valutazione dei Fattori di Confidenza da applicare alle resistenze dei materiali deve essere correlata al livello di conoscenza conseguito in base al numero di prove effettuate e alle informazioni disponibili e, possibilmente, confrontato con le risultanze di un’analisi statistica delle prove sperimentali.

Ai fini pratici ne consegue che, ove venisse riscontrata un’elevata dispersione dei risultati delle prove (cioè un valore elevato del coefficiente di variazione), a prescindere dal numero di prove eseguite, occorrerà tenerne debito conto nella scelta dei Fattori di Confidenza, eventualmente differenziandoli per i diversi materiali.

Va anche osservato che i valori di resistenza che si adottano (divisi per il fattore di confidenza) sono valori di resistenza in opera del materiale, non ricavati, cioè, da provini appositamente confezionati che vengono utilizzati per le prove di accettazione dei materiali nelle nuove costruzioni. La precisazione è particolarmente importante per il calcestruzzo per il quale è noto che la resistenza ricavata dai provini prelevati dalla struttura in opera è inferiore alla resistenza rilevabile dallo schiacciamento dei cubetti.

Per utilizzare le resistenze derivanti dai risultati dalle prove di schiacciamento delle carote estratte dalla struttura è necessario comunque eseguire delle elaborazioni per tener conto dei seguenti parametri:

1. rapporto H/D tra altezza e diametro della carota;
2. rapporto tra il diametro degli inerti del calcestruzzo della carota rispetto al diametro della stessa;
3. influenza del disturbo provocato dal carotaggio sul provino;
4. influenza dell’eventuale presenza di armature nella carota.

La resistenza è, inoltre, influenzata dalla posizione del carotaggio in relazione al getto del manufatto, ma nelle valutazioni della resistenza in opera non sembra logico considerare questo fattore che, invece, potrà essere considerato quando si vuole dedurre dalla resistenza misurata in opera la resistenza nominale teorica del provino appositamente confezionato per una caratterizzazione di tipo convenzionale. Ovviamente, in tal caso, si terrà conto anche del fattore modificativo per passare dalla resistenza in opera alla resistenza teorica su provino.

Sulla base di quanto contenuto nella letteratura tecnica, per il passaggio dalla resistenza a schiacciamento della carota alla resistenza su provino con rapporto H/D=2, che rappresenta la resistenza cilindrica da utilizzare nei calcoli, si è tenuto conto dei parametri sopra elencati attraverso 4 coefficienti:

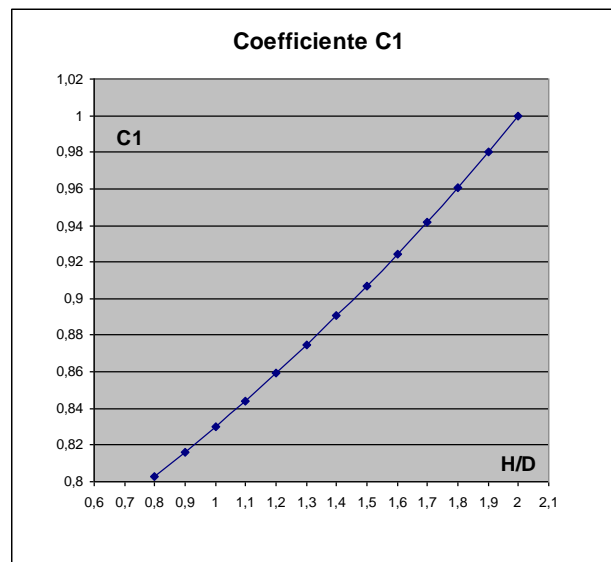
**C1:** trasforma la resistenza allo schiacciamento di un provino con rapporto H/D qualsiasi in quella di un provino con rapporto H/D=2. Si è assunto :

$$C1 = \frac{4.882}{\left(6.882 - \frac{H}{D}\right)}$$

La correlazione adottata risulta leggermente diversa e meno conservativa, almeno per i rapporti H/D in gioco, di quella classica che pone  $C1=2/(1.5+D/H)$ .

Si vede che  $C1 = 0.83$  per  $H/D=1$

Mentre  $C1 = 1.00$  per  $H/D=2$



**C2:** tiene conto del rapporto tra il diametro degli inerti e il diametro della carota: si è assunto sempre  $C2=1$  in quanto non è noto per tutte le carote il diametro massimo degli inerti contenuti e in quanto l'influenza del coefficiente è comunque modesta visto il diametro di carota utilizzato;

**C3:** tiene conto del disturbo del carotaggio; questo fattore è superiore all'unità ed aumenta al diminuire della resistenza del calcestruzzo: si è considerato  $C3=1.2$  per resistenze minori di  $150 \text{ Kg/cm}^2$  e  $C3=1.1$  per resistenze maggiori di  $150 \text{ Kg/cm}^2$  (Cfr. Collepardi e Coppola);

**C4 :** si è considerato  $C4=1$  in quanto le carote prelevate non contengono barre di armatura.

Dunque si sono considerati diversi da 1 solo i coefficienti C1 e C3.

Per quanto riguarda il fattore di confidenza, dato l'esiguo numero di prove disponibili si è considerato il livello di conoscenza più basso e dunque:

Livello di conoscenza:	LC1
------------------------	-----

Di conseguenza:

Fattore di Confidenza: FC = 1.35
----------------------------------

Nella Tabella che segue sono riportati i risultati delle elaborazioni.

Provino n.	D (mm)	H (mm)	Resistenza carota misurata in laboratorio		effetto forma cilindro	effetto disturbo carote	Resistenza cilindrica carota per H/D=2		
			<b>Rcar</b> (Kg/cm <sup>2</sup> )	H/D	C1	C3	<b>fc</b> (Kg/cm <sup>2</sup> )	<b>fc,med</b> (Kg/cm <sup>2</sup> )	<b>fc,med/FC</b> (FC=1.35)
1	99	99	63	1	0,830	1,200	<b>62,75</b>	126,78	<b>93,91</b>
2	99	99	209	1	0,830	1,100	<b>190,82</b>		

Nella parte sinistra della tabella sono elaborati i valori della resistenza della carota misurata in laboratorio (Rcar) per passare alla resistenza cilindrica (fc) per provino con H/D=2 tenendo conto dell'influenza degli effetti sopra elencati.

In conclusione nel calcolo verrà utilizzato il valore arrotondato:

$$f_{c,med} / 1.35 = 94 \text{ Kg/cm}^2$$

In modo equivalente, nelle formule in cui è necessario introdurre fck si utilizzerà convenzionalmente il valore:

$$f'_{ck} = f_{c,med} / 1.35 = 94 \text{ Kg/cm}^2$$

Nel caso si volesse utilizzare la resistenza cubica anziché quella cilindrica si considererà:

$$R'_{ck} = f'_{ck} / 0.83 = 94 / 0.83 = 113 \text{ Kg/cm}^2$$

I modelli di calcolo da impiegarsi per le verifiche di resistenza sono quelli previsti delle NTC2008.

In particolare la resistenza di calcolo fcd per le verifiche di resistenza degli elementi duttili e fragili sarà calcolata con la formula usuale:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

assumendo  $\alpha_{cc} = 0.85$  in tutte le condizioni di carico, come precisato al primo capoverso del punto C.7.4.4 della Circolare e  $f_{ck} = f'_{ck}$

Il coefficiente parziale  $\gamma_c$  sarà assunto pari a 1.5 per gli elementi o meccanismi fragili e pari ad 1 per quelli duttili, come previsto al punto 8.7.2 delle NTC2008 e ai punti C.8.7.2.4 e C.8.7.2.5 della Circolare.

### 6.3 IPOTESI ADOTTATE PER LE VERIFICHE A TAGLIO E FLESSIONE

Si esegue la verifica a taglio e flessione di questi muri ipotizzando cautelativamente:

- assenza completa di armatura metallica nel muro esistente;
- armatura aggiunta nel gargame inghisata alla base con resina epossidica non attiva;
- resistenza del calcestruzzo come ricavata al punto precede dente pari a  $R_{ck} = 113 \text{ Kg/cm}^2$ .

Dal calcolo risulta:

Azione totale di esercizio sui 4 panconi

orizzontale  $H = 42426.43 \text{ Kg}$

verticale  $V = 35600.00 \text{ Kg}$

Posizione della risultante dal basso:  $\delta y = 0.66 \text{ m}$

I valori sono stati ricavati dalla tabella 2.

L'azione rilevante per la resistenza del muro è la sola reazione H.



Il valore di calcolo è:

$$H_d = 1.30 * 42426.43 = 55153 \text{ Kg}$$

#### 6.4 VERIFICA AL TAGLIO

La verifica al taglio è condotta con il metodo riportato al § 4.2.1.3.1 delle NTC2008 per elementi senza armatura metallica.

Si trascura in questa verifica la contropinta passiva del terreno a tergo del muro e lo sforzo normale di compressione dello stesso.

Si considera reagente attorno al gargame una zona di calcestruzzo di larghezza pari al doppio dello spessore della parete (ripartizione 1:1) al di fuori della zona della parte armata che funge da colonna di ripartizione .

Dunque la sezione resistente ha le dimensioni:

$$b = 100 + 2 * 140 = 380 \text{ cm}$$

$$h = 140 \text{ cm}$$

$$d = 130 \text{ cm}$$

Risulta

$$V_{rd} = 86984 \text{ Kg}$$

Poiché  $V_{rd} > H_d$  la verifica al taglio è soddisfatta.

#### 6.5 VERIFICA A FLESSIONE

Si considera la contropinta passiva del terreno e lo sforzo normale agente sulla sezione precedentemente individuata. L'altezza minima del muro è di 2.20m. Lo sforzo normale conseguente sulla sezione di verifica considerata prudenzialmente come isolata vale:

$$N_k = 1.4 * 3.8 * 2.2 * 2.5 = 29.26 \text{ t}$$

Sulla base delle indagini, è stato assegnato al terreno più superficiale l'angolo di attrito  $\phi = 24^\circ$  con peso di volume di  $1.7 \text{ t/m}^3$

Si considera la spinta passiva adottando il valore  $\phi = 24^\circ$  per l'angolo di attrito del terreno e il valore  $\delta = 24^\circ$  per l'angolo di attrito terreno-muro. Il coefficiente di spinta viene ricavato dalla figura C. 2.1 contenuta nell'allegato C a EN 1997-1 (Eurocodice 7):

$$K_p = 3.71$$

Il momento stabilizzante dovuto alla spinta passiva vale:

$$M_p = \left[ 3.71 * 1.7 * \frac{2.2^3}{6} \right] * 2.8 = 31.3 \text{ t m}$$

Il momento ribaltante di calcolo dovuto alla spinta  $H_d$  risulta:

$$M_{rib,d} = 0.66 * 55.153 = 36.4 \text{ t m}$$

Considerando il momento stabilizzante dovuto alla reazione passiva del terreno ridotto attraverso un coefficiente di sicurezza sulla spinta passiva pari a 1.5, si ottiene:

$$M_d = 36.4 - 31.3/1.5 = 15.5 \text{ t m}$$

$$N_d = 1 * 29.26 = 29.26 \text{ t}$$

Eccentricità:

$$e_d = 15.5 / 29.26 = 0.53 \text{ m}$$

La sezione è parzializzata. La tensione massima vale:

$$\sigma_d = -2 * 29260 / (380 * (70 - 53) * 2) = -4.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Si ribadisce che nel calcolo precedente si è trascurato totalmente l'effetto dell'armatura inghisata che risulta disposta dal lato teso della sezione.

Se si tiene conto delle sole 8 barre più prossime al lembo teso, ciascuna in grado di sviluppare al massimo un valore assolutamente cautelativo di circa 500Kg a trazione tenendo conto anche della scarsa qualità del calcestruzzo si ottiene un momento resistente dovuto alle barre (con lo sforzo normale agente di 29.26 t) pari a  $M_{rd} = 24.7 \text{ tm}$  che è ampiamente maggiore del momento agente di 15.5 tm.

Spinte totali				
DH =	1,00	m	altezza sfioro	
Hsup =	2,00	m	altezza coronamento superiore	
Hw =	2,00	m	H media rispetto asse pancone	
b panc =	2,00	m	altezza singolo pancone	
p =	4000	Kg/m	carico di esercizio uniformemente distribuito	
L =	17,80	m	Luce in proiezione orizzontale agli assi	
alfa =	20	gradi	0,349066 rad	
s =	8,00	mm		
Asez =	107,00	cm <sup>2</sup>	Caratteristiche sezione senza tener conto della classificazione	
Jsez =	16.212,00	cm <sup>4</sup>		
Wsez =	1.081,00	cm <sup>3</sup>		
γ =	0,49	fattore di imperfezione		
γ <sub>f</sub> =	1,30	coeff. Parziale carichi		
γ <sub>m1</sub> =	1,05	coeff. Parziale instabilità		
c =	11,20	cm	lunghezza fittizia oltre i raccordi	
hforo =	174,40	cm	altezza del foro nell'anima	
f <sub>yk</sub> =	2.350,00	Kg/cm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento	
A'sez =	- 172,04	cm <sup>2</sup>	Caratteristiche della sezione depurata del foro nell'anima	
J'sez =	- 17.551,84	cm <sup>4</sup>		
W'sez =	- 1.170,12	cm <sup>3</sup>		
Cos	0,93969			
Sin	0,34202			
Lp =	9,47	m	Lunghezza effettiva del pancone agli assi	
K =	2,38351	$K = \frac{\cos^2(\alpha) - \sin^2(\alpha)}{\cos(\alpha)\sin(\alpha)}$		
H =	42.426,43	Kg	spinta orizzontale di esercizio	
V =	35.600,00	Kg	azione verticale di esercizio	
beta =	40,00	gradi	inclinazione della reazione vincolare	
R =	55.383,77	Kg	reazione vincolare	

Tabella 2 – Calcolo della spinta sul gargame

## 7. VERIFICA DEI PALI

La resistenza nei confronti delle spinte del terreno è affidata ai pali.

L'interasse tra i pali è  $L = 1.50$  m e il loro diametro  $D = 1.00$  m. la profondità a partire dall'intradosso della fondazione è  $Z = 14.20$  m.

I parametri di riferimento per il calcolo delle azioni di taglio e flessione sono i seguenti:

Quota terreno piazzale:	+108,00m s.l.m.
Quota base palo:	+92,30m s.l.m.
Quota terreno a valle:	+ 103,20m s.l.m. (assunto corrispondente all'estradosso platea esistente)
Sovraccarico in superficie:	3.5 t/m <sup>2</sup>

### 7.1 METODO DI CALCOLO

Sono riportati in letteratura diversi metodi per il dimensionamento dei diaframmi e dei puntelli o tiranti e per le verifiche di equilibrio globale.

Il progettista ha utilizzato uno specifico codice di calcolo atto a simulare l'interazione in fase elastoplastica terreno – paratia.

Non si è ritenuto opportuno impiegare un metodo di calcolo rigido - plastico, quale ad esempio quello proposto da Blum (Colombo, 1974), poiché non fornisce informazioni sull'entità delle deformazioni.

Tra i possibili modelli di comportamento, è assai adatto alla rappresentazione analitica e alla successiva organizzazione nell'ambito di un programma di calcolo automatico quello di seguito descritto.

Il terreno reagisce elasticamente, con modulo di reazione  $K$  sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali, la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

Per il calcolo delle profondità di infissione e delle sollecitazioni agenti nella paratia è stato utilizzato un codice di risoluzione agli elementi finiti monodimensionali, adottando un modello matematico non lineare capace di simulare la risposta elastoplastica del terreno a valle e a monte della paratia.

In particolare i diaframmi vengono rappresentati con elementi trave il cui comportamento flessionale è definito dalla rigidezza  $EJ$ , mentre il terreno viene simulato attraverso elementi molla connessi ai nodi dei diaframmi.

La reazione del terreno è stata portata in conto mediante l'applicazione di vincoli elastici orizzontali di costante dedotta a partire dalle caratteristiche geotecniche dei terreni.

Questo metodo di calcolo, nei limiti della precisione consentita dalla imperfetta conoscenza dei parametri, è in grado di fornire informazioni attendibili sull'entità delle deformazioni, tenendo conto degli effetti che tali deformazioni inducono sul diagramma delle pressioni esercitate dal terreno sulla paratia. Il calcolo è iterativo con sequenza di tipo Newton - Raphson a tangente costante.

Va osservato che la convergenza si ottiene solo se la paratia ha una profondità di infissione sufficiente a consentire una configurazione ammissibile di equilibrio delle spinte (tenuto conto di eventuali vincoli rigidi o elastici esterni).

In base ai parametri geotecnici delle unità stratigrafiche e in accordo col metodo di calcolo adottato, si determinano:

### 7.1.1 PRESSIONE ATTIVA

$$P_a = \sigma'_v K_a - 2 C P_a^{0.5}$$

Dove sono:

$\sigma'_v$  tensione verticale efficace;

$C$  coesione;

$K_a$  coefficiente di spinta attiva da valutare tenendo eventualmente conto dell'angolo di inclinazione della spinta rispetto alla paratia.

Per tutte le formazioni si è ipotizzata un'inclinazione di  $0^\circ$ .

### 7.1.2 PRESSIONE PASSIVA

$$P_p = \sigma'_v K_p + 2 C K_p^{0.5}$$

dove, oltre alle variabili già definite, compare:

$K_p$  coefficiente di spinta passiva da valutare tenendo conto dell'angolo di inclinazione della spinta rispetto alla paratia.

I valori dei coefficienti di spinta sono funzione dell'angolo di attrito del terreno e dell'inclinazione della spinta. In via cautelativa si è assunta un'inclinazione nulla della spinta.

I coefficienti di spinta attiva e passiva,  $K_a$  e  $K_p$ , sono stati valutati in condizioni piane di deformazione tenendo conto di superfici di rottura curvilinee (Caquot e Kerisel, 1982).

### 7.1.3 PRESSIONE IDROSTATICA A VALLE DEL DIAFRAMMA

Sopra la quota di fondo scavo:

$$P_w = \gamma_w (Z_w - Z)$$

Dove sono:

$Z$  quota assoluta di calcolo;

$Z_w$  quota assoluta del livello statico di falda;

$\gamma_w$  peso specifico dell'acqua.

Al di sotto della quota di fondo scavo si fa riferimento alle differenze di pressioni idrostatiche fra monte e valle della chiusura, tenendo conto delle condizioni di drenaggio all'interno dello scavo e del moto di filtrazione.

Sotto la quota di fondo scavo:

$$P_w = \gamma_w \left[ (Z_w - Z) + \frac{\Delta_{pv}}{Z_F - Z_D} (Z_F - Z) \right]$$

Dove sono:

$\Delta_{pv}$  aliquota di sovrappressione di filtrazione dissipata a valle.

$Z_D$  quota assoluta della base della paratia.

$Z_F$  quota assoluta di fondo scavo.

A monte del diaframma e al di sopra della quota  $Z_M$  oltre la quale la filtrazione comporta dissipazione della sovrappressione:

$$P_w = \gamma_w (Z_w - Z)$$

A monte del diaframma e al di sopra della quota  $Z_M$  oltre la quale la filtrazione comporta dissipazione della sovrappressione:

$$P_w = \gamma_w \left[ (Z_w - Z) - \frac{\Delta_{pv}}{Z_F - Z_D} (Z_F - Z) \right]$$

#### 7.1.4 MODULO DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO .

Si è adottato un modulo  $K$  variabile con la profondità con la legge:

$$K = A_S + B_S (Z - Z_T)^n \quad (\text{kg m}^{-3})$$

Ove sono:

$Z$  la quota assoluta di calcolo

$Z_T$  la quota assoluta del terreno (a monte o a valle a seconda delle zone considerate)

I parametri sono stimati in accordo con quanto proposto di Bowles (1991):

$$A_S = 40 (C N_c + 0.5 \gamma' N_g)$$

$$B_S = 40 \gamma' N_q$$

$$n = 1 \quad (\text{variazione lineare})$$

essendo:

$\gamma'$  peso specifico del terreno immerso

$N_c$   $N_g$   $N_q$  fattori di capacità portante del terreno secondo Terzaghi.

Si sono considerati per i parametri  $A_S$  e  $B_S$  valori medi assunti validi in tutti gli strati del terreno.

Considerando:

$C = 0$  per le verifiche a lungo termine,

$\phi = 30^\circ$  angolo di attrito medio

$\gamma' = 0.8 \text{ t/m}^3$  peso specifico immerso medio

si ottiene:

$$A_S = 500 \quad (\text{t/m}^3)$$

$$B_S = 1000 \quad (\text{t/m}^4)$$

Va osservato che i parametri relativi alla rigidità delle molle che simulano il comportamento del terreno non influiscono praticamente né sul calcolo della profondità di infissione e neppure sulle sollecitazioni nella paratia.

In conformità a quanto stabilito al punto 6.5.3.1.2 delle NTC2008, le verifiche geotecniche e strutturali sono state eseguite con l'Approccio 1 che prevede le due combinazioni:

$$DA1.1 : (A1+M1+R1)$$

DA1.2 : (A2+M2+R2)

## 7.2 PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

I parametri geotecnici del terreno sono stati dedotti dalle indagini appositamente svolte nel settembre 2013 dalla ditta TECNOSUOLO che ha prodotto una relazione geologico - geotecnica e sismica a firma del dott. Geol. Marco Sala.

Per la caratterizzazione litostratigrafica del terreno è stato eseguito un sondaggio a carotaggio continuo con prove SPT nel foro di sondaggio.

Il livello altimetrico di partenza del sondaggio in superficie corrisponde grossomodo alla quota +108.00m s.l.m. che coincide con la futura sistemazione del terreno a tergo del muro di sostegno.

Durante l'esecuzione dei sondaggi è stata verificata anche la presenza della falda che è stata rinvenuta alla profondità di 5.3 m circa e dunque alla quota di 102.70m s.l.m.

## 7.3 SUCCESSIONE STRATIGRAFICA

Dall'esame delle colonne stratigrafiche del sondaggio è risultata la seguente stratigrafia:

- **Da quota +108.00 m s.l.m. a quota 102.70 m s.l.m.**

Terreno sabbioso-limoso di colore marrone - grigiastro con rari ciottoli, sormontato nei primi 1.5m da materiali rimaneggiati o di riporto; il valore di  $N_{SPT}$  nella prova realizzata in tale livello risulta pari a 5.

Parametri geotecnici:

Peso di terreno  $1.7 \text{ t/m}^3$

Coesione efficace  $c' = 0$

Coesione non drenata  $c_u = 3 \div 5 \text{ t/m}^2$

Angolo di attrito efficace  $\varphi' = 22^\circ \div 24^\circ$

- **Da quota +102.70 m s.l.m. a quota 98.50 m s.l.m.**

Sabbie medio- grossolane di colore marrone con ghiaia e ciottoli sub arrotondati, passanti a sabbie medio-grossolane di colore grigio; i valori di  $N_{SPT}$  risultano compresi tra 21 e 33

Parametri geotecnici:

Peso di terreno  $1.8 \text{ t/m}^3$

Peso terreno immerso  $0.8 \text{ t/mc}$

Coesione efficace  $c' = 0$

Angolo di attrito efficace  $\varphi' = 31^\circ \div 33^\circ$

- **Da quota +98.50 m s.l.m. a quota 92.40 m s.l.m.**

Sabbie medio- grossolane di colore marrone con ghiaia e ciottoli sub arrotondati, passanti a sabbie medio-grossolane di colore grigio; i valori di  $N_{SPT}$  risultano compresi tra 57 e 62

Parametri geotecnici:

Peso di terreno  $1.8 \text{ t/m}^3$

Peso terreno immerso  $0.8 \text{ t/m}^3$

Coesione efficace  $c' = 0$

Angolo di attrito efficace  $\varphi' = 34^\circ \div 36^\circ$

- **Da quota +92.40 m s.l.m. a quota 89.40 m s.l.m.**

Si tratta di un'intercalazione sabbioso-limosa medio-fine di colore marrone e grigio; il valore di  $N_{SPT}$  nella prova realizzata in tale livello risulta pari a 28.

Parametri geotecnici:

Peso di terreno  $1.8 \text{ t/m}^3$

Peso terreno immerso  $0.8 \text{ t/m}^3$

Coesione efficace  $c' = 0$

Angolo di attrito efficace  $\varphi' = 28^\circ \div 30^\circ$

- **Oltre quota +89.40 m s.l.m.**

Sabbie medio- grossolane di colore grigio con ghiaia e ciottoli sub arrotondati in poca frazione fine limoso-argillosa; i valori di NSPT risultano compresi tra 34 e 53.

Parametri geotecnici

Peso di terreno  $1.8 \text{ t/m}^3$

Peso terreno immerso  $0.8 \text{ t/m}^3$

Coesione efficace  $c' = 0$

Angolo di attrito efficace  $\varphi' = 30^\circ \div 32^\circ$

Sulla base dei suddetti parametri sono state eseguite le verifiche geotecniche e strutturali dei pali di sostegno del muro di sopralzo.

Da un punto di vista sismico il terreno è stato classificato come di tipo C con prova MASW.

Non sono riportate le verifiche di stabilità in condizione sismica in quanto non sono risultate determinanti per il dimensionamento dato il basso grado di sismicità del sito e l'elevato valore del carico variabile in superficie che in condizione sismica può essere parzializzato ad un valore non superiore al 30% o nullo se si fa riferimento al carico da traffico.

#### 7.4 PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE E VERIFICHE STATICHE

Il calcolo è contenuto nei tabulati di tabelle 3 - 4 - 5 - 6 ed è stato eseguito per una larghezza unitaria di 1 m. Pertanto i parametri di sollecitazione contenuti nei tabulati si riferiscono ad una fascia di 1 m. Le sollecitazioni effettive sui pali si ottengono moltiplicando per l'interasse degli stessi pari a 1.5 m.

Il momento flettente nei pali risulta massimo per la condizione DA1. 2. con:

$$M'_{d \max} = 117.66 \text{ tm/m}$$

Da cui derivano su un palo

$$M_{d \max} = 117.66 \cdot 1.5 = 176.5 \text{ tm/m}$$

$$A_f = \text{n. 24 } \phi 26$$

$$D = 100 \text{ cm}$$

$$c = 8 \text{ cm}$$

Utilizzando calcestruzzo classe C28/35 e acciaio B450C, il valore del momento resistente vale:

$$M_{r,d} = 178.3 \text{ tm}$$

Nella condizione DA1. 1 risulta:

$$M_d = 97.42 \text{ tm/m}$$

In esercizio lo spostamento massimo è risultato di 30 mm con carico in superficie di  $3.5 \text{ t/mq}$  e di 22 mm con carico in superficie di  $2 \text{ t/m}^2$ .

Manutenzione straordinaria sottopasso Conca Fallata							
Calcolo pali sopralzo muro							
Quota assoluta corrispondente a Y = 0				108,00	m	Quota assoluta	
Ordinata del terreno a monte				0,00	m	108,00	m
Ordinata del terreno a valle				4,80	m	103,20	m
Ordinata estremo superiore palancola				0,00	m	108,00	m
Ordinata estremo inferiore palancola				15,70	m	92,30	m
Dimensione minima dei conci				0,20	m		
Larghezza palancola				1,00	m		
Modulo elastico palancola				300.000	Kg/cmq		
Momento d'inerzia palancola				0,032708333	m <sup>4</sup>		
Peso specifico acqua				1,00	t/mc	Quota assoluta	
Ordinata acqua a monte				5,30	m	102,70	m
Pressione in metri acqua a monte				0,00	m		
Ordinata acqua a valle				5,30	m	102,70	m
Pressione in metri acqua a valle				0,00	m		
<b>Descrizione del diagramma di filtrazione a monte</b>						(da sommare a quello idrostatico)	
						Quota assoluta	
Ordinata inizio diagramma a monte	YHMF1			50,00	m	58,00	m
Ordinata fine diagramma a monte	YHMF2			50,00	m	58,00	m
Altezza sovrappressione a monte	DHMF			0,00	m	se <b>negativo</b> fa diminuire le pressioni neutrali	
<b>Descrizione del diagramma di filtrazione a valle</b>						(da sommare a quello idrostatico)	
						Quota assoluta	
Ordinata inizio diagramma a valle	YHVF1			50,00	m	58,00	m
Ordinata fine diagramma a valle	YHVF2			50,00	m	58,00	m
Altezza sovrappressione a valle	DHVF			0,00	m	se <b>negativo</b> fa diminuire le pressioni neutrali	
<b>Numero Tiranti</b>		<b>0</b>		<b>Numero Forze esterne</b>		<b>0</b>	
Tirante	Prof.	Rigidezza		Forza	Prof.	Forza	Momento
n.	(m)	(t/m)		n.	(m)	(t)	(tm)
1				1			
2				2			
3				3			
4				4			
5				5			
6				6			
7				7			
8				8			
9				9			
10				10			
11				11			
12				12			
13				13			
14				14			
15				15			
16				16			
17				17			
18				18			
19				19			
20				20			



Carico uniforme in superficie					Coefficiente parziale				
					DA1.1	DA1.2			
Carico uniforme in superficie					3,500	t/mq	1,5	1,3	
Angolo di diffusione dei carichi					0,00	gradi			
Rilevato					Coefficiente parziale				
					DA1.1	DA1.2			
Altezza rilevato					0,00	m	1,5	1,3	
Peso specifico rilevato					0,00	t/mq			
Distanza del piede dal diaframma					0,00	m			
Distanza della sommità dal diaframma					0,00	m			
Carico trapezio parziale					Coefficiente parziale				
					DA1.1	DA1.2			
Carico iniziale QT1					0,000	t/m	1,5	1,3	
Carico finale QT2					0,000	t/m			
Distanza iniziale DT1					0,00	m			
Distanza finale DT2					0,00	m			
Ordinata del carico dalla Y=0					0,00	m			
Stratigrafia del terreno					Numero strati		4		
Il primo strato ha convenzionalmente origine in Y=0 In realtà l'origine viene considerata dal punto ove inizia il terreno									
Strato	Ordinata base	Gamma	Gamma1	Angolo Fi	Coesione	DA1.1 (A1+M1)		DA1.2 (A2+M2)	
#	(m)	(t/mc)	(t/mc)	(gradi)	(t/mc)	K Attiva	K Passiva	K Attiva	K Passiva
A	5,30	1,700	0,700	24,0	0,000	0,42173	3,71000	0,498	2,880
B	9,50	1,800	0,800	33,0	0,000	0,29480	7,15000	0,369	4,650
C	15,60	1,800	0,800	35,0	0,000	0,27099	8,63000	0,343	5,340
D	18,60	1,800	0,800	29,0	0,000	0,34697	5,24000	0,423	3,640
5									
6									
7									
8									
9									
10									
Legge di variazione molle a valle					Vincolo del nodo di sommità				
			Legge di variazione delle molle						
			AAS	500,0	t/m	Vincolo Spostamento			
			BS	1000,0		0			
			ESP	1,000		Vincolo Rotazione			
						0			
Legge di variazione molle a monte									
AASM			500,0			t/m			
BSM			1000,0						
ESPM			1,000						
					DA1.1	DA1.2			
Coefficiente di sicurezza SPINTE TERRENO					1,3	1	1,30	1,00	
Coefficiente di sicurezza SPINTE ACQUA					1,3	1	1,30	1,00	

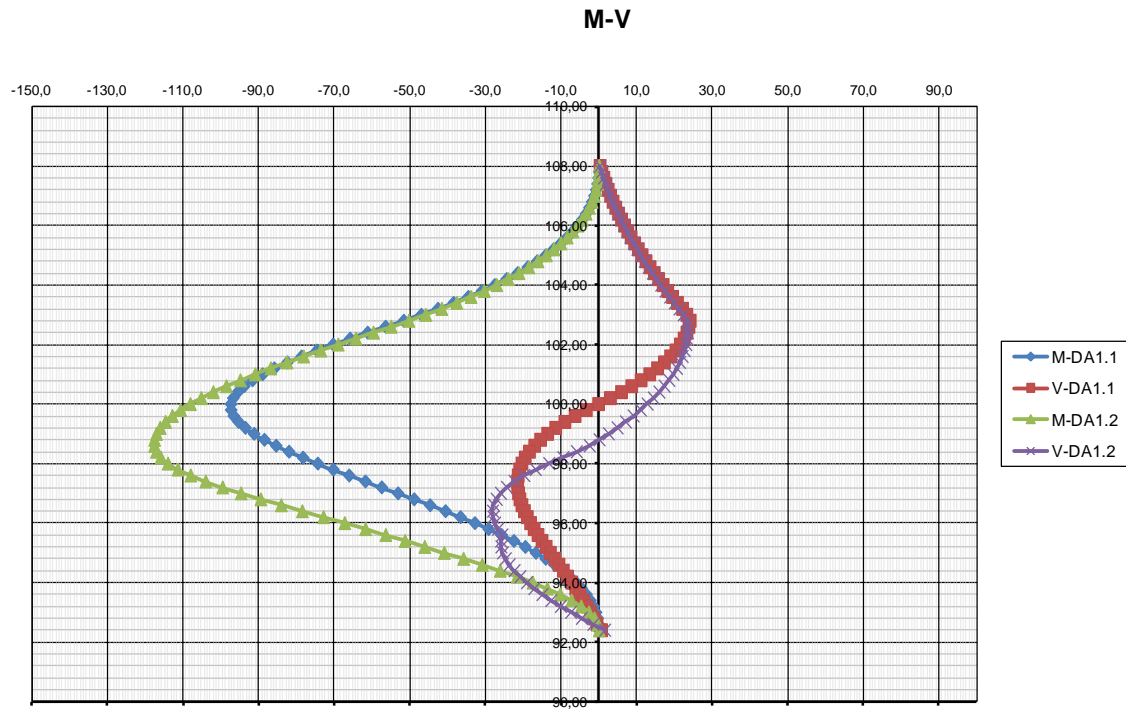
Tabella 3 – Verifica dei pali per combinazione di carichi DA1. 1 e DA1.2: parametri del calcolo

<b>DA1.1 ( A1 + M1 )</b>			
Numero nodi		79	
Sol. elastica trovata in iterazioni		1	
Spost. Elastico in sommità		35,312	mm
Rotazione Elastica in sommità		-4,676	radx10 <sup>4</sup>
Tolleranza max calcolo elastico		1E-20	
Tolleranza eff. calcolo elastico		0,0000000	
		9,13195E-06	
Sol. plastica trovata in iterazioni		55	
Spost. Plastico in sommità		<b>50,476</b>	mm
Rotazione Plastica in sommità		-6,293	radx10 <sup>4</sup>
Risultante delle forze		5,30755E-05	Kg
Tolleranza max calcolo plastico		1E-20	
Tolleranza eff. calcolo plastico		5,52381E-21	
Momento massimo		<b>0,00</b>	tm
Momento minimo		<b>-97,42</b>	tm
Taglio massimo		24,06	t
Taglio minimo		-21,61	t

Tabella 4 – Verifica dei pali per combinazione di carichi DA1. 1  
 risultati del calcolo (striscia di 1 m)

<b>DA1.2 ( A2 + M2 )</b>			
Numero nodi		79	
Sol. elastica trovata in iterazioni		1	
Spost. Elastico in sommità		<b>34,316</b>	mm
Rotazione Elastica in sommità		-4,546	radx10 <sup>4</sup>
Tolleranza max calcolo elastico		1E-20	
Tolleranza eff. calcolo elastico		0,0000000	
		8,87348E-06	
Sol. plastica trovata in iterazioni		159	
Spost. Plastico in sommità		<b>75,466</b>	mm
Rotazione Plastica in sommità		-8,551	radx10 <sup>4</sup>
Risultante delle forze		0,000124692	Kg
Tolleranza max calcolo plastico		1E-20	
Tolleranza eff. calcolo plastico		9,79439E-21	
Momento massimo		<b>0,00</b>	tm
Momento minimo		<b>-117,66</b>	tm
Taglio massimo		23,43	t
Taglio minimo		-28,11	t

Tabella 5 – Verifica dei pali per combinazione di carichi DA1. 2:  
 risultati del calcolo (striscia di 1 m)



Verifica dei pali per combinazioni DA1. 1 e DA1.2:  
Diagramma delle sollecitazioni lungo il palo (striscia di 1 m)

<b>Esercizio</b>				
Numero nodi		79		
Sol. elastica trovata in iterazioni		1		
Spost. Elastico in sommità		25,316	mm	
Rotazione Elastica in sommità		-3,339	radx10 <sup>4</sup>	
Tolleranza max calcolo elastico		1E-20		
Tolleranza eff. calcolo elastico		0,0000000		
		6,55657E-06		
Sol. plastica trovata in iterazioni		24		
Spost. Plastico in sommità		<b>29,815</b>	mm	
Rotazione Plastica in sommità		-3,848	radx10 <sup>4</sup>	
Risultante delle forze		1,92399E-05	Kg	
Tolleranza max calcolo plastico		6,36832E-05		
Tolleranza eff. calcolo plastico		2,17476E-21		
Momento massimo		<b>0,00</b>	tm	
Momento minimo		<b>-60,94</b>	tm	
Taglio massimo		17,13	t	
Taglio minimo		-12,96	t	

Tabella 6 – Verifica dei pali per condizione di esercizio: risultati del calcolo