Committente:

COMUNE DI GENOVA

Direzione Sport

Assessorato bilancio, lavori pubblici, opere strategiche infrastrutturali, rapporti con i municipi

Titolo:

Progetto di fattibilità tecnico-economica di sistemazione del Rio Villa Castagna

Oggetto:

Relazione geotecnica

Gruppo di lavoro

Ing.	P. Misurale
Ing.	M. Ivaldi
Ing.	E. Misurale
Ing.	A. Porri
Geom.	F. Sciurti

Livello di progetto: PFTE

Nome File: P105-23-F-RE-GEO-002-B

Codice progetto: P105-23

Elaborato n°: GEO-002

Firme:

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI GENOVA
Dott. Ing. PIETRO MISURALE N° 5390

Firmato digitalmente da:
MISURALE PIETRO
Firmato il 11/07/2024 12:08
Seriale Certificato: 839192
Valido dal 19/10/2021 al 19/10/2024
InfoCamere Qualified Electronic Signature CA

Rev:	Modifiche / Revisioni	Data	Redatto	Controllato	Approvato
A	PRIMA EMISSIONE	07/09/2023	EMI	MIV	PMI
B	RICHIESTA INTEGRAZIONI DELLA REGIONE LIGURIA	28/09/2023	EMI	MIV	PMI

19038 SARZANA (SP) - Via B.P.U. Muccini, 54A - T. +39 0187 610532
16129 GENOVA (GE) - Via Antonio Cecchi, 7/9-10 - T. +39 010 5959690
P. Iva 01236860118 - N.CCIAA 01236860118 - REA CCIA SP112013
Cap. Soc. € 100.000 i.v. - info@itec-engineering.it

ASSOCIATO OICE CONFINDUSTRIA efca FIDIC apave Certification
ISO 9001-N°SC 10-2588/IAF 34
ISO 14001-N°SCA 19-3491/IAF 34
ISO 45001-N° SCS 20-336/IAF 34

È vietata a norma di legge la riproduzione, anche parziale, non autorizzata di questo documento

INDICE

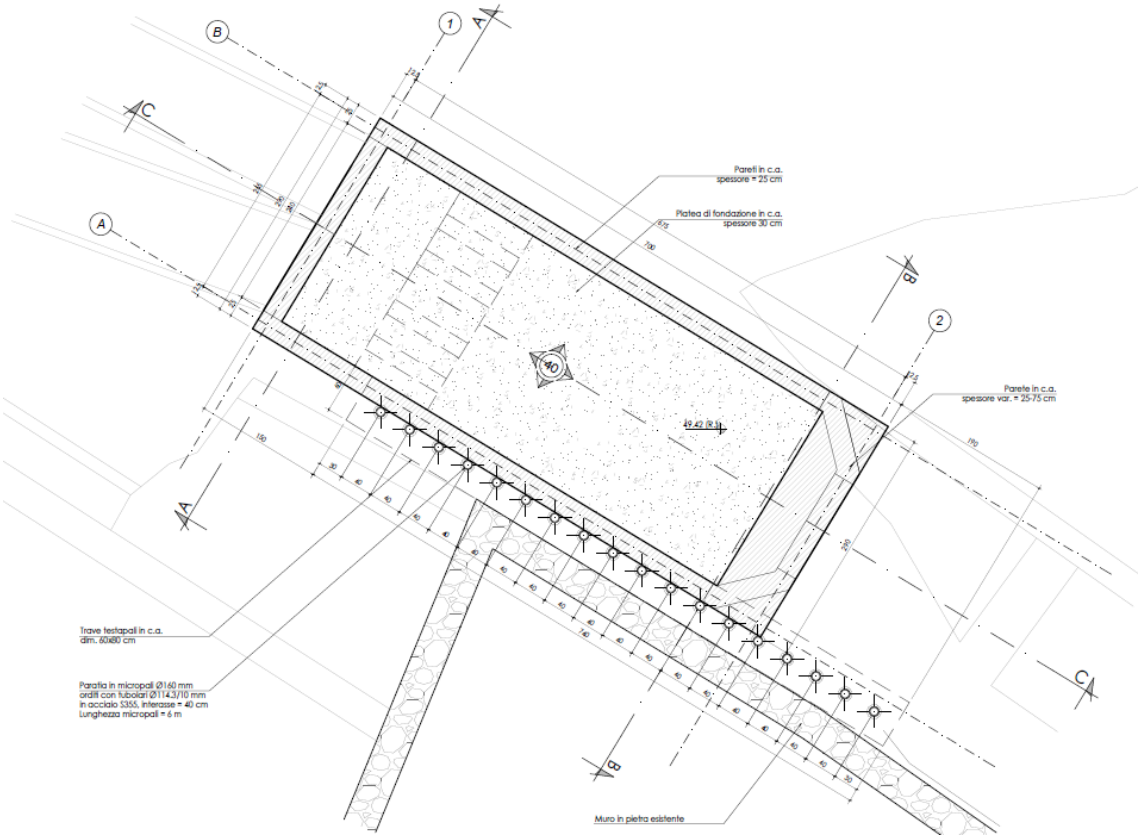
1 PREMESSA 1
2 NORMATIVE TECNICHE DI RIFERIMENTO 4
3 UNITÀ DI MISURA 4
4 COMBINAZIONI DI CARICO 5
5 PARAMETRI SISMICI 6
6 PARAMETRI GEOTECNICI 11
7 ANALISI DEI CARICHI 12
8 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA STRUTTURA DELLA VASCA 13
9 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA PARATIA IN MICROPALI PROVVISIONALE 23

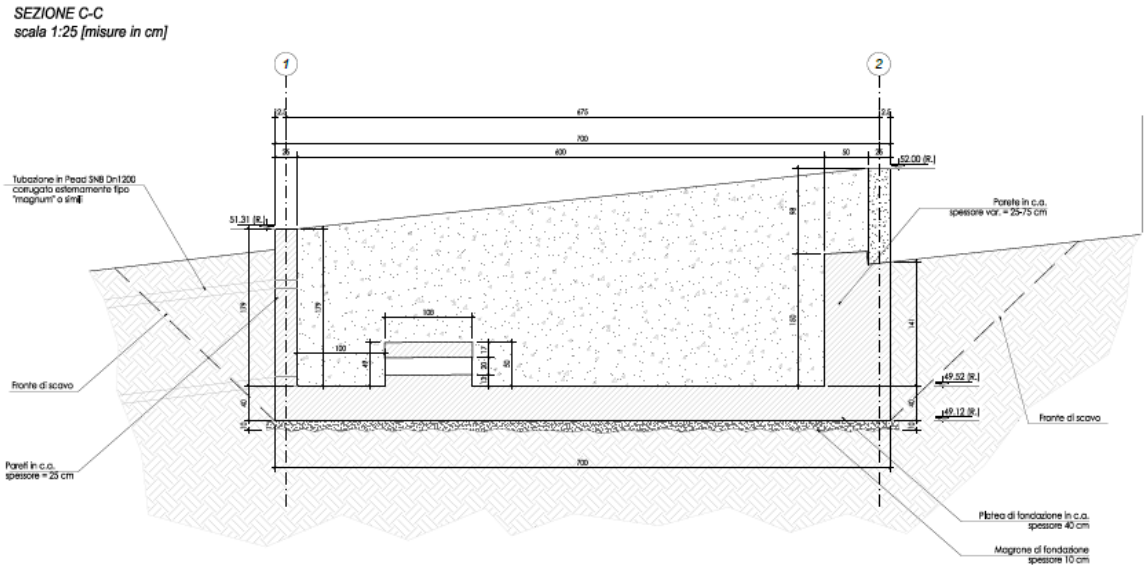
1 PREMESSA

La presente relazione ha come oggetto le verifiche geotecniche delle strutture in calcestruzzo armato costituenti il nuovo pozzetto ripartitore da realizzare all'interno dei lavori di sistemazione idraulica del Rio Villa Castagna, tra via Inferiore Fameiano e Via G. Adamoli, a monte del complesso sportivo della Sciorba nel comune di Genova.

Si riportano di seguito una pianta e una sezione rappresentanti l'opera oggetto di intervento.

PIANTA FONDAZIONE
scala 1:25 [misure in cm]





La vasca di sedimentazione e di ripartizione delle portate presenterà dimensioni massime in pianta pari a 7m di lunghezza per 2.9 m di larghezza e una profondità massima pari a 2.7 m, compreso lo spessore della platea di fondazione.
Gli elementi strutturali principali del nuovo pozzetto presenteranno i seguenti spessori:

Platea di fondazione = 40 cm
Pareti laterali = 25 cm

Vista l'immediata vicinanza della porzione sud della nuova vasca ad un muro di confine esistente in pietra, preliminarmente alle fasi di scavo ed esecuzione della nuova struttura in c.a., verrà realizzata una paratia provvisionale in micropali in corrispondenza della base di suddetto muro al fine di evitare cedimenti differenziali del terreno retrostante durante le fasi esecutive.

Le verifiche geotecniche sono state condotte nel rispetto delle Vigenti Norme tecniche del 17 gennaio 2018 e di normative di comprovata validità che forniscono sistematico supporto applicativo (Eurocodici con le relative Appendici Nazionali) delle succitate norme tecniche.

Trattandosi di una progettazione per una nuova vasca interrata è stata considerata una Vita Nominale di 50 anni corrispondente a tipi di costruzioni quali: "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari" ed una classe d'uso II: "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti" così come riportato rispettivamente al paragrafo 2.4.1 in tabella 2.4.I e al paragrafo 2.4.2 delle vigenti Norme tecniche delle costruzioni.

Per quanto riguarda la caratterizzazione sismica del territorio si è fatto riferimento alla relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Luca Sivori in data settembre 2023, nella quale viene indicata una categoria di sottosuolo B e una categoria topografica T2.

Come si può invece notare dalla classificazione sismica della Regione Liguria, definita dal D.G.R n°. 216 del 17.03.2017 e successivi aggiornamenti, il comune di Genova ricade in Zona sismica 3.

Anche le caratteristiche del terreno circostante la vasca sono state desunte dalla relazione geologica a firma del Dott. Geol. Luca Sivori, datata settembre 2023.

2 NORMATIVE TECNICHE DI RIFERIMENTO

Di seguito si riportano le Norme di calcolo utilizzate nell'analisi e verifica della struttura in oggetto

Norme di calcolo per le azioni sulle strutture

D.M. 17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni
Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 / C.S.LL.PP
Eurocodice 1 - UNI EN 1991-1-1 – Azioni in generale

Norme di calcolo per le opere in calcestruzzo armato

D.M. 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni
Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 / C.S.LL.PP
Eurocodice 2 - UNI ENV 1992-1-1 – Progetto delle strutture in C.A.

Norme di calcolo per le opere geotecniche

D.M. 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni
Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 / C.S.LL.PP
Eurocodice 7 - UNI ENV 1997-1 – Progettazione geotecnica

Norme di calcolo per le costruzioni in zona sismica

D.M. 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni
Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 / C.S.LL.PP

3 UNITÀ DI MISURA

Il sistema adottato nel progetto di seguito riportato è il Sistema Internazionale (SI):

Forze e carichi:	kN / kN/m KPa = kN/m^2
Massa volumica o densità di massa:	kg/m^3
Peso specifico:	kN/m^3
Tensioni, resistenze e pressioni:	N/mm^2 = MPa = MN/m^2
Momenti di una forza:	kNm

4 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni dei carichi sono conformi con quanto prescritto nel D.M. del 17 Gennaio 2018.

Generalità sul metodo dei coefficienti parziali

Quando si impiega il metodo dei coefficienti parziali, si deve verificare che, in tutte le situazioni di progetto significative, non venga superato nessuno stato limite significativo quando si impiegano nei modelli di progetto valori di progetto delle azioni o degli effetti delle azioni e delle resistenze.
Per le situazioni di progetto selezionate e per gli stati limite significativi, le singole azioni per i casi di carico critici dovrebbero essere combinati come indicato in dettaglio in seguito. Tuttavia, le azioni che non possono verificarsi simultaneamente, per esempio per ragioni fisiche, non dovrebbero essere considerate combinate tra loro.

Stati limite ultimi
I seguenti stati limite ultimi devono essere verificati quando significativi:

- EQU Perdita di equilibrio statico della struttura o di qualsiasi parte di essa considerata come corpo rigido.
- STR Collasso interno o deformazione eccessiva della struttura o degli elementi strutturali, incluse le fondazioni, i pali, i muri di contenimento, ecc. quando è determinante la resistenza dei materiali da costruzione della struttura.
- GEO Collasso o deformazione eccessiva del terreno quando le resistenze del terreno o della roccia sono significative nel fornire la resistenza.

Stati limite di esercizio

Le combinazioni di azioni per gli stati limite di esercizio sono definite simbolicamente dalle seguenti espressioni:

- **Combinazione Caratteristica**

generalmente adottata per gli stati limite irreversibili

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- **Combinazione Frequente**

generalmente adottata per gli stati limite reversibili

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- **Combinazione Quasi permanente**

generalmente adottata per gli effetti a lungo termine e per l'aspetto della struttura

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

5 PARAMETRI SISMICI

Per i parametri sismici da adottarsi a progetto si è fatto riferimento alla relazione geologica a firma del Dott. Geol. Luca Sivori in data settembre 2023, nella quale viene indicata una categoria di sottosuolo B e una categoria topografica T2.

Di seguito si riporta la definizione dell'azione sismica per lo Stato Limite di Salvaguardia del Vita (SLV) considerando i seguenti parametri:

Latitudine: 44,44352

Longitudine: 8,96862

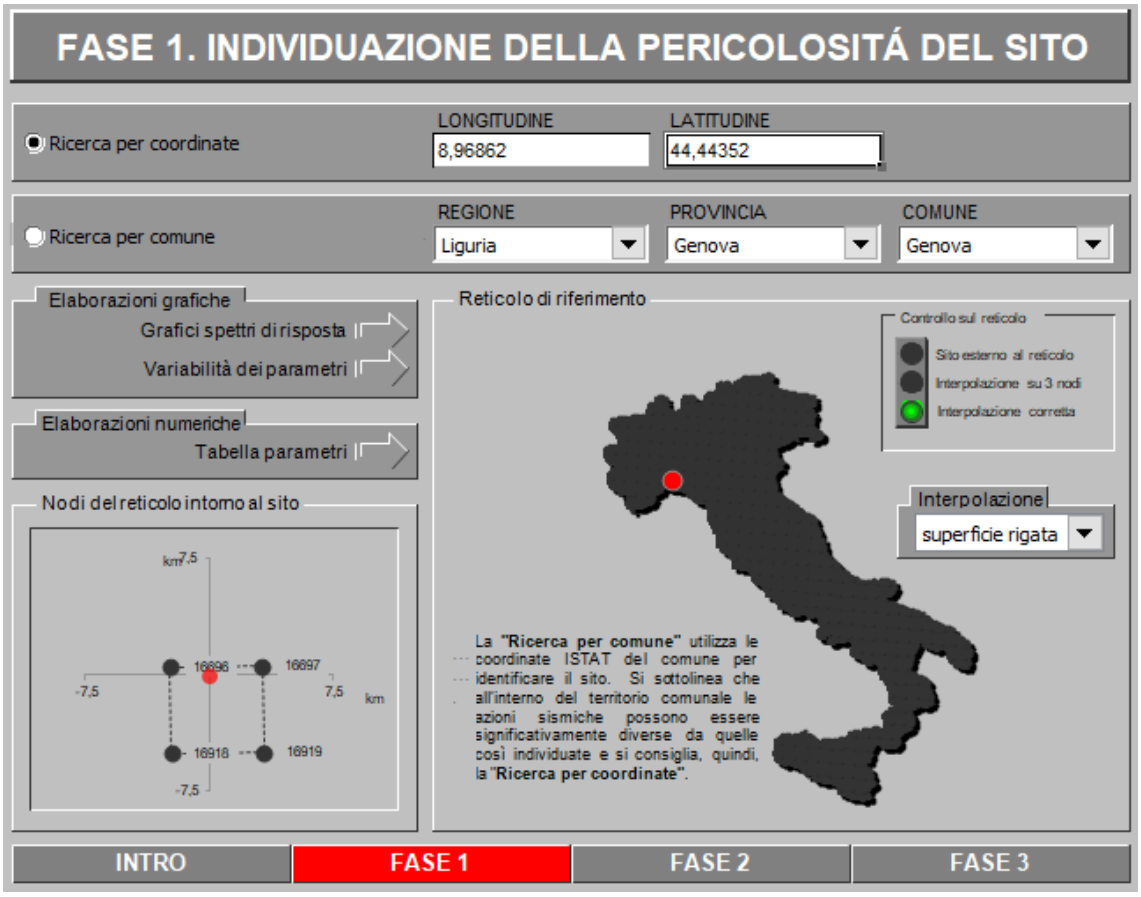
fattore di struttura: q=1

Vita Nominale = 50 anni

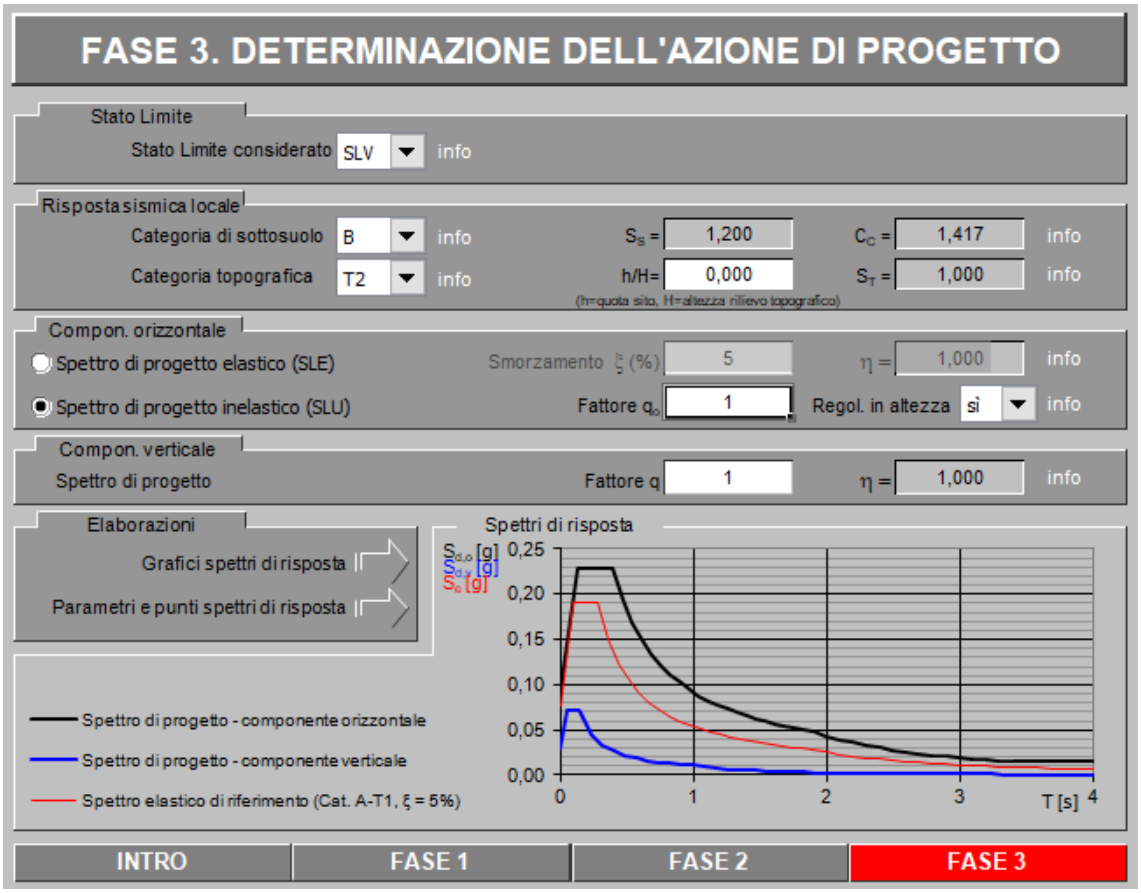
Classe d'uso = II da cui si ottiene un coefficiente d'uso CU = 1

Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S = 1.2

Coefficiente di amplificazione topografica S_T = 1


FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÁ DEL SITO
Ricerca per coordinate
LONGITUDINE
8,96862
LATITUDINE
44,44352
Ricerca per comune
REGIONE
Liguria
PROVINCIA
Genova
COMUNE
Genova
Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri
Elaborazioni numeriche
Tabella parametri
Nodi del reticolo intorno al sito
km
7,5
16896
16897
-7,5
7,5
km
16918
16919
-7,5
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


FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE
Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N
50
info
Coefficiente d'uso della costruzione - c_U
1
info
Valori di progetto
Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R
50
info
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R
info
Stati limite di esercizio - SLE
SLO - P_{VR} = 81%
30
SLD - P_{VR} = 63%
50
Stati limite ultimi - SLU
SLV - P_{VR} = 10%
475
SLC - P_{VR} = 5%
975
Elaborazioni
Grafici parametri azione
Grafici spettri di risposta
Tabella parametri azione
Strategia di progettazione
10000
1000
100
10
T_R [anni]
30
50
475
975
SLO
SLD
SLV
SLC
LEGENDA GRAFICO
Strategia per costruzioni ordinarie
Strategia scelta
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3


FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO
Stato Limite
Stato Limite considerato SLV info
Risposta sismica locale
Categoria di sottosuolo B info
Categoria topografica T2 info
Ss = 1,200
CC = 1,417
h/H= 0,000
ST = 1,000
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)
Compon. orizzontale
Spettro di progetto elastico (SLE)
Spettro di progetto inelastico (SLU)
Smorzamento ξ (%) 5
η = 1,000
Fattore qo 1
Regol. in altezza sì
Compon. verticale
Spettro di progetto
Fattore q 1
η = 1,000
Elaborazioni
Grafici spettri di risposta
Parametri e punti spettri di risposta
Spettri di risposta
Sd,o [g]
Sd,v [g]
Se [g]
0,25
0,20
0,15
0,10
0,05
0,00
0
1
2
3
4
T [s]
Spettro di progetto - componente orizzontale
Spettro di progetto - componente verticale
Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, ξ = 5%)
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,076 g
F_o	2,524
T_C^*	0,282 s
S_S	1,200
C_C	1,417
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,133 s
T_C	0,400 s
T_D	1,903 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0{,}55; \quad \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4{,}0 \cdot a_g / g + 1{,}6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con 1/q, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,091
T_B ←	0,133	0,229
T_C ←	0,400	0,229
	0,471	0,195
	0,543	0,169
	0,615	0,149
	0,686	0,134
	0,758	0,121
	0,829	0,111
	0,901	0,102
	0,973	0,094
	1,044	0,088
	1,116	0,082
	1,187	0,077
	1,259	0,073
	1,330	0,069
	1,402	0,065
	1,474	0,062
	1,545	0,059
	1,617	0,057
	1,688	0,054
	1,760	0,052
	1,831	0,050
T_D ←	1,903	0,048
	2,003	0,044
	2,103	0,039
	2,203	0,036
	2,302	0,033
	2,402	0,030
	2,502	0,028
	2,602	0,026
	2,702	0,024
	2,802	0,022
	2,902	0,021
	3,001	0,019
	3,101	0,018
	3,201	0,017
	3,301	0,016
	3,401	0,015
	3,501	0,015
	3,601	0,015
	3,700	0,015
	3,800	0,015
	3,900	0,015
	4,000	0,015

6 PARAMETRI GEOTECNICI

Schema stratigrafico e parametri geotecnici caratteristici

Si riportano di seguito i parametri geotecnici medi descritti all'interno della relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Luca Sivori, derivanti dal rilevamento geologico di superficie integrato dall'analisi dei dati bibliografici disponibili per l'area e dalle indagini in sito svolte.

Copertura detritica e terreno rimaneggiato:

Tali terreni sono presenti lungo il tracciato del nuovo scolmatore con potenze variabili tra 8.0 m circa in corrispondenza della vasca di sedimentazione fino a 4.0/5.0 m lungo via Femeiano in funzione delle modifiche antropiche apportate all'area.
Si tratta di una ghiaia subangolare, frammenti lapidei, sabbia in matrice argillosa, da scarsamente addensato a mediamente addensato. Stante la maggior percentuale di frazione grossolana si ritiene corretto ascrivere tali terreni ad un comportamento geotecnico tipico dei mezzi a grana grossa.

Peso in volume del terreno: 17 kN/m^3 ÷ 18 kN/m^3

Peso in volume del terreno saturo: 19 kN/m^3 ÷ 20 kN/m^3

Angolo di attrito efficace Φ: 31° ÷ 33°

Coesione drenata c': considerata nulla o trascurabile a favore di sicurezza

Depositi alluvionali:

Tali terreni risultano in corrispondenza dell'area di parcheggio sotto via Fameiano. Sono rappresentati da ghiaia argillosa con sabbia e ghiaia con limo, con abbondanti ciottoli arrotondati eterometrici di natura calcareo marnosa.
La percentule di frazione fine risulta estremamente variabile e comunque in percentuale limitata, generalmente inferiore al 20%. Il comportamento geotecnico è chiaramente tipico dei mezzi a grana grossa stante la natura del terreno.

Peso in volume del terreno: 15 kN/m^3 ÷ 16 kN/m^3

Peso in volume del terreno saturo: 18 kN/m^3 ÷ 19 kN/m^3

Angolo di attrito efficace Φ: 30° ÷ 32°

Coesione drenata c': considerata nulla o trascurabile a favore di sicurezza

Substrato roccioso:
Il basamento roccioso (Flysch di M. Antola), sulla base dei sondaggi geognostici eseguiti nell'intorno, si presenta in facies calcareo-marnosa con intercalazioni di marnoscisti ed argilliti grigio scure; le condizioni di conservazione dell'ammasso roccioso sono da considerarsi da scadenti, nei livelli più superficiali (cappellaccio di alterazione), a mediocri, con giunti di fratturazione pervasivi e caratterizzati da una discreta alterazione superficiale.

La Vasca di ripartizione prevista a progetto verrà realizzata all'interno dell'orizzonte geotecnico "Copertura detritica e terreno rimaneggiato".

A favore di sicurezza, per le verifiche geotecniche, l'angolo di attrito efficace Φ è stato assunto pari a 30°.

Da cui:
δ = 2/3 Φ = 20°

K_a = coefficiente di spinta attiva = 0.297

7 ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio elementi strutturali (pareti, platea di fondazione)

Peso specifico calcestruzzo armato 25,00[KN/m^3]

Peso proprio del terrapieno retrostante al muro di confine esistente in pietra (porzione sud della nuova vasca)

Peso specifico del terreno = 18,00 KN/m^3
Altezza del terreno = 2 m
Carico superficiale dovuto al terrapieno 36,00[KN/m^2]

8 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA STRUTTURA DELLA VASCA

Di seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo di tipo geotecnico come specificato all'interno del paragrafo 6.5.3.1.1 delle vigenti Norme Tecniche 2018, ovvero:

- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso per carico limite del complesso fondazione – terreno;
- Ribaltamento;
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno.
-

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno è stata effettuata secondo l'Approccio 1 con la Combinazione 2 (A2 + M2 + R2).

Le rimanenti verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 2 con la Combinazione unica A1+M1+R3.

Tab. 6.5.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno*

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tutte le verifiche sono state svolte con il software di calcolo MBMuro Rev. 3.01.

MB Muro Rev 3.01

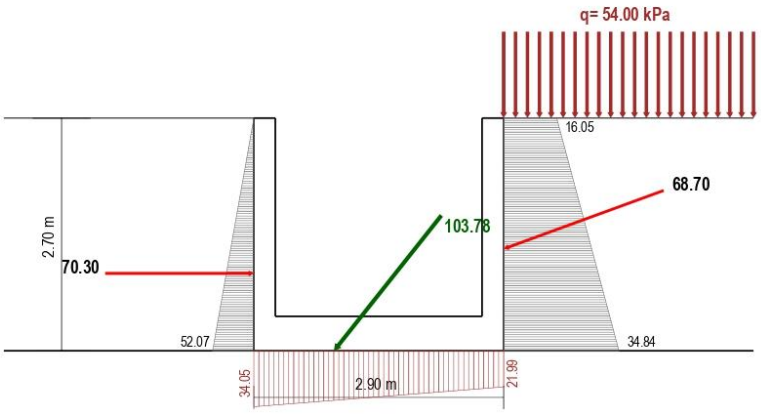
COMBINAZIONE DI CARICO N. 1:
Statica (A1 +M1+R3)

STRATI DI MONTE

STRATO N.1
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2

STRATI DI VALLE

STRATO N.1
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2



STRATO FONDAZIONE
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2

RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione Orizzontale:	Hed	64.55	kN
Carico verticale:	Ned	81.26	kN
Resistenza attrito:	Ra = Ned*tg(øa)	29.59	kN
Base Fondazione:	B	2.90	m
Resistenza coesione:	Rc = ca * B	0.00	kN
Resistenza Passiva Massima:	Rp_max	196.83	kN
Aliquota Res.Passiva Disponibile:	f_RP	0.50	
Resistenza Passiva disponibile:	Rpd= Rp_max*f_RP	98.42	kN
Coeff. parziale resist. terreno:	G_RP	1.40	
Resistenza Passiva di Calcolo:	Rp=Rpd/G_RP	70.30	kN
Res.Passiva Mobilitata:	RpM=Hed-(Ra+Rc)<=Rpd	37.65	kN
Verifica Resist. passiva:	Rpd/RpM	2.61	---> ok!
Resistenza Totale:	Rtot = Ra+Rc+Rp	99.89	kN
Coeffic. parziale:	G_R	1.10	
Resistenza di Calcolo:	Hrd = Rtot/G_R	90.81	kN
Verifica:	Hrd/Hed	1.41	---> ok!

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Momento Stabilizzante:	Mstab	83.74	kNm
Momento Aggiuntivo (Res.Passiva):	MR,p	63.27	kNm
Resistenza a Ribaltamento:	Mstab= Mstab+MR,p	147.00	kNm
Coeffic. parziale:	G_R	1.15	
Resistenza a Ribaltamento:	Mrd = Mstab/G_R	127.83	kNm
Momento Ribaltante:	Med	8.25	kNm
Verifica:	Mrd/Med	15.50	---> ok!

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Azione verticale	Ned	81.26	kN
Azione orizzontale	Hed	64.55	kN
Res.Passiva Mobilit.	Rp_Mobil = Hed-(Ra+Rc) <= Rp	37.65	kN
Azione orizz. Netta	Hed = Hed - Rp_Mobil	26.90	kN
Mom.Passivo Mobilit.	Mp_Mobil =	33.89	kN
Mom.Stab. Totale	MStab= Mstab + Mp_Mobil =	117.62	kN
Sovraccarico laterale	q	48.60	kPa
Eccentricita'	e = B/2-(Mstab-Mrib)/Ned	0.52	m
Base efficace	Beff = B-2|e|	1.86	m
Fattore cap. port.	Nq=exp(Pi*tgø)*tg2(Pi/4+ø/2)	18.40	
Fattore cap. port.	Nc=(Nq-1)*cotø	30.14	
Fattore cap. port.	Ng=2*(Nq+1)*tgø	22.40	
coeff.inclin.carico	ig=[1-Hed/(Ned+Beff*c*cotø)]^3	0.01	
coeff.inclin.carico	iq=[1-Hed/(Ned+Beff*c*cotø)]^2	0.04	
coeff.inclin.carico	ic=iq [(1-iq)/(Nc*tgø)]	0.01	
Inclin. P.C.(>=0)			
coeff.inclin. p.c.	gq	1.00	
coeff.inclin. p.c.	gg	1.00	
coeff.inclin. p.c.	gc	1.00	
coeff. sismico	kh=Ss*St*ag/g	0.00	
coeff. sismico	zc=1-0.32*kh	1.00	
coeff. sismico	zq=(1-kh/tgø)^0.35	1.00	
coeff. sismico	zg=zq	1.00	
pressione limite (1)	qlim1=0.5*G'*Beff*Ng*ig*gg*zg	3.26	kN/m2
pressione limite (2)	qlim2=c*Nc*ic*gc*zc	0.00	kN/m2
pressione limite (3)	qlim3=q*Nq*iq*gq*zq	37.80	kN/m2
pressione lim. Tot.	qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3	41.06	kN/m2
Resistenza totale	Qlim = qlim * Beff	76.28	kN
Coeffic. parziale	G_R	1.40	
Resistenza Calcolo	Nrd = Qlim / G_R	54.49	kN
Verifica	Nrd/Ned	13.31	---> ok!

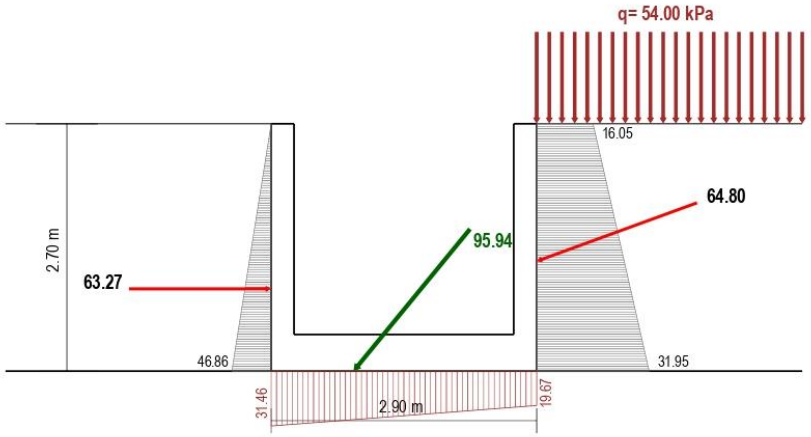
COMBINAZIONE DI CARICO N. 3:
Statica (EQU+M1+R3)

STRATI DI MONTE

STRATO N.1
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2

STRATI DI VALLE

STRATO N.1
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2



STRATO FONDAZIONE
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2

RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Per la presente combinazione di carico
è prevista la sola verifica a ribaltamento (NTC18 - 6.5.3.1.1)

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Per la presente combinazione di carico
è prevista la sola verifica a ribaltamento (NTC18 - 6.5.3.1.1)

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Momento Stabilizzante:	Mstab	75.36 kNm
Momento Aggiuntivo (Res.Passiva):	MR,p	56.94 kNm
Resistenza a Ribaltamento:	Mstab= Mstab+MR,p	132.30 kNm
Coeffic. parziale:	G_R	1.15
Resistenza a Ribaltamento:	Mrd = Mstab/G_R	115.05 kNm
Momento Ribaltante:	Med	8.82 kNm
Verifica:	Mrd/Med	13.05 ---> ok!

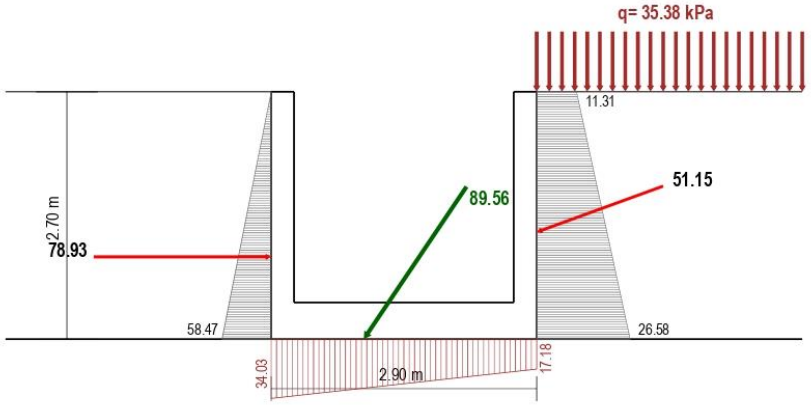
COMBINAZIONE DI CARICO N. 4:
Sisma Su (M1+R3)

STRATI DI MONTE

STRATO N.1
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2

STRATI DI VALLE

STRATO N.1
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2



STRATO FONDAZIONE
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2

RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione Orizzontale:	Hed	50.07 kN
Carico verticale:	Ned	74.25 kN
Resistenza attrito:	Ra = Ned*tg(øa)	27.04 kN
Base Fondazione:	B	2.90 m
Resistenza coesione:	Rc = ca * B	0.00 kN
Resistenza Passiva Massima:	Rp_max	189.44 kN
Aliquota Res.Passiva Disponibile:	f_RP	0.50
Resistenza Passiva disponibile:	Rpd= Rp_max*f_RP	94.72 kN
Coeff. parziale resist. terreno:	G_RP	1.20
Resistenza Passiva di Calcolo:	Rp=Rpd/G_RP	78.93 kN
Res.Passiva Mobilitata:	RpM=Hed-(Ra+Rc)<=Rpd	23.02 kN
Verifica Resist. passiva:	Rpd/RpM	4.11 ---> ok!
Resistenza Totale:	Rtot = Ra+Rc+Rp	105.97 kN
Coeffic. parziale:	G_R	1.00
Resistenza di Calcolo:	Hrd = Rtot/G_R	105.97 kN
Verifica:	Hrd/Hed	2.12 ---> ok!

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Per la presente combinazione di carico (sismica)
la verifica a ribaltamento non è significativa
Riferirsi alle combinazioni n. 8 e 9 'Sisma RIB'
per le quali le azioni sismiche sono maggiorate (Cap.7.11.6.2.1)

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Azione verticale	Ned	74.25 kN
Azione orizzontale	Hed	50.07 kN
Res.Passiva Mobilit.	Rp_Mobil = Hed-(Ra+Rc) <= Rp	23.02 kN
Azione orizz. Netta	Hed = Hed - Rp_Mobil	27.04 kN
Mom.Passivo Mobilit.	Mp_Mobil =	20.72 kN
Mom.Stab. Totale	MStab= Mstab + Mp_Mobil =	103.01 kN
Sovraccarico laterale	q	47.76 kPa
Eccentricita'	e = B/2-(Mstab-Mrib)/Ned	0.44 m
Base efficace	Deff = B-2|e|	2.02 m
Fattore cap. port.	Nq=exp(Pi*tgø)*tg2(Pi/4+ø/2)	18.40
Fattore cap. port.	Nc=(Nq-1)*cotø	30.14
Fattore cap. port.	Ng=2*(Nq+1)*tgø	22.40
coeff.inclin.carico	ig=[1-Hed/(Ned+Beff*c*cotø)]^3	0.03
coeff.inclin.carico	iq=[1-Hed/(Ned+Beff*c*cotø)]^2	0.11
coeff.inclin.carico	ic=iq [(1 iq)/(Nc*tgø)]	0.05
Inclin. P.C.(>=0)		
coeff.inclin. p.c.	gq	1.00
coeff.inclin. p.c.	gg	1.00
coeff.inclin. p.c.	gc	1.00
coeff. sismico	kh=Ss*St*ag/g	0.09
coeff. sismico	zc=1-0.32*kh	0.97
coeff. sismico	zq=(1-kh/tgø)^0.35	0.94
coeff. sismico	zg=zq	0.94
pressione limite (1)	qlim1=0.5*G'*Deff*Ng*ig*gg*zg	13.28 kN/m2
pressione limite (2)	qlim2=c*Nc*ic*gc*zc	0.00 kN/m2
pressione limite (3)	qlim3=q*Nq*iq*gq*zq	87.81 kN/m2
pressione lim. Tot.	qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3	101.09 kN/m2
Resistenza totale	Qlim = qlim * Beff	204.57 kN
Coeffic. parziale	G_R	1.20
Resistenza Calcolo	Nrd = Qlim / G_R	170.48 kN
Verifica	Nrd/Ned	13.34 ---> ok!

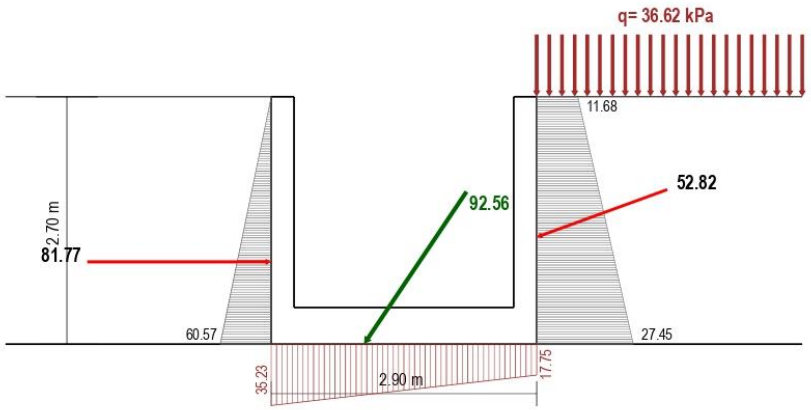
COMBINAZIONE DI CARICO N. 5:
Sisma Giu (M1+R3)

STRATI DI MONTE

STRATO N.1
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2

STRATI DI VALLE

STRATO N.1
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2



STRATO FONDAZIONE
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2

RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione Orizzontale:	Hed	51.63 kN
Carico verticale:	Ned	76.82 kN
Resistenza attrito:	Ra = Ned*tg(øa)	27.98 kN
Base Fondazione:	B	2.90 m
Resistenza coesione:	Rc = ca * B	0.00 kN
Resistenza Passiva Massima:	Rp_max	196.25 kN
Aliquota Res.Passiva Disponibile:	f_RP	0.50
Resistenza Passiva disponibile:	Rpd= Rp_max*f_RP	98.13 kN
Coeff. parziale resist. terreno:	G_RP	1.20
Resistenza Passiva di Calcolo:	Rp=Rpd/G_RP	81.77 kN
Res.Passiva Mobilitata:	RpM=Hed-(Ra+Rc)<=Rpd	23.66 kN
Verifica Resist. passiva:	Rpd/RpM	4.15 ---> ok!
Resistenza Totale:	Rtot = Ra+Rc+Rp	109.75 kN
Coeffic. parziale:	G_R	1.00
Resistenza di Calcolo:	Hrd = Rtot/G_R	109.75 kN
Verifica:	Hrd/Hed	2.13 ---> ok!

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Per la presente combinazione di carico (sismica)
la verifica a ribaltamento non è significativa
Riferirsi alle combinazioni n. 8 e 9 'Sisma RIB'
per le quali le azioni sismiche sono maggiorate (Cap.7.11.6.2.1)

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Azione verticale	Ned	76.82 kN
Azione orizzontale	Hed	51.63 kN
Res.Passiva Mobilit.	Rp_Mobil = Hed-(Ra+Rc) <= Rp	23.66 kN
Azione orizz. Netta	Hed = Hed - Rp_Mobil	27.98 kN
Mom.Passivo Mobilit.	Mp_Mobil =	21.29 kN
Mom.Stab. Totale	MStab= Mstab + Mp_Mobil =	106.48 kN
Sovraccarico laterale	q	49.44 kPa
Eccentricita'	e = B/2-(Mstab-Mrib)/Ned	0.44 m
Base efficace	Deff = B-2|e|	2.03 m
Fattore cap. port.	Nq=exp(Pi*tgø)*tg2(Pi/4+ø/2)	18.40
Fattore cap. port.	Nc=(Nq-1)*cotø	30.14
Fattore cap. port.	Ng=2*(Nq+1)*tgø	22.40
coeff.inclin.carico	ig=[1-Hed/(Ned+Beff*c*cotø)]^3	0.04
coeff.inclin.carico	iq=[1-Hed/(Ned+Beff*c*cotø)]^2	0.11
coeff.inclin.carico	ic=iq [(1-iq)/(Nc*tgø)]	0.06
Inclin. P.C.(>=0)		
coeff.inclin. p.c.	gq	1.00
coeff.inclin. p.c.	gg	1.00
coeff.inclin. p.c.	gc	1.00
coeff. sismico	kh=Ss*St*ag/g	0.09
coeff. sismico	zc=1-0.32*kh	0.97
coeff. sismico	zq=(1-kh/tgø)^0.35	0.94
coeff. sismico	zg=zq	0.94
pressione limite (1)	qlim1=0.5*G'*Deff*Ng*ig*gg*zg	13.56 kN/m2
pressione limite (2)	qlim2=c*Nc*ic*gc*zc	0.00 kN/m2
pressione limite (3)	qlim3=q*Nq*iq*gq*zq	92.09 kN/m2
pressione lim. Tot.	qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3	105.65 kN/m2
Resistenza totale	Qlim = qlim * Beff	214.15 kN
Coeffic. parziale	G_R	1.20
Resistenza Calcolo	Nrd = Qlim / G_R	178.46 kN
Verifica	Nrd/Ned	13.22 ---> ok!

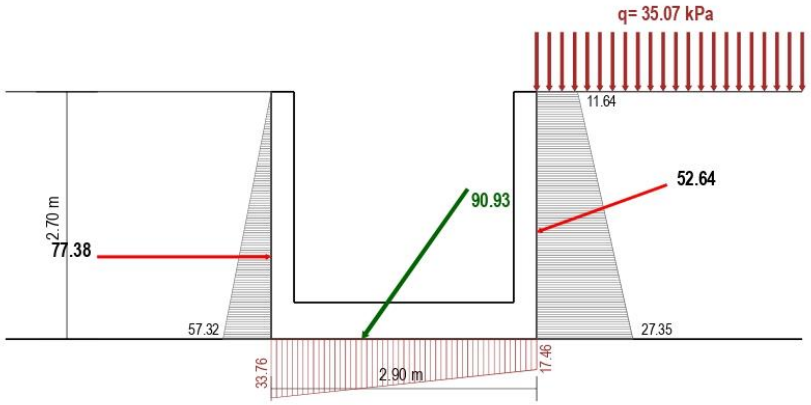
COMBINAZIONE DI CARICO N. 8:
Sisma Su RIB (M1+R3)

STRATI DI MONTE

STRATO N.1
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2

STRATI DI VALLE

STRATO N.1
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2



STRATO FONDAZIONE
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2

RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Per la presente combinazione di carico
è prevista la sola verifica a ribaltamento (NTC18 - 6.5.3.1.1)

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Momento Stabilizzante:	Mstab	81.56 kNm
Momento Aggiuntivo (Res.Passiva):	MR,p	69.64 kNm
Resistenza a Ribaltamento:	Mstab= Mstab+MR,p	151.21 kNm
Coeffic. parziale:	G_R	1.00
Resistenza a Ribaltamento:	Mrd = Mstab/G_R	151.21 kNm
Momento Ribaltante:	Med	8.19 kNm
Verifica:	Mrd/Med	18.47 ---> ok!

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Per la presente combinazione di carico
è prevista la sola verifica a ribaltamento (NTC18 - 6.5.3.1.1)

MB Muro Rev 3.01

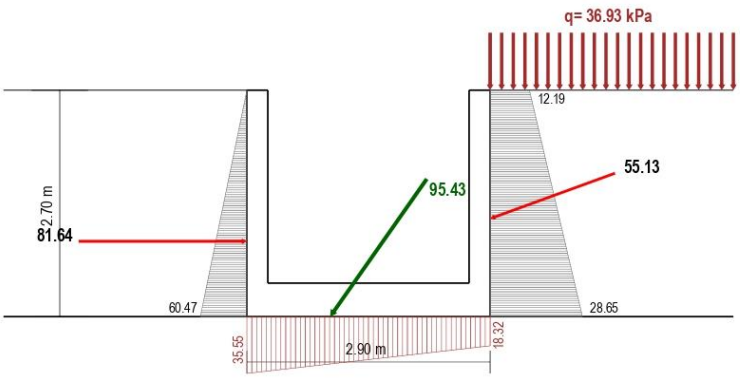
COMBINAZIONE DI CARICO N. 9:
Sisma Giu RIB (M1+R3)

STRATI DI MONTE

STRATO N.1
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2

STRATI DI VALLE

STRATO N.1
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2



STRATO FONDAZIONE
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2

RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Per la presente combinazione di carico
è prevista la sola verifica a ribaltamento (NTC18 - 6.5.3.1.1)

VERIFICA A RIBALTAMETO:

Momento Stabilizzante:	Mstab	85.91 kNm
Momento Aggiuntivo (Res.Passiva):	MR,p	73.47 kNm
Resistenza a Ribaltamento:	Mstab= Mstab+MR,p	159.39 kNm
Coeffic. parziale:	G_R	1.00
Resistenza a Ribaltamento:	Mrd = Mstab/G_R	159.39 kNm
Momento Ribaltante:	Med	8.45 kNm
Verifica:	Mrd/Med	18.86 ---> ok!

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Per la presente combinazione di carico
è prevista la sola verifica a ribaltamento (NTC18 - 6.5.3.1.1)

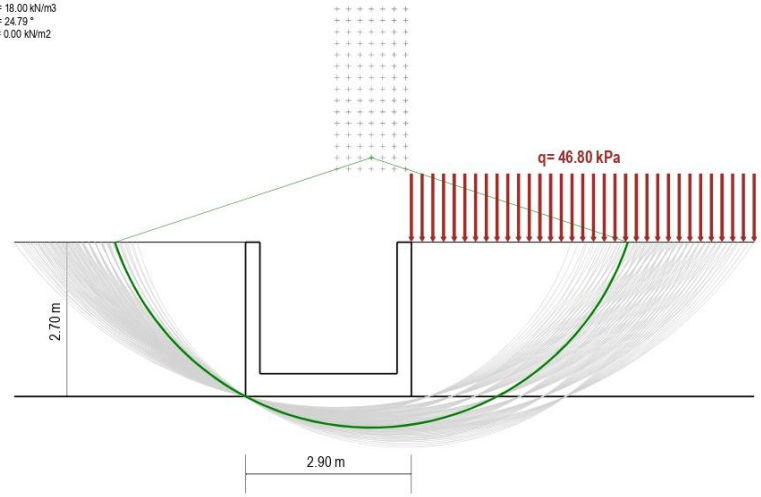
Come riscontrabile da quanto sopra riportato tutte le verifiche risultano soddisfatte.

MB Muro Rev 3.01

COMBINAZIONE DI CARICO N. 2:
Statica (A2 +M2+R2)
Bishop: Fs min = 2.400

STRATI DI MONTE
STRATO N.1
G = 18.00 kN/m3
ø' = 24.79 °
c' = 0.00 kN/m2

STRATI DI VALLE
STRATO N.1
G = 18.00 kN/m3
ø' = 24.79 °
c' = 0.00 kN/m2



STRATO FONDAZIONE
G = 18.00 kN/m3
ø' = 24.79 °
c' = 0.00 kN/m2

DETTAGLI CALCOLO FATTORE DI SICUREZZA (Metodo di BISHOP)

```
MOMENTO RIBALTANTE TOTALE (Rispetto al centro curva):
============================================================
 PESI PROPRI DEI CONCI ....................          105.67
 SOVRACCARICO SULLA SUPERFICIE ............          459.38
 P.P. MURO, TERRENO E SOVRACC. SU MURO .....          -43.31
 FORZE E COPPIE ESTERNE ...................            0.00
------------------------------------------------------------
 MOMENTO RIBALTANTE TOTALE:            M_Rib =        521.73 kNm

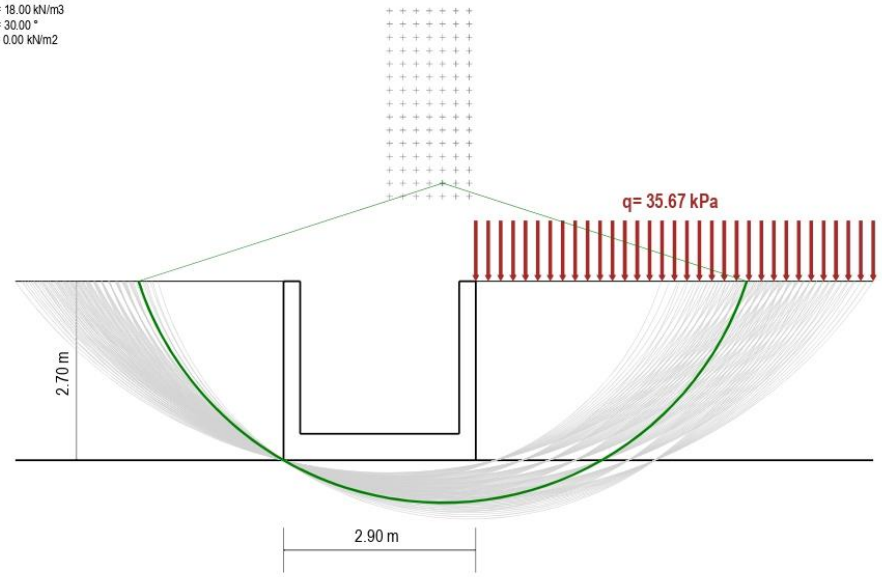
MOMENTO STABILIZZANTE TOTALE (Rispetto al centro curva):
============================================================
 ATTR. e COES. LUNGO LA SUP. DI SCIVOL. ....         1252.17
 FORZE E COPPIE ESTERNE ...................            0.00
 RESISTENZA PALI DI FONDAZIONE ............            0.00
 RESISTENZA TIRANTI DI ANCORAGGIO .........            0.00
------------------------------------------------------------
 MOMENTO STABILIZZANTE TOTALE:        M_Stab =       1252.17 kNm

VERIFICA:
============================================================
 Azione:                    M_rib                    521.73
 Resistenza:                M_stab                  1252.17
 Coeffic. parziale:         R                          1.10 (NTC18 - Tab.6.8.I)
 Verifica:                  Fs = M_Stab / M_Rib        2.400 ---> ok!
------------------------------------------------------------
```

COMBINAZIONE DI CARICO N. 4:
Sisma Su (M1+R3)
Bishop: Fs min = 3.299

STRATI DI MONTE
STRATO N.1
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2

STRATI DI VALLE
STRATO N.1
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2



STRATO FONDAZIONE
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2

DETTAGLI CALCOLO FATTORE DI SICUREZZA (Metodo di BISHOP)

```
MOMENTO RIBALTANTE TOTALE (Rispetto al centro curva):
============================================================
 PESI PROPRI DEI CONCI .....................          146.29
 SOVRACCARICO SULLA SUPERFICIE .............          374.80
 P.P. MURO, TERRENO E SOVRACC. SU MURO .....          -50.89
 FORZE E COPPIE ESTERNE ....................            0.00
------------------------------------------------------------
 MOMENTO RIBALTANTE TOTALE:            M_Rib =        470.21 kNm


MOMENTO STABILIZZANTE TOTALE (Rispetto al centro curva):
============================================================
 ATTR. e COES. LUNGO LA SUP. DI SCIVOL. ....         1551.18
 FORZE E COPPIE ESTERNE ....................            0.00
 RESISTENZA PALI DI FONDAZIONE .............            0.00
 RESISTENZA TIRANTI DI ANCORAGGIO ..........            0.00
------------------------------------------------------------
 MOMENTO STABILIZZANTE TOTALE:        M_Stab =       1551.18 kNm

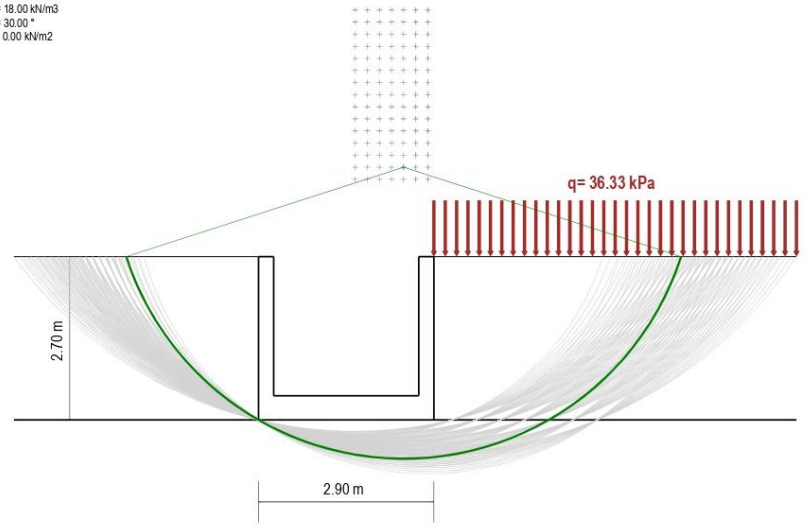

VERIFICA:
============================================================
 Azione:                    M_rib                    470.21
 Resistenza:                M_stab                  1551.18
 Coeffic. parziale:         R                          1.10 (NTC18 - Tab.6.8.I)
 Verifica:                  Fs = M_Stab / M_Rib        3.299 ---> ok!
------------------------------------------------------------
```

MB Muro Rev 3.01

COMBINAZIONE DI CARICO N. 5:
Sisma Giu (M1+R3)
Bishop: Fs min = 3.302

STRATI DI MONTE
STRATO N.1
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2

STRATI DI VALLE
STRATO N.1
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2



STRATO FONDAZIONE
G = 18.00 kN/m3
ø' = 30.00 °
c' = 0.00 kN/m2

DETTAGLI CALCOLO FATTORE DI SICUREZZA (Metodo di BISHOP)

```
MOMENTO RIBALTANTE TOTALE (Rispetto al centro curva):
============================================================
 PESI PROPRI DEI CONCI ......................          148.73
 SOVRACCARICO SULLA SUPERFICIE .............          381.61
 P.P. MURO, TERRENO E SOVRACC. SU MURO .....          -51.88
 FORZE E COPPIE ESTERNE .....................            0.00
------------------------------------------------------------
 MOMENTO RIBALTANTE TOTALE:            M_Rib =        478.46 kNm

MOMENTO STABILIZZANTE TOTALE (Rispetto al centro curva):
============================================================
 ATTR. e COES. LUNGO LA SUP. DI SCIVOL. ....         1579.68
 FORZE E COPPIE ESTERNE .....................            0.00
 RESISTENZA PALI DI FONDAZIONE .............            0.00
 RESISTENZA TIRANTI DI ANCORAGGIO ..........            0.00
------------------------------------------------------------
 MOMENTO STABILIZZANTE TOTALE:        M_Stab =       1579.68 kNm

VERIFICA:
============================================================
 Azione:                      M_rib                   478.46
 Resistenza:                  M_stab                 1579.68
 Coeffic. parziale:           R                         1.10 (NTC18 - Tab.6.8.I)
 Verifica:                    Fs = M_Stab / M_Rib       3.302 ---> ok!
------------------------------------------------------------
```

Come riscontrabile da quanto sopra riportato le verifiche a stabilità risultano soddisfatte.

9 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA PARATIA IN MICROPALI PROVVISIONALE

Come descritto in precedenza all'interno delle premesse, preliminarmente alle fasi esecutive di scavo e realizzazione della nuova vasca in c.a., al fine di evitare cedimenti differenziali del terreno retrostante il muro di confine esistente in pietra verrà realizzata una paratia provvisionale in micropali.

Diametro micropali = 160 mm
Interasse micropali = 40 cm
Armatura micropali: profili tubolari Φ114.3 / 10 mm in acciaio S355

Carico superficiale dovuto al terrapieno retrostante il muro di confine = 36 KN/m^2
Si definisce di seguito l'azione orizzontale dovuta alla spinta del terreno.

σ' (h=0) = (q + γh) x K_a x cosδ = (36 KN/m^2 + 0) x 0.297 x cos 20° = 10.05 KN/m^2

σ'' (h=3 m) = (q + γh) x K_a x cosδ = [36 KN/m^2 + (18 KN/m^3 x 3 m)] x 0.297 x cos 20° = 25.1 KN/m^2

Nella condizione di carico più gravosa, ovvero quella allo Stato Limite Ultimo, si ottiene:

σ' (h=0) = 10.05 KN/m^2 x 1.5 = 15.1 KN/m^2

σ'' (h=3 m) = 25.1 KN/m^2 x 1.5 = 37.7 KN/m^2

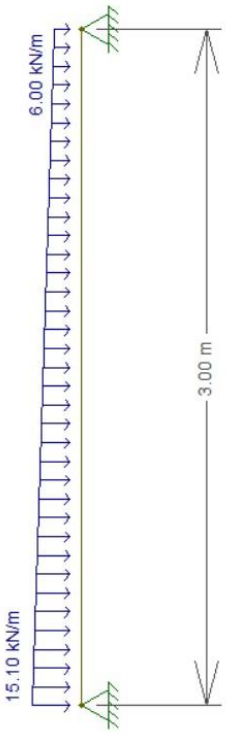
Infine, considerando l'interasse dei micropali pari a 40 cm, si avrà il seguente carico agente sul singolo micropalo:

σ' (h=0) = 15.1 KN/m^2 x 0.4 m = 6 KN/m

σ'' (h=3 m) = 37.7 KN/m^2 x 0.4 m = 15.1 KN/m

Durante le fasi esecutive di scavo e realizzazione della nuova vasca, il cordolo testapali della paratia verrà puntellato al fine di bloccarne gli spostamenti orizzontali.

La paratia sarà pertanto soggetta al seguente schema statico di carico.


6.00 kN/m
3.00 m
15.10 kN/m

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni agenti sul singolo micropalo.

DIAGRAMMA DEL MOMENTO

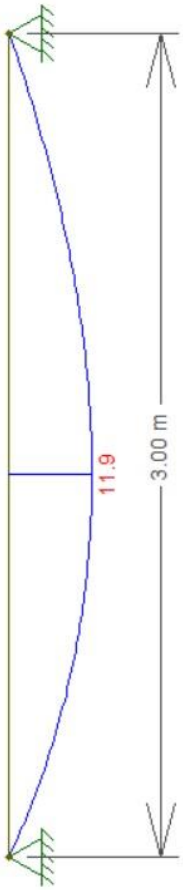
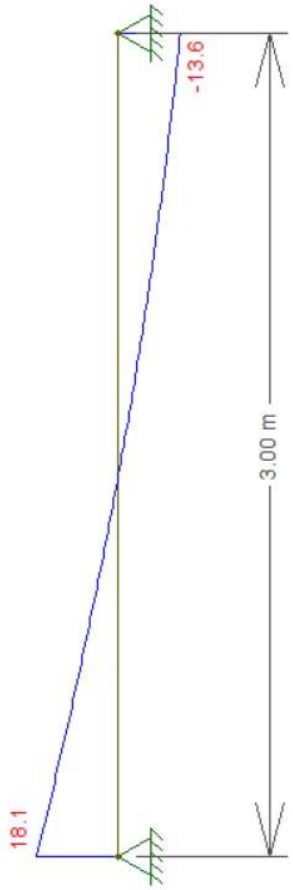


DIAGRAMMA DEL TAGLIO



$V_{Ed,max}$ = 18.1 KN agente alla base della paratia

$M_{Ed,\,max}$ = 11.9 KNm agente in mezzeria alla paratia

Si riportano di seguito le verifiche dei micropali considerando un'armatura interna composta da profili tubolari Φ 114.3 / 10 mm in acciaio S355.

Verifica a flessione

$M_{Rd} = W \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 78.68\ cm^3 \times 355\ N/mm^2 / 1.05 = 26.6$ KNm

M_{Rd} = 26.6 KNm > M_{Ed} = 11.9 KNm pertanto il micropalo risulta verificato a flessione

Verifica a taglio

$V_{Rd} = A_v \times f_{yk} / \sqrt{3} \times \gamma_{M0}$

$A_v = 2 \times A / \pi = 2 \times 32.77\ cm^2 / \pi = 20.86\ cm^2$

$V_{Rd} = 20.86\ cm^2 \times 355\ N/mm^2 / \sqrt{3} \times 1.05 = 407.2\ KN > V_{Ed} = 18.1\ KN$

Pertanto il micropalo risulta verificato a taglio.

Verifica a deformazione

Nella condizione di carico allo Stato Limite di Esercizio il carico agente sul singolo micropalo risulta pari a:

$\sigma'\ (h=0) = 10.05\ KN/m^2 \times 0.4\ m = 4\ KN/m$

$\sigma''\ (h=3\ m) = 25.1\ KN/m^2 \times 0.4\ m = 10.1\ KN/m$

$f = [5/384 \times q' \times l^4 / E \times J] + [0.00652 \times q'' \times l^4 / E \times J]$

Con:

$q' = \sigma' = 4\ KN/m$

$q'' = \sigma'' - \sigma' = 6.1\ KN/m$

$f = [5/384 \times 4\ KN/m \times (300\ cm)^4 / 210000\ N/mm^2 \times 449.66\ cm^4] + [0.00652 \times 6.1\ KN/m \times (300\ cm)^4 / 210000 N/mm^2 \times 449.66\ cm^4]$

$f = 0.45\ cm + 0.34\ cm = 0.8\ cm$ $\quad f = 1/375$ della luce libera di inflessione

Essendo la freccia inferiore ai limiti imposti dalla normativa tecnica vigente, il micropalo risulta verificato a deformazione.