

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:

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

INDICE

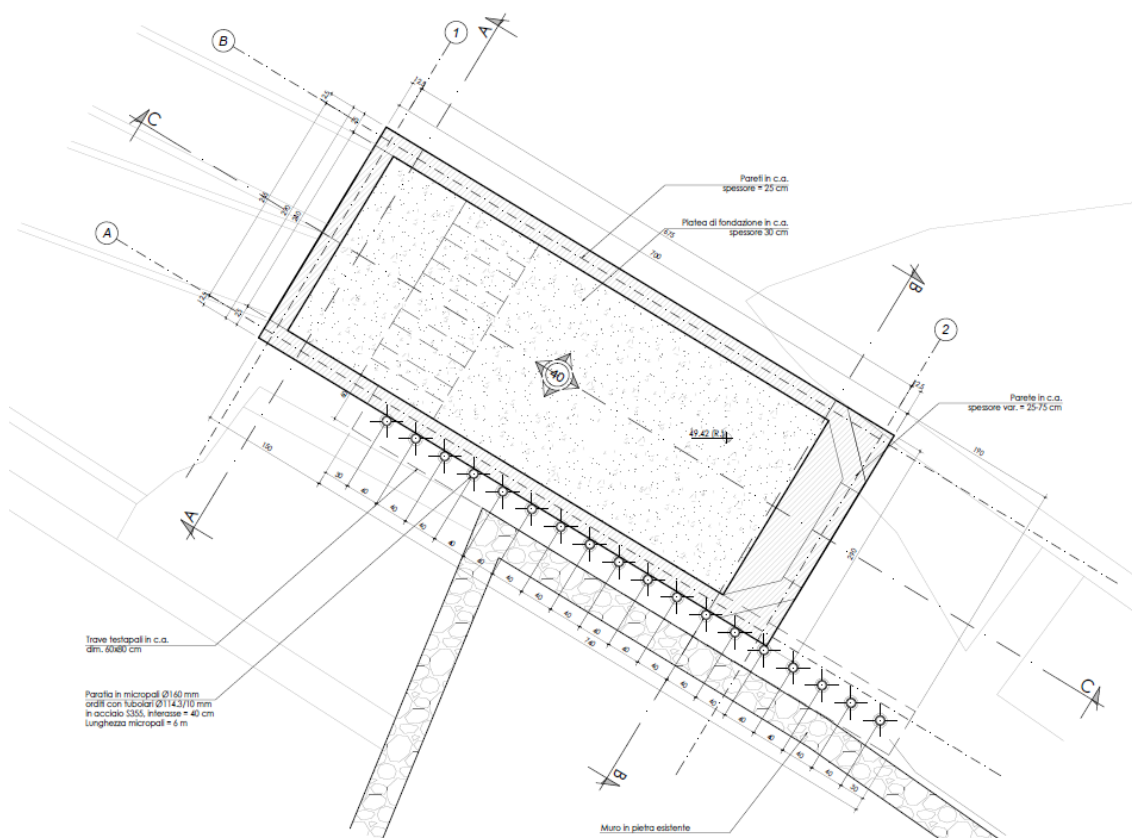
1	PREMESSA.....	1
2	NORMATIVE TECNICHE DI RIFERIMENTO	4
3	UNITÀ DI MISURA	4
4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	5
5	PARAMETRI SISMICI	6
6	PARAMETRI GEOTECNICI	11
7	ANALISI DEI CARICHI	12
8	VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA STRUTTURA DELLA VASCA.....	13
9	VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA PARATIA IN MICROPALI PROVVISORIE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

1 PREMESSA

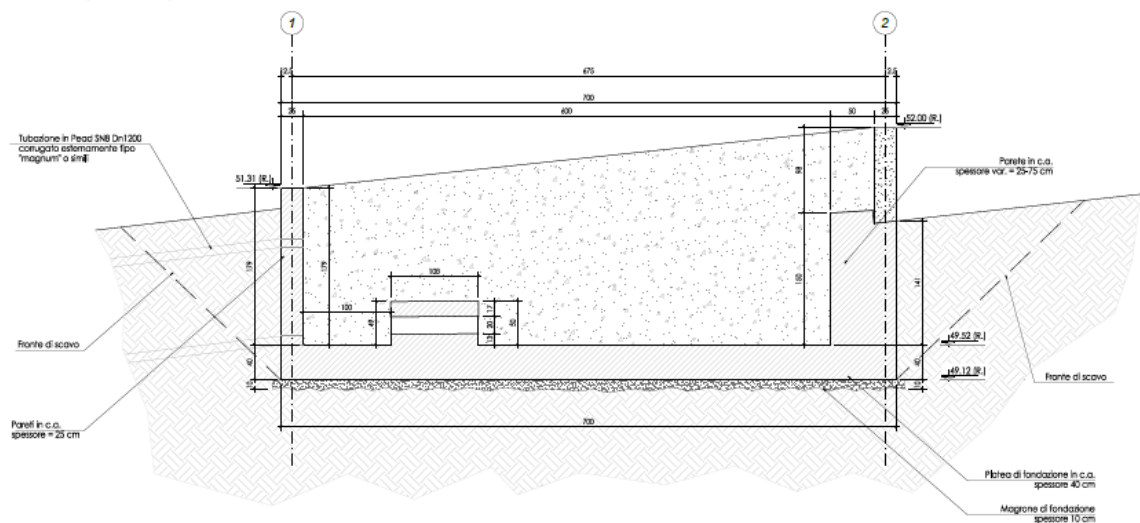
La presente relazione ha come oggetto le verifiche geotecniche delle strutture in calcestruzzo armato costituenti il nuovo pozzetto ripartitore da realizzare all'interno dei lavori di sistemazione idraulica del Rio Villa Castagna, tra via Inferiore Fameiano e Via G. Adamoli, a monte del complesso sportivo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



SEZIONE C-C
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 provvisoria 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 PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

☐ Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

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

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R 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

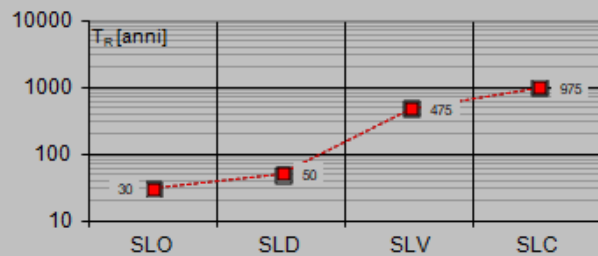
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione



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

$S_S = 1,200$

$C_C = 1,417$ info

$h/H = 0,000$

$S_T = 1,000$ info

(h =quota sito, H =altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta = 1,000$ info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_0 **1**

Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q **1**

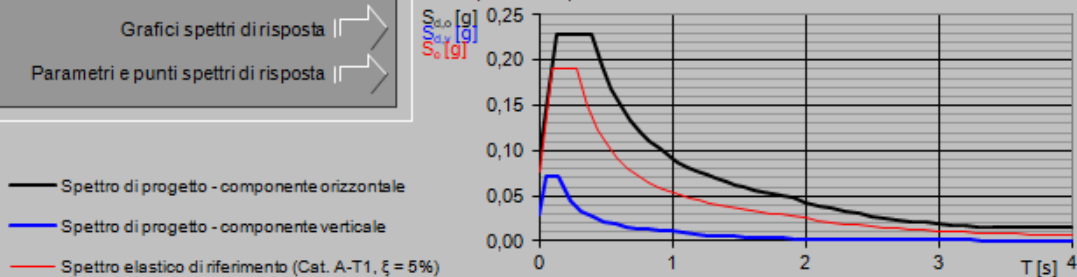
$\eta = 1,000$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



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_0	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

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

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

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

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

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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
$T_B \leftarrow$	0,133	0,229
$T_C \leftarrow$	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
$T_D \leftarrow$	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: $17 \text{ kN/m}^3 \div 18 \text{ kN/m}^3$

Peso in volume del terreno saturo: $19 \text{ kN/m}^3 \div 20 \text{ kN/m}^3$

Angolo di attrito efficace Φ : $31^\circ \div 33^\circ$

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 percentuale 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: $15 \text{ kN/m}^3 \div 16 \text{ kN/m}^3$

Peso in volume del terreno saturo: $18 \text{ kN/m}^3 \div 19 \text{ kN/m}^3$

Angolo di attrito efficace Φ : $30^\circ \div 32^\circ$

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:

$$\delta = 2/3 \Phi = 20^\circ$$

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/m³]

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

Peso specifico del terreno = 18,00 KN/m³

Altezza del terreno = 2 m

Carico superficiale dovuto al terrapieno 36,00 [KN/m²]

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).

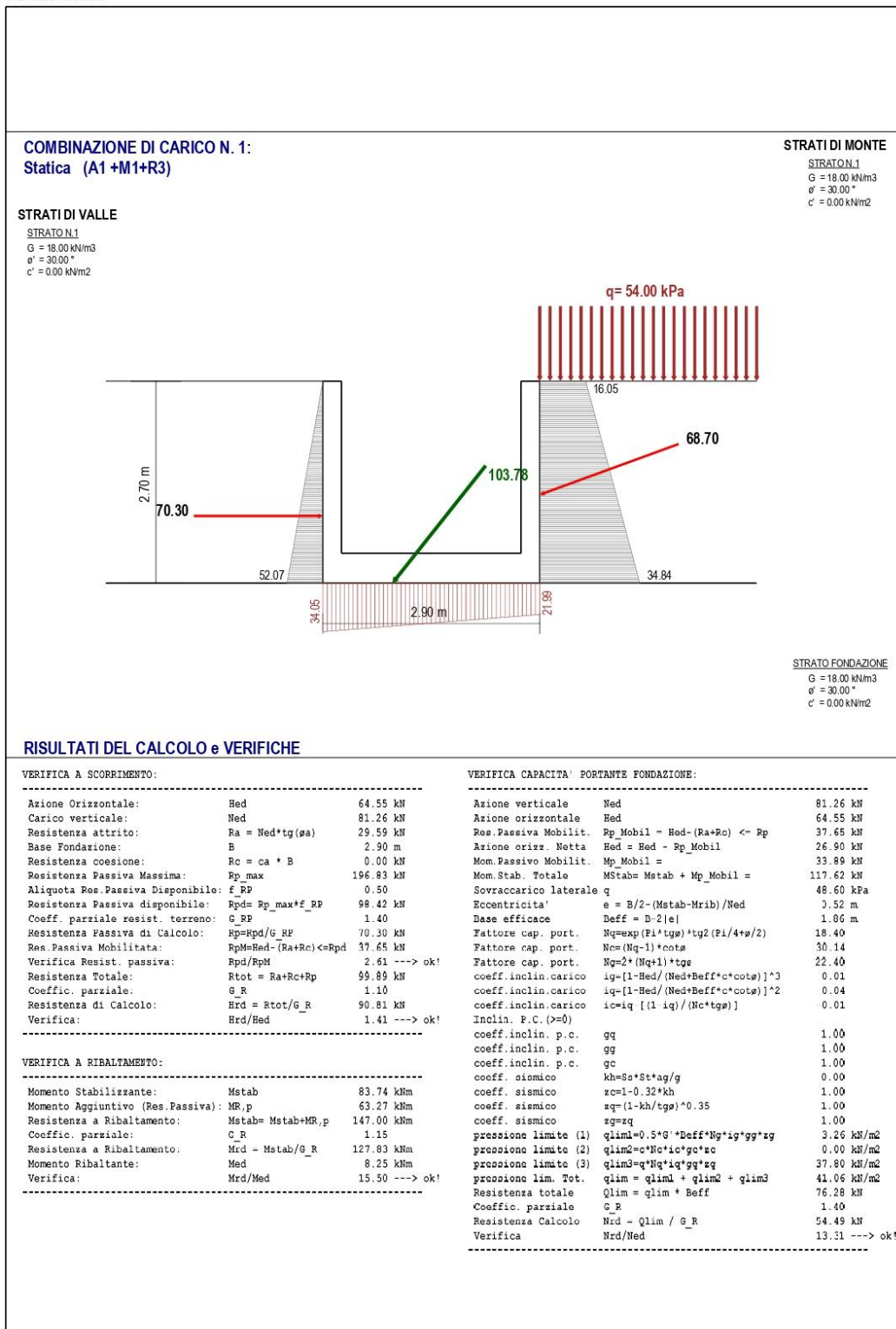
Le rimanenti verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 2 con la Combinazione unica A1+M1+R3.

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



MB Muro Rev 3.01

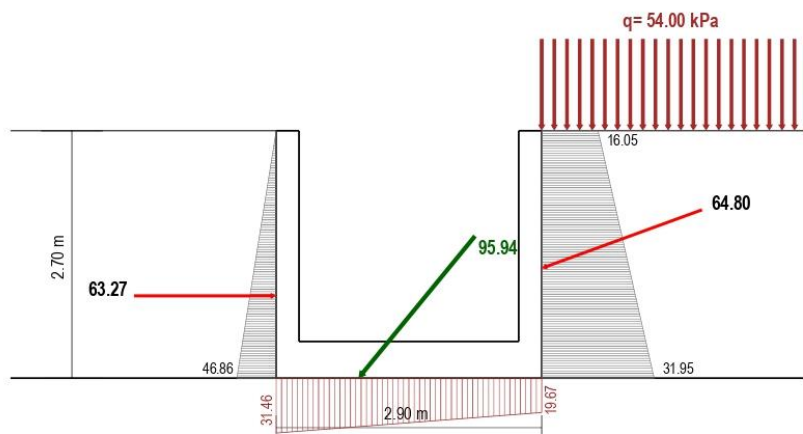
COMBINAZIONE DI CARICO N. 3:
Statica (EQU+M1+R3)

STRATI DI VALLE

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

STRATI DI MONTE

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



STRATO FONDAZIONE
G = 18.00 kN/m³
e' = 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!

MB Muro Rev 3.01

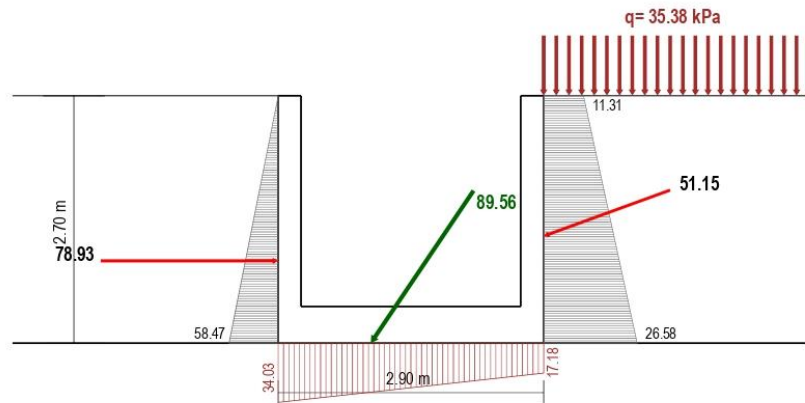
COMBINAZIONE DI CARICO N. 4:
Sisma Su (M1+R3)

STRATI DI MONTE

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

STRATI DI VALLE

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



STRATO FONDAZIONE
G = 18.00 kN/m3
φ' = 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(φa)	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	105.67 kN
Coeff. parziale:	G_R	1.00
Resistenza di Calcolo:	Rrd = Rtot/G_R	105.67 kN
Verifica:	Rrd/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*tgφ)*tg2(Pi/4+φ/2)	18.40
Fattore cap. port.	Nc=(Nq-1)*cotφ	30.14
Fattore cap. port.	Nq=2*(Nq+1)*tgφ	22.40
coeff.inclin.carico	iq=[1-Hed/(Ned+Beff*c*cotφ)]^3	0.03
coeff.inclin.carico	iq=[1-Hed/(Ned+Beff*c*cotφ)]^2	0.11
coeff.inclin.carico	ic=iq [1 iq]/(Nc+tgφ)	0.05
Inclin. F.C. (>=0)		
coeff.inclin. p.c.	gg	1.00
coeff.inclin. p.c.	gg	1.00
coeff.inclin. p.c.	gc	1.00
coeff. sismico	kh=So*St*ag/g	0.09
coeff. sismico	zc=1-0.32*kh	0.97
coeff. sismico	zq=(1-kh/tgφ)^0.35	0.94
coeff. sismico	zg=zq	0.94
pressione limite (1)	qlim1=0.5*G'*Deff*Nq*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*gg*zg	87.81 kN/m2
pressione lim. Tot.	qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3	101.09 kN/m2
Resistenza totale	Qlim = qlim + Beff	204.57 kN
Coeff. parziale	G_R	1.20
Resistenza Calcolo	Rrd = Qlim / G_R	170.48 kN
Verifica	Rrd/Ned	13.34 ---> ok!

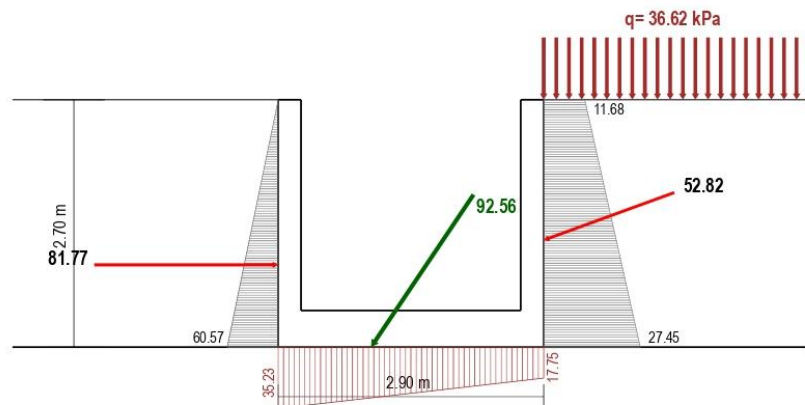
COMBINAZIONE DI CARICO N. 5:
Sisma Giu (M1+R3)

STRATI DI MONTE

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

STRATI DI VALLE

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



STRATO FONDAZIONE
G = 18.00 kN/m3
φ' = 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(φa)	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
Coeff. parziale:	G_R	1.00
Resistenza di Calcolo:	Rrd = Rtot/G_R	109.75 kN
Verifica:	Rrd/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*tgφ)*tg2(Pi/4+φ/2)	18.40
Fattore cap. port.	Nc=(Nq-1)*cotφ	30.14
Fattore cap. port.	Nq=2*(Nq+1)*tgφ	22.40
coeff.inclin.carico	iq=[1-Hed/(Ned+Beff*c*cotφ)]^3	0.04
coeff.inclin.carico	iq=[1-Hed/(Ned+Beff*c*cotφ)]^2	0.11
coeff.inclin.carico	ic=iq [1 iq]/(Nc+tgφ)	0.06
Inclin. F.C. (>=0)		
coeff.inclin. p.c.	gg	1.00
coeff.inclin. p.c.	gg	1.00
coeff.inclin. p.c.	gc	1.00
coeff. sismico	kh=So*St*ag/g	0.09
coeff. sismico	zc=1-0.32*kh	0.97
coeff. sismico	zq=(1-kh/tgφ)^0.35	0.94
coeff. sismico	zg=zq	0.94
pressione limite (1)	qlim1=0.5*G'*Deff*Nq*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*gg*zg	92.09 kN/m2
pressione lim. Tot.	qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3	105.65 kN/m2
Resistenza totale	Qlim = qlim + Beff	214.15 kN
Coeff. parziale	G_R	1.20
Resistenza Calcolo	Rrd = Qlim / G_R	178.46 kN
Verifica	Rrd/Ned	13.22 ---> ok!

MB Muro Rev 3.01

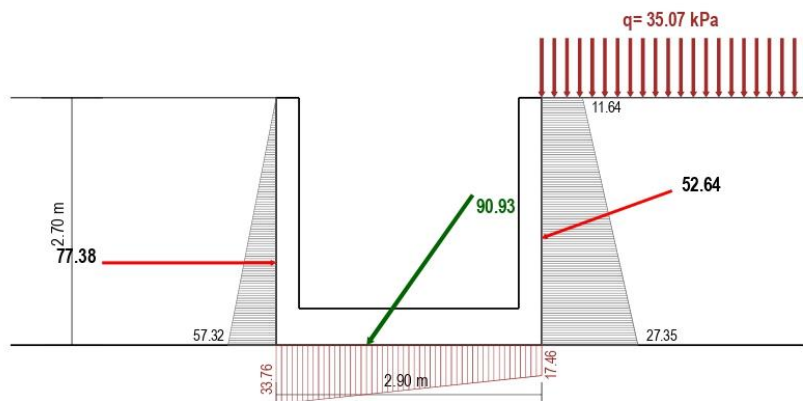
COMBINAZIONE DI CARICO N. 8:
Sisma Su RIB (M1+R3)

STRATI DI VALLE

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

STRATI DI MONTE

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



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

RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO:

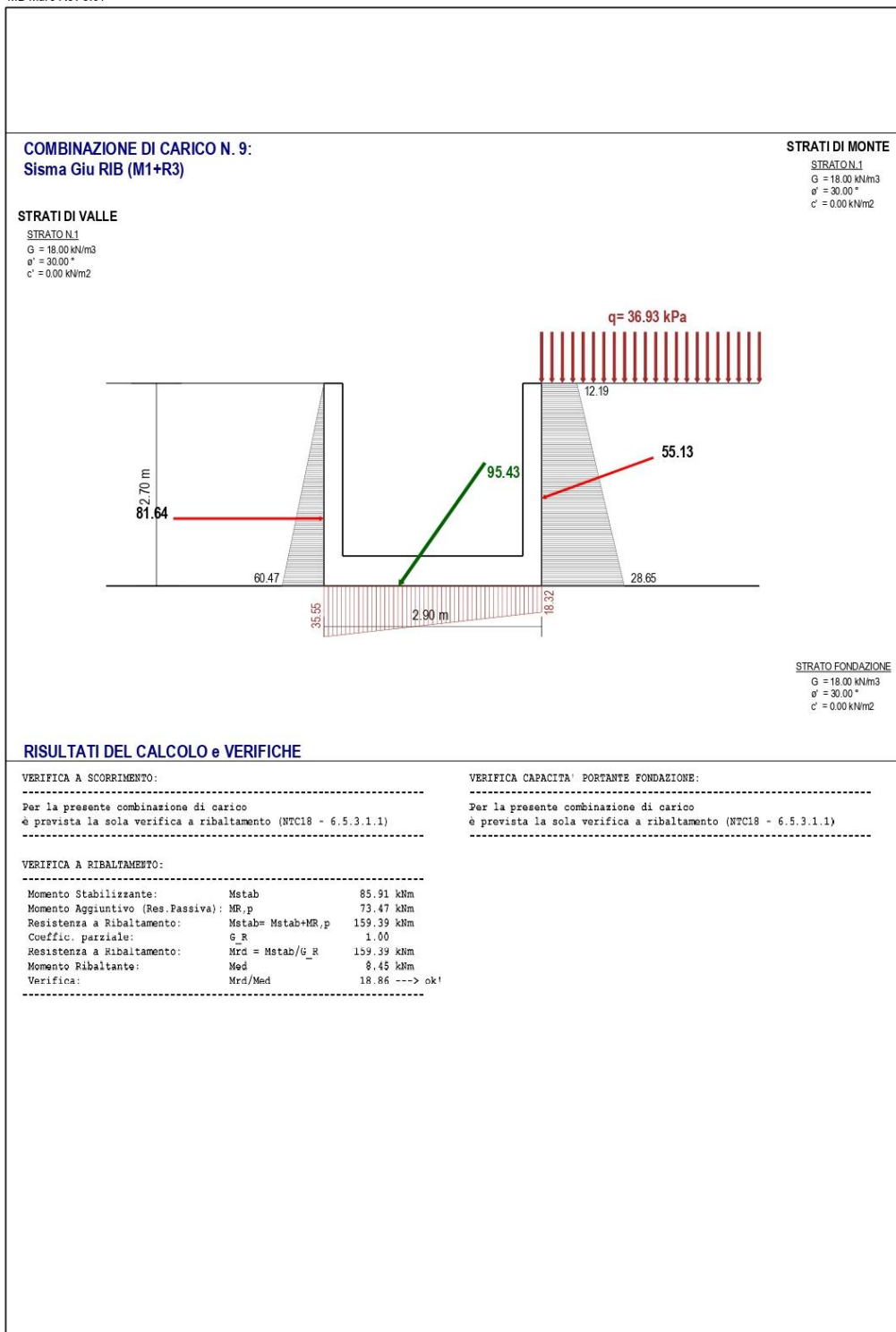
Per la presente combinazione di carico
è prevista la sola verifica a ribaltamento (NTC18 - 6.5.3.1.1)

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:

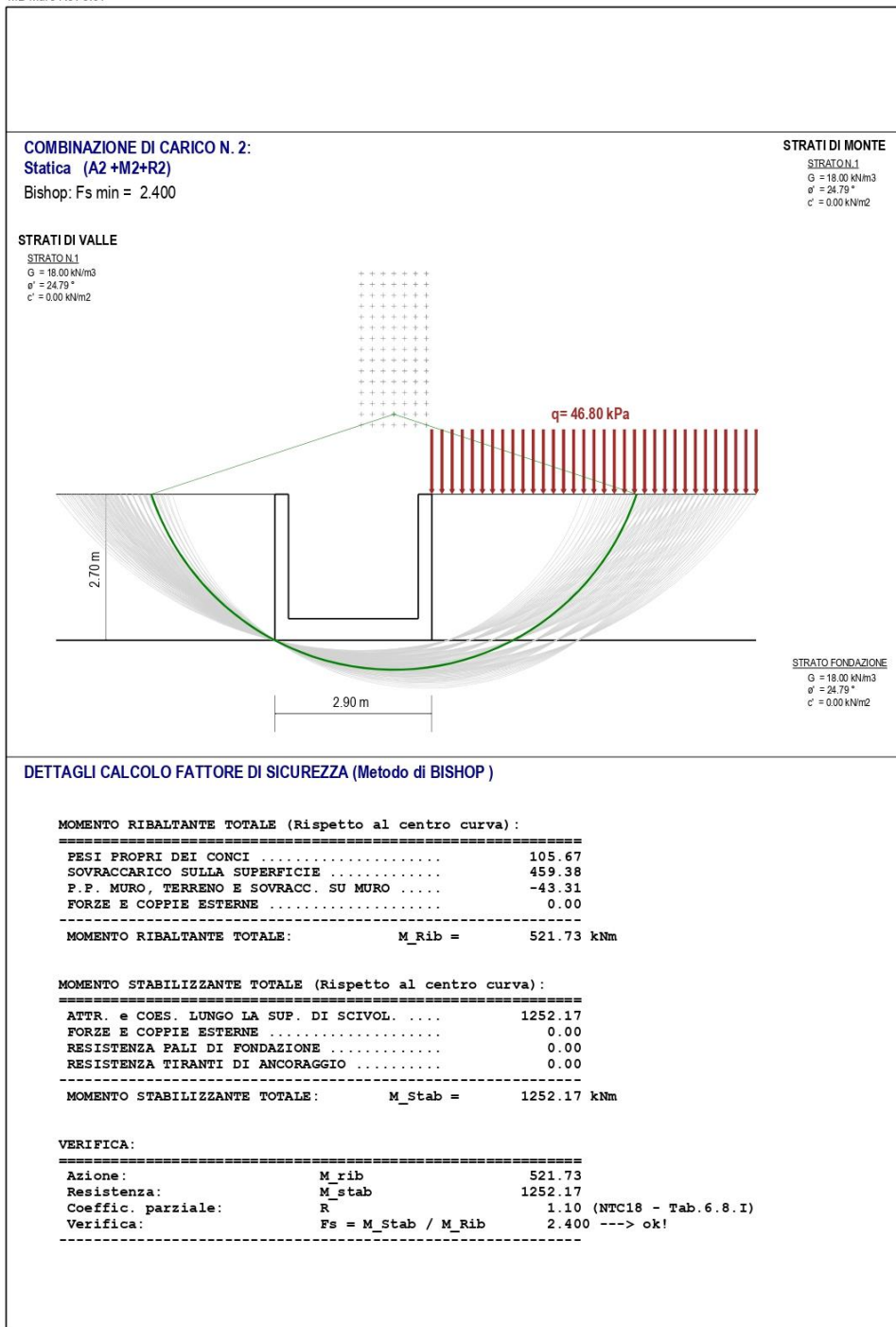
Momento Stabilizzante:	Mstab	81.56 kNm
Momento Aggiuntivo (Res.Passiva):	MR,p	69.64 kNm
Resistenza a Ribaltamento:	Mstab= Mstab+MR,p	151.21 kNm
Coeffic. parziale:	G_R	1.00
Resistenza a Ribaltamento:	Mrd = Mstab/G_R	151.21 kNm
Momento Ribaltante:	Mrd	8.19 kNm
Verifica:	Mrd/Mrd	18.47 ---> ok!



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

Verifiche geotecniche a stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno

MB Muro Rev 3.01



MB Muro Rev 3.01

COMBINAZIONE DI CARICO N. 4:

Sisma Su (M1+R3)

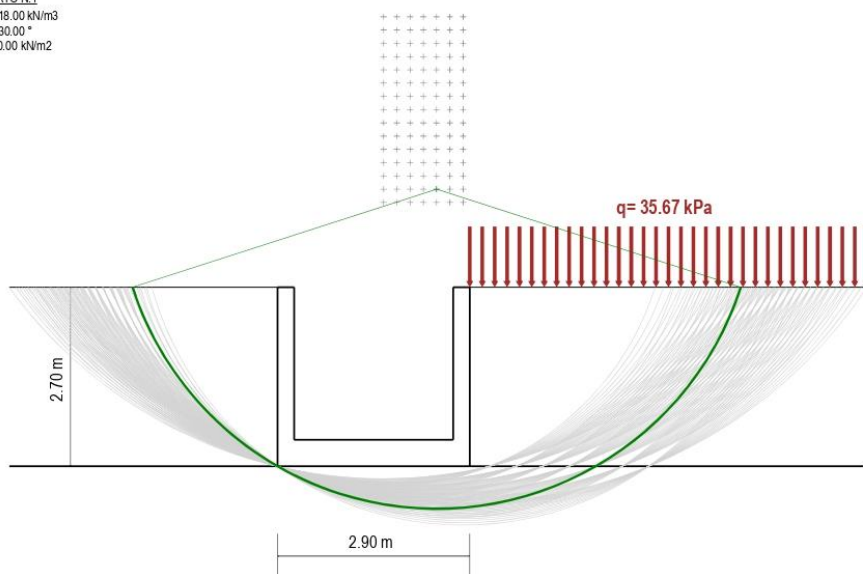
Bishop: $F_s \text{ min} = 3.299$

STRATI DI MONTE

STRATO N.1
 $G = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 $\phi' = 30.00^\circ$
 $c' = 0.00 \text{ kN/m}^2$

STRATI DI VALLE

STRATO N.1
 $G = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 $\phi' = 30.00^\circ$
 $c' = 0.00 \text{ kN/m}^2$



STRATO FONDAZIONE
 $G = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 $\phi' = 30.00^\circ$
 $c' = 0.00 \text{ kN/m}^2$

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:	$F_s = M_{Stab} / M_{Rib}$	3.299 ---> ok!

MB Muro Rev 3.01

COMBINAZIONE DI CARICO N. 5:

Sisma Giu (M1+R3)

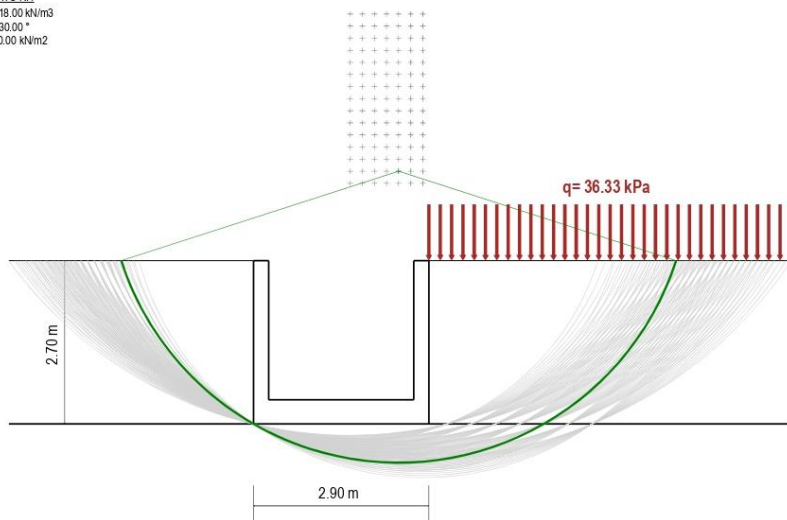
Bishop: $F_s \text{ min} = 3.302$

STRATI DI MONTE

STRATO N.1
 $G = 18.00 \text{ kNm}^3$
 $\phi' = 30.00^\circ$
 $c' = 0.00 \text{ kNm}^2$

STRATI DI VALLE

STRATO N.1
 $G = 18.00 \text{ kNm}^3$
 $\phi' = 30.00^\circ$
 $c' = 0.00 \text{ kNm}^2$



STRATO FONDAZIONE
 $G = 18.00 \text{ kNm}^3$
 $\phi' = 30.00^\circ$
 $c' = 0.00 \text{ kNm}^2$

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: $M_{Rib} = 478.46 \text{ kNm}$

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: $M_{Stab} = 1579.68 \text{ kNm}$

VERIFICA:

Azione:	M_{rib}	478.46
Resistenza:	M_{stab}	1579.68
Coeffic. parziale:	R	1.10 (NTC18 - Tab.6.8.I)
Verifica:	$F_s = M_{Stab} / M_{Rib}$	3.302 ---> ok!

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

9 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA PARATIA IN MICROPALI PROVVISORIALE

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 provvisoria in micropali.

Diametro micropali = 160 mm

Interasse micropali = 40 cm

Armatura micropali: profili tubolari $\Phi 114.3 / 10$ 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.

$$\sigma' (h=0) = (q + \gamma h) \times K_a \times \cos \delta = (36 \text{ KN/m}^2 + 0) \times 0.297 \times \cos 20^\circ = 10.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'' (h=3 \text{ m}) = (q + \gamma h) \times K_a \times \cos \delta = [36 \text{ KN/m}^2 + (18 \text{ KN/m}^3 \times 3 \text{ m})] \times 0.297 \times \cos 20^\circ = 25.1 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\sigma' (h=0) = 10.05 \text{ KN/m}^2 \times 1.5 = 15.1 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'' (h=3 \text{ m}) = 25.1 \text{ KN/m}^2 \times 1.5 = 37.7 \text{ KN/m}^2$$

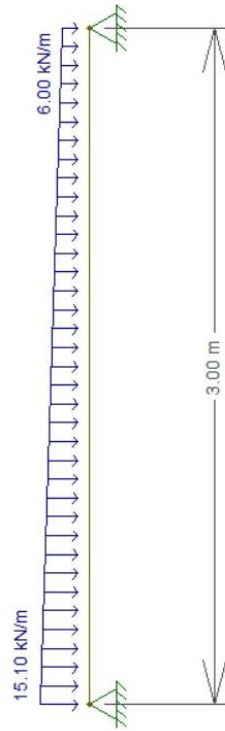
Infine, considerando l'interasse dei micropali pari a 40 cm, si avrà il seguente carico agente sul singolo micropalo:

$$\sigma' (h=0) = 15.1 \text{ KN/m}^2 \times 0.4 \text{ m} = 6 \text{ KN/m}$$

$$\sigma'' (h=3 \text{ m}) = 37.7 \text{ KN/m}^2 \times 0.4 \text{ m} = 15.1 \text{ KN/m}$$

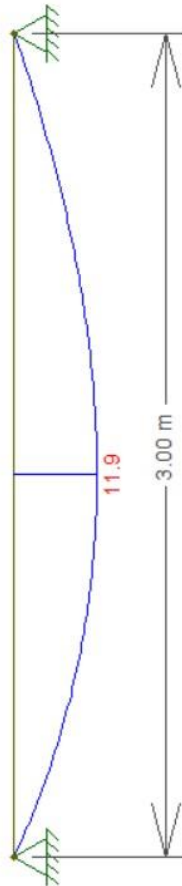
Durante le fasi esecutive di scavo e realizzazione della nuova vasca, il cordolo testapali della paratia verrà puntellato al fine di bloccarne gli spostamenti orizzontali.

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



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

DIAGRAMMA DEL MOMENTO



$$V_{Ed,max} = 18.1 \text{ KN}$$

agente alla base della paratia

$$M_{Ed,max} = 11.9 \text{ KNm}$$

agente in mezz'opera alla paratia

DIAGRAMMA DEL TAGLIO



Si riportano di seguito le verifiche dei micropali considerando un'armatura interna composta da profili tubolari $\Phi 114.3 / 10 \text{ mm}$ in acciaio S355.

Verifica a flessione

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

$$M_{Rd} = 26.6 \text{ KNm} > M_{Ed} = 11.9 \text{ KNm}$$

pertanto il micropalo risulta verificato a flessione

Verifica a taglio

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

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

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

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:

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

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

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

Con:

$$q' = \sigma' = 4 \text{ KN/m}$$

$$q'' = \sigma'' - \sigma' = 6.1 \text{ KN/m}$$

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

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

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