



CITTA' METROPOLITANA DI FIRENZE

Direzione Viabilità

ACCORDO QUADRO PER SERVIZI DI INGEGNERIA
RELATIVI A NUOVE OPERE E MANUTENZIONE DEL
PATRIMONIO STRADALE DI PROPRIETA' E IN GESTIONE
ALLA CITTA' METROPOLITANA DI FIRENZE

LOTTO 2 "ZONA 2 MUGELLO EST E VALDARNO"

INTERVENTO N.5 - S.P. 91 Km 0+000, loc. Scopeti Miglioramento dell'intersezione a T tra la S.P. 91 e la S.S 67

PROGETTO DEFINITIVO

REL
F.2

Relazione di calcolo strutturale e geotecnico

Data emissione:
Aprile 2023

CODICE
ELABORATO

Anno	Commessa	Progetto	Tipologia	Elaborato n°
2020	039	D	STR	F020

LIVELLO	Numero	Data	Stesura	Controllo	Approvazione
Prima stesura	01	04/2023	PT	EF	EF

Responsabile unico del procedimento Arch. Giuseppe Biancamano

Raggruppamento temporaneo di professionisti

INGEO

Studio *INGEO*
Ingegneri e Geologi Associati

FLORENTECNICA S.R.L.

FLORENTECNICA SRL
SOCIETA' DI INGEGNERIA

ing. Simone Martinelli
ing. Laura Bibolini

I Progettisti

ing. Enrico Favilla

ing. Paolo Barsotti

II C.S.P.

ing. Paolo Viagi

Consulenza geologica

geol. Luigi Giammattei

I collaboratori ing. Paolo Toschi, ing. Luca Martini, ing. Marco Del Carlo, geol. Marianna Genovesi, geol Nicola Bertocchini

Sommario

1	PREMESSA	1
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	1
3	MURO DI SOSTEGNO	2
3.1	ANALISI DEI CARICHI	2
3.2	VERIFICHE DI STABILITÀ	4
3.2.1	VERIFICA AL RIBALTAMENTO	4
3.2.2	VERIFICA ALLO SCORRIMENTO	4
3.2.3	VERIFICA CAPACITA' PORTANTE	5
3.2.4	VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE	6
3.3	VERIFICHE STRUTTURALI	7
3.3.1	ELEVAZIONE	7

1 PREMESSA

La seguente relazione riporta i calcoli strutturali dei muri di sostegno presente nell'intervento denominato "Intervento N.5 – S.P. 91 Km 0+000, loc. Scopeti – Miglioramento dell'intersezione a T tra la S.P.91 e le S.S.67"

L'intervento prevede la realizzazione di due muri di sostegno che chiameremo "Tipo A" e "Tipo B". Vista la similarità tra i due si è deciso pertanto di verificare il muro con il paramento più elevato (max 1.80m) che risulta essere la condizione peggiore che si presenta.

I muri saranno costituiti da un paramento in c.a. si spessore minimo 15 cm che sarà rivestito da materiale lapideo per ripristinare le condizioni allo stato attuale. Lo spessore del rivestimento varia da uno spessore in testa di 0.35 m fino a 0,65 m; pertanto li spessori finali del muro saranno: 0.50 in testa e 0.80 m alla base.

All'interno del paramento in c.a. sarà posta idonea armatura: ferri di ripresa $\Phi 14/20$ e rete elettrosaldata $\Phi 12$ 20x20.

Il paramento verticale è collegato ad una fondazione in c.a. di spessore 0.30 m e larghezza 1,00 m armata con barre $\Phi 12$.

Si considerano:

- i carichi di progetto, sostanzialmente spinte del terreno e del sovraccarico a tergo dell'opera,
- le caratteristiche della sollecitazione
- le relative verifiche strutturali e geotecniche.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

D.P.R. 6 giugno 2001, n°380

"Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"

Legge 05/11/1971 n. 1086

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

"

Legge 02/02/1974 n. 64

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche."

D.M.LL.PP. 17/01/2018

"Norme tecniche per le costruzioni"

Circolare 21/01/2019 n° 7 C.S.LL.PP

"Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni " di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018."

UNI EN 206:2016

"Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità "

UNI 11104:2016

" Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206"

Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

"Linee guida sul calcestruzzo strutturale"

Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

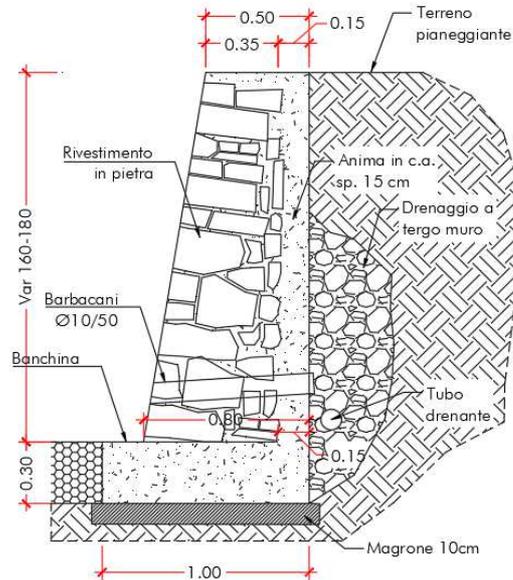
"Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale"

3 MURO DI SOSTEGNO

Si studia il tratto di 1,0m.

3.1 ANALISI DEI CARICHI

Geometria



Il terreno a tergo del muro presenta le seguenti caratteristiche:

0 - 0,20 m	$\gamma_{t1} = 18,50 \text{ kN/m}^3$	peso specifico terreno	$\Phi_{k1} = 28,0^\circ$ ang. attrito terreno caratt.
0,20 - 3,40 m	$\gamma_{t2} = 19,50 \text{ kN/m}^3$	peso specifico terreno	$\Phi_{k2} = 32,0^\circ$ ang. attrito terreno caratt.
in via cautelativa si considera tutto terreno di riporto con i seguenti parametri meccanici:			
0,00 - 3.40 m	$\gamma_t = 19,00 \text{ kN/m}^3$	peso specifico terreno	$\Phi_k = 30,0^\circ$ ang. attrito terreno caratt.

La falda non è stata riscontrata durante le prove in sito.

Carichi permanenti (unità di misura kN,m)

Descrizione	Volume	V	d_A	h_A	M_{aks}
Mensola verticale	0,27	6,75	0,925	1,20	6,24
Base orizzontale	0,30	7,50	0,50	0,15	3,75
Rivestimento (rett. o parall.)	0,90	23,40	0,60	1,20	14,04

V_k carichi caratteristici verticali

d_A distanza da A

M_{AKS} momento caratteristico stabilizzante

Carichi variabili

Si considera un carico variabile uniforme a tergo muro di $2,00 \text{ kN/m}^2$

Spinta terreno e sovraccarico

Si riportano i coefficienti di spinta attiva e le relative spinte

Combinazione, coefficienti parziali terreno $M1$

$$\gamma_M = 1,00 \quad \Phi_d = \arct(\text{tg}(\Phi_k) / \gamma_M) = 30,0^\circ \quad \text{ang. attr. progetto}$$

Per il coefficiente di spinta attiva K_a si usa la formula di Muller-Breslau

$$\beta = 0^\circ \quad \text{ang. terr.-orizz.} \quad \alpha = 90^\circ \quad \text{ang muro-orizz.}$$

$$\delta_d = 2/3 \Phi_d \quad 20,0^\circ \quad \text{ang. attr. terr.-muro}$$

$$K_{as} = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \Phi)}{[\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha - \delta) [1 + RQ \frac{\text{sen}(\Phi + \delta) \text{sen}(\Phi - \beta)}{(\text{sen}(\alpha - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta))}]]^2} = 0,297$$

Descrizione	H	V	d_A	h_A	M_{aks}
S_{to} spinta terreno a tergo, orizz.	-11,69	-	-	0,70	-8,19
$S_{V\perp}$ spinta terreno a tergo, vert.	-	4,26	1,00	-	4,26

S _{qol} // spinta sovrac. a tergo, or. perm	-1,17	-	-	1,05	-1,23
S _{qv.L} spinta sovrac. a tergo, ver. perm	-	0,43	1,00	-	0,43

H carichi caratt. orizzontali M_{AKR} momenti caratt. ribaltanti
 $S_{to} = \gamma_t h_t^2 / 2 K_{as} \cos \delta_d$ spinta terr. orizz. $S_{qo} = q h_t K_{as} \cos \delta_d$ spinta sovrac. orizz.
 $S_{tv} = \gamma_t h_t^2 / 2 K_{as} \sin \delta_d$ spinta terr. vert $S_{qv} = q h_t K_{as} \sin \delta_d$ spinta sovrac. orizz.

Azione sismica

Coefficienti parziali terreno M1

$\gamma_M = 1,00$ $\Phi_d = \arctg(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 30,00^\circ$ ang. attr. progetto
 $\delta_d = 2/3 \Phi_d = 20^\circ$ ang. attr. terr.-muro

Per il coefficiente di spinta si usa il metodo di Mononobe-Okabe, che estende l'equazione di Muller-Breslau in campo dinamico. Dalla modellazione sismica si ricava: accelerazione sismica SLV $a_g = 0,177 g$;

Categoria di suolo B $S_S = 1,20$ Categoria topografica T2 $S_T = 1,00$

Otteniamo:

$\beta_m = 0,38$ $a_{max} = a_g S = 0,081 g$
 $k_h = \beta_m a_{max} / g = 0,081$ coef. sismico orizzontale
 $k_v = 0,50 k_h = 0,040$ coef. sismico verticale
 $\theta = \arctg(k_h / (1 - k_v)) = 4,81^\circ$ sisma alto
 $\theta = \arctg(k_h / (1 + k_v)) = 4,44^\circ$ sisma basso

Si riportano i coefficienti di spinta attiva sia per sisma verso l'alto che verso il basso, il secondo però è quello più gravoso e nel seguito è a lui che si fa riferimento

$$K_{ass} = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi - \theta)}{[\cos\theta \sin^2\alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) [1 + RQ[\sin(\Phi + \delta)\sin(\Phi - \beta - \theta) / (\sin(\alpha - \delta - \theta)\sin(\alpha + \beta))]]]^2}$$

$K_{ass} = 0,354$ coef. sp. attiva sisma alto

$K_{ass} = 0,349$ coef. sp. attiva sisma basso

Si riporta la spinta per entrambi i tipi di sisma

Descrizione	H	V	d _A	h _A	M _{aks}
S _{aE+} // spinta. terr. a tergo, orizz. +	-14,30	-	-	0,70	-10,01
S _{aE+} ⊥ spinta. terr. a tergo, vert. +	-	5,20	1,00	-	5,20
S _{aE-} // spinta. terr. a tergo, orizz. -	-13,37	-	-	0,70	-9,36
S _{aE-} ⊥ spinta. terr. a tergo, vert. -	-	4,87	1,00	-	4,87
S _{pE+} // spinta. terr. a valle, orizz. +	2,16	-	-	0,10	0,22
S _{pE-} // spinta. terr. a valle, orizz. -	1,99	-	-	0,10	0,20
S _{qE+} // spinta sovrac. a tergo, or.+ perm	-1,43	-	-	1,05	-1,51
S _{qE+} ⊥ spinta sovrac. a tergo, ver.+ perm	-	0,52	1,00	-	0,52
S _{qE-} // spinta sovrac. a tergo, or.- perm	-1,34	-	-	1,05	-1,41
S _{qE-} ⊥ spinta sovrac. a tergo, ver.- perm	-	0,49	1,00	-	0,49

Coefficienti di spinta per il ribaltamento

$\beta_m = 0,38 \times 1,50 = 0,57$ $a_{max} = a_g S = 0,081 g$
 $k_h = \beta_m a_{max} / g = 0,121$ coef. sismico orizzontale
 $k_v = 0,50 k_h = 0,061$ coef. sismico verticale
 $\theta = \arctg(k_h / (1 - k_v)) = 7,34^\circ$ sisma verso alto
 $\theta = \arctg(k_h / (1 + k_v)) = 6,51^\circ$ sisma verso basso
 $K_{ass} = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi - \theta)}{[\cos\theta \sin^2\alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) [1 + RQ[\sin(\Phi + \delta)\sin(\Phi - \beta - \theta) / (\sin(\alpha - \delta - \theta)\sin(\alpha + \beta))]]]^2}$
 $K_{ass} = 0,389$ coef. spinta attiva sisma verso alto
 $K_{ass} = 0,377$ coef. spinta attiva sisma verso basso

Si riporta la spinta per entrambi i tipi di sisma

Descrizione	H	V	d _A	h _A	M _{aks}
-------------	---	---	----------------	----------------	------------------

S _{SE} ⁺ // spinta. terr. a tergo, orizz. +	-15,74	-	-	0,70	-11,02
S _{SE} ⁺ ⊥ spinta. terr. a tergo, vert. +	-	5,73	1,00	-	5,73
S _{SE} ⁻ // spinta. terr. a tergo, orizz. -	-14,39	-	-	0,70	-10,07
S _{SE} ⁻ ⊥ spinta. terr. a tergo, vert. -	-	5,24	1,00	-	5,24
S _{PE} ⁺ // spinta. terr. a valle, orizz. +	2,15	-	-	0,10	0,21
S _{PE} ⁺ ⊥ spinta. terr. a valle, orizz. -	1,88	-	-	0,10	0,19
S _{QE} ⁺ // spinta sovrac. a tergo, or.+ perm	-1,58	-	-	1,05	-1,66
S _{QE} ⁺ ⊥ spinta sovrac. a tergo,ver.+ perm	-	0,57	1,00	-	0,57
S _{QE} ⁻ // spinta sovrac. a tergo, or.- perm	-1,44	-	-	1,05	-1,51
S _{QE} ⁻ ⊥ spinta sovrac. a tergo,ver.- perm	-	0,52	1,00	-	0,52

Forze di inerzia (unità di misura kN,m)

Descrizione	H	V	d _A	h _A	M _{aks}
inerzia mensola verticale., or.	-0,54	-	-	1,20	-0,65
inerzia mensola verticale., ver.+	-	0,27	0,93	-	0,25
inerzia mensola verticale., ver.-	-	-0,27	0,93	-	-0,25
inerzia base orizzontale., or.	-0,61	-	-	0,15	-0,09
inerzia base orizzontale., ver.+	-	0,30	0,50	-	0,15
inerzia base orizzontale., ver.-	-	-0,30	0,50	-	-0,15
inerzia rivestimento, or.	-1,89	-	-	1,20	-2,27
inerzia rivestimento, ver.+	-	0,94	0,60	-	0,57
inerzia rivestimento, ver.-	-	-0,94	0,60	-	-0,57

Azioni inerzia dovute al ribaltamento

Descrizione	H	V	d _A	h _A	M _{aks}
inerzia mensola verticale., or.	-0,82	-	-	1,20	-0,98
inerzia mensola verticale., ver.+	-	0,41	0,93	-	0,38
inerzia mensola verticale., ver.-	-	-0,41	0,93	-	-0,38
inerzia base orizzontale., or.	-0,91	-	-	0,15	-0,14
inerzia base orizzontale., ver.+	-	0,45	0,50	-	0,23
inerzia base orizzontale., ver.-	-	-0,45	0,50	-	-0,23
inerzia rivestimento, or.	-2,83	-	-	1,20	-3,40
inerzia rivestimento, ver.+	-	1,42	0,60	-	0,85
inerzia rivestimento, ver.-	-	-1,42	0,60	-	-0,85

3.2 VERIFICHE DI STABILITÀ

3.2.1 VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Combinazione statica

$$M_{AdS} = 1,00 (24,06+4,26) = 28,85 \text{ kNm} \quad \text{momento stabilizzante}$$

$$M_{AdR} = 1,30 (8,19)+1,30 (1,23) = 12,25 \text{ kNm} \quad \text{momento ribaltante}$$

$$\gamma_R = 1,15$$

$$M_{AdS} / \gamma_R = 25,09 \text{ kNm} \quad \geq \quad M_{AdR} = 12,25 \text{ kNm} \quad \text{momento ribaltante}$$

$$C.S. = M_{AdS} / (\gamma_R M_{AdR}) = 2,05$$

Combinazione sismica

$$M_{AdS} = 1,00 (6,24+3,75+5,24+9,79+0,52) = 25,55 \text{ kNm} \quad \text{momento stabilizzante}$$

$$M_{AdR} = 1,00 (10,07+0,98+0,38+0,14+0,23+1,51) = 5,21 \text{ kNm} \quad \text{momento ribaltante}$$

$$\gamma_R = 1,00$$

$$M_{AdS} / \gamma_R = 25,55 \text{ kNm} \quad \geq \quad M_{AdR} = 5,21 \text{ kNm} \quad \text{momento ribaltante}$$

$$C.S. = M_{AdS} / (\gamma_R M_{AdR}) = 4,91$$

3.2.2 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Combinazione statica

$$\Phi_d = 30,0^\circ \quad \text{angolo attrito} \quad \text{tg}(\Phi_d) = 0,450$$

$$c' = 0,00 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{coesione efficace} \quad \gamma_R = 1,10$$

$$\alpha = 0^\circ \quad \text{inclinazione piano di posa}$$

$$V_d = 43,62 \text{ kN} \quad \text{carico verticale}$$

$$H_d = 16,98 \text{ kN} \quad \text{sp. orizzontale}$$

$$(V_d \operatorname{tg}(\Phi_d) + c' Af) / \gamma_R \geq H_d \quad 25,16 \text{ kN} \geq 16,98 \text{ kN}$$

$$\text{C.S.} = (V_d \operatorname{tg}(\Phi_d) + c' Af) / \gamma_R / H_d = 1,48$$

Combinazione sismica

$$V_d = 41,48 \text{ kN} \quad \text{carico verticale}$$

$$H_d = 17,75 \text{ kN} \quad \text{sp. orizzontale}$$

$$(V_d \operatorname{tg}(\Phi_d) + c' Af) / \gamma_R \geq H_d \quad 26,45 \text{ kN} \geq 17,75 \text{ kN}$$

$$\text{C.S.} = (V_d \operatorname{tg}(\Phi_d) + c' Af) / \gamma_R / H_d = 1,49$$

3.2.3 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

Combinazione statica

$$V_d = 54,91 \text{ kN}$$

$$H_d = 16,98 \text{ kN}$$

$$M_{AdS} = 31,24 \text{ kNm}$$

$$M_{AdR} = 6,16 \text{ kNm}$$

$$B = 1,00 \text{ m} \quad \text{larghezza}$$

$$e = B/2 - (M_{AdS} - M_{AdR}) / V_d = 0,02 \text{ m} \quad \leq B/6 = 0,16 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \Sigma V_d / (B \times 100) (1 + 6e/B) = 0,69 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = \Sigma V_d / (B \times 100) (1 - 6e/B) = 0,40 \text{ daN/cm}^2$$

Combinazione sismica

$$V_d = 41,48 \text{ kN}$$

$$H_d = 17,75 \text{ kN}$$

$$M_{AdS} = 24,03 \text{ kNm}$$

$$M_{AdR} = 9,39 \text{ kNm}$$

$$B = 1,00 \text{ m} \quad \text{larghezza}$$

$$e = B/2 - (M_{AdS} - M_{AdR}) / V_d = 0,15 \text{ m} \quad \leq B/6 = 0,16 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \Sigma V_d / (B \times 100) (1 + 6e/B) = 0,78 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = \Sigma V_d / (B \times 100) (1 - 6e/B) = 0,04 \text{ daN/cm}^2$$

Per effettuare la verifica della tensione sul terreno, si fa riferimento alla formula di Vesic corretta con i relativi coefficienti, si riporta la verifica a lungo termine considerando la combinazione statica più gravosa della statica, i carichi si riportano alla lunghezza del muro di 8,0 m

$$q_k = \gamma'_t D N_q s_q d_q i_q b_q g_q h_q + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c h_c + 1/2 \gamma'_t B' N_y s_y d_y i_y b_y g_y h_y$$

$$\gamma_r = 1,40 \text{ sismica} \quad q_d = q_k / \gamma_r \quad \text{tensione terreno di progetto}$$

$$Q_d = B' L' q_d \quad \text{carico massimo terreno di progetto}$$

La verifica risulta soddisfatta se $Q_d \geq V_d$

$$\gamma'_t \quad \text{peso specifico terreno immerso}$$

Fattori capacità portante

$$N_q = e^{\pi \tan \Phi} \tan^2(45^\circ + \Phi/2) \quad N_c = (N_q - 1) / \tan \Phi \quad N_y = 2 (N_q - 1) \tan \Phi$$

Fattori correttivi eccentricità del carico

$$B' = B - 2e \text{ larghezza} \quad L' \quad \text{lunghezza muro}$$

Fattore di forma

$$s_q = 1 + B'/L \text{ sen}\Phi$$

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,30 B'/L$$

Fattore di profondità

$$\text{se } D \leq B \quad d_q = 1 + 2 \tan\Phi(1 - \text{sen}\Phi)^2 D/B$$

$$\text{altrimenti } D > B \quad d_q = 1 + 2 \tan\Phi(1 - \text{sen}\Phi)^2 \arctan(D/B)$$

$$\text{se } D \leq B \quad d_c = 1 + 0,4 D/B$$

$$\text{altrimenti } D > B \quad d_c = 1 + 0,4 \arctan(D/B) \quad d_\gamma = 1$$

Fattore inclinazione del carico

$$m_L = (2 + L/B') / (1 + L/B') \quad m_B = (2 + B'/L) / (1 + B'/L) \quad m = m_L \cos^2 \Theta_n + m_B \text{sen}^2 \Theta_n$$

Θ_n ang. fra la direzione del carico proiettata piano fondazione e la lunghezza L

$$i_q = (1 - H / (N + B' L' c' / \tan\Phi))^m \quad i_c = i_{q-} (1 - i_q) / (N_c \tan\Phi) \quad i_\gamma = (1 - H / (N + B' L' c' / \tan\Phi))^{m+1}$$

Fattore inclinazione della fondazione

$$b_q = (1 - \varepsilon \tan\Phi)^2 \quad b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\Phi) \quad b_\gamma = b_q$$

Fattore inclinazione del terreno

$$g_q = (1 - \tan\omega)^2 \quad g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\Phi) \quad g_\gamma = g_q$$

Caratteristiche geometriche fondazione [cm]								
Larghezza	B	100,0	Lunghezza	L	800,0	Prof. incastro	D	30,0
Caratteristiche sollecitazione [daNcm]								
Carico vert.	N_z	43 928	Car. per. p. posa	N_{per}	43 928			
Carico orizz.(par B)	H_x	13 581	Car. par. p. posa	H_{par}	13 581			
Carico orizz.(par L)	H_y	0	Car. orizz. risult.	H_r	13 581			
Ecc. lungo B	e_b	4,0	Ecc. lungo L	e_L	0,0			
Caratteristiche meccaniche terreno (daNcm)								
Ang. attrito interno	ϕ'	30,0	Ang. attrito interno	ϕ' (rad)	0,52			
Ang. attrito terreno	δ	18,0	Ang. attrito terreno	δ (rad)	0,31			
Coesione	c'	0,025	Mod. tangenziale	G	5,0			
P.s.t.sopra p.p.[daNm]	γ'_{t1}	1 900,0	P.s.t. sotto p.p.[daNm]	γ'_{t2}	1 900,0			
Fattori capacità portanti								
Pi greco	π	3,14	Numero di neplero	e	2,72			
Fatt. sovraccarico	N_q	18,40	Fatt. coesione	N_c	30,14	Fatt. attrito	N_γ	20,09
Fattore eccentricità carico								
Largh. efficace	B'	92,0	Lungh. efficace	L'	800,0			
Fattore forma								
Fatt. sovraccarico	s_q	1,06	Fatt. coesione	s_c	1,06	Fatt. attrito	s_γ	0,97
			Per nastriformi	$s_c = 1$				
Fattore di profondità								
Fatt. sovraccarico	d_q	1,09	Fatt. coesione	d_c	1,12	Fatt. attrito	d_γ	1,00
Fattore inclinazione carico								
	m_b	1,90		m_L	1,10		m	1,90
Ang. direz. carico L	Θ_n	90		Θ_n rad	1,57			
Fatt. sovraccarico	i_q	0,71				Fatt. attrito	i_γ	0,71
Fatt. sovraccarico	i_q	0,52	Fatt. coes. (se $\phi > 0$)	i_c	0,50	Fatt. attrito	i_γ	0,37
Fattore inclinazione fond.								
Incl. fondazione	ε	0,00	Incl. fondazione	ε (rad)	0,00			
Fatt. sovraccarico	b_q	1,00	Fatt. coes. se $\phi > 0$	b_c	1,00	Fatt. attrito	b_γ	1,00
Fattore inclinazione terreno								
Incl. terreno	ω	0,00	Incl. terreno	ω (rad)	0,00			
Fatt. sovraccarico	g_q	1,00	Fatt. coes. se $\phi > 0$	g_c	1,00	Fatt. attrito	g_γ	1,00
Fattori N_q		0,63	Fattore N_c		0,45	Fattore N_γ		0,63
Coefficiente parziale	γ_r	1,40	Tens. prog q_d [daN/cm ²]		1,22	Car. prog Q_d [KN]		899

Il carico resistente di progetto del terreno è $Q_d = 899,00 \text{ kN} \geq V_d = 439,28 \text{ kN}$ il **C.S. = 2,05** verifica soddisfatta.

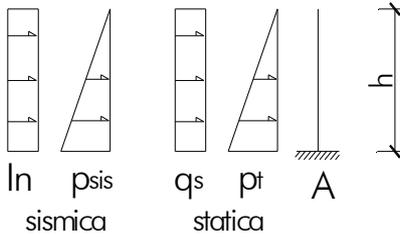
3.2.4 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

Si trascurava la verifica di stabilità globale in quanto il terreno è in piano e la verifica risulta sicuramente soddisfatta.

3.3 VERIFICHE STRUTTURALI

3.3.1 ELEVAZIONE

Schema statico



$h = 1,80 \text{ m}$

$p_t = 16,06 \text{ kN/m}$ pressione litostatica a riposo $q_s = 1,00 \text{ kN/m}$ pressione sovracc.
 $p_{sis} = 11,37 \text{ kN/m}$ pressione litostatica e sismica $I_n = 2,43 \text{ kN/m}$ inerzia

Caratteristiche della sollecitazione SLU (statica)

$V_A = 20,85 \text{ kN}$ sf. tagliante $M_A = 13,71 \text{ kNm}$ mom. flettente

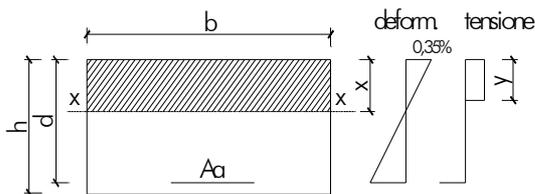
Caratteristiche della sollecitazione SLE

Combinazione rara 1,00 perm +1,00 sovracc

$M_A = 10,30 \text{ kNm}$ mom. flettente, rara

Verifiche di resistenza stato limite ultimo

Momento flettente (geometria)



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	15,00	Altezza utile d	10,00
Area armatura $\Phi 14/20 A_a$	7,70	Armatura minima $A_{amin} = 0,0015b d$	1,50
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,107	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	1,60	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	9,20	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	27,72	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	13,71
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	25,93	C.S = M_{yd} / M_{sd}	1,89

Sforzo tagliante

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	20,00
Area armatura $\Phi 14/20 A_a$	7,70	Sforzo normale N_d	0,00
Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]			
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	2,41	Effetto ingranamento < 2	2,00
$\phi_l = A_a / (b d)$	0,008	Effetto spinotto $< 0,02$	0,002
$\sigma_{cp} = N_d / (b d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione $< 0,20f_{cd}$	37,63
$V_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	5,70	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (V_{min} + 0,15\sigma_{cp}) b d$ [kN]	57,04	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \phi_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15\sigma_{cp}) b d$ [kN]	70,70	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max(V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	70,70	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	20,85	Sforzo tagliante sollecitante	
C.S = V_{rd} / V_{sd}	3,39	Coefficiente sicurezza	

Verifiche di resistenza stato limite esercizio

Verifica tensionale

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	15,00
Copriferro compressione	5,00	Altezza sezione h	10,00
Area armatura tesa 15Φ26 A _a	7,70	Area armatura compr. 3Φ16 A _a	0,00
Asse neutro x	4,84		
Momento inerzia J _{xx}	15 702		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	10,30		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	31,77	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	999,34	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3 600,00	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [kNm]	10,30		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	31,77	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	999,34	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3 600,00	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio, si considera un ambiente aggressivo, per condizione frequente $w_2 = 0,30$ mm, combinazione quasi permanente $w_1 = 0,20$ mm, si assumono le caratteristiche della sollecitazione della combinazione rara in luogo della frequente

per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.400$ daN/cm², diametro mas.Φ 16 distanza barre 20,0 cm

per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 2.000$ daN/cm², diametro mas Φ 16 distanza barre 20,0 cm

il diametro utilizzato è Φ 14 la distanza massima barre 20,0 cm, verifica soddisfatta