



COMUNE DI RAVENNA

AREA INFRASTRUTTURE CIVILI
SERVIZIO GEOLOGICO PROTEZIONE CIVILE
U. O. GEOLOGICO



Progettazione, programmazione,
affidamento, direzione lavori
dei lavori pubblici
e delle manutenzioni ordinarie;
gestione espropri.

INTERVENTO: Sistemazione dell'attuale protezione dall'ingressione marina in località Lido di Dante – ANNO 2014.

FASE PROGETTUALE

ESECUTIVO

Segretario Generale Dott. Paolo Neri	Assessore ai LL.PP.: Roberto Giovanni Fagnani	Sindaco Fabrizio Matteucci
Capo Servizio: Ing. Massimo Camprini	Capo Area: Ing. MASSIMO CAMPRINI	

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:	Ing. Massimo Camprini
PROGETTISTA COORDINATORE:	Dott. Nannini Sergio
PROGETTISTA	Dott. Nannini Sergio
COORD. SICUREZZA PROGETTAZIONE:	Dott. Nannini Sergio
PROGETTISTA OPERE STRUTTURALI	Ing. Massimo Zannoni
COLLABORATORE	Geom. Chiarini Michela
ELABORAZIONE GRAFICA:	Geom. Franzel Serena
RILIEVO:	Dott. Nannini Sergio
	Geom. Chiarini Michela

0	EMISSIONE				
Rev.	Descrizione	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:

ELABORATO:

RELAZIONE SPECIALISTICA CALCOLO ESECUTIVO DELLE STRUTTURE

Fascicolo: 2014/06.05/69	Data: 16 dicembre 2015	Codice Elaborato: 5R RS
Scala:	File: 06.05 n° 69.E – RS.doc	Revisione: R0

La seguente Relazione specialistica relativa al calcolo Esecutivo delle strutture è stata redatta da:

- **Ing. Massimo Zannoni** quale incaricato alla redazione della Relazione specialistica in fase di progettazione:

Firma:

SISTEMAZIONE DELL'ATTUALE PROTEZIONE DALL'INGRESSIONE MARINA IN LOCALITA' LIDO DI DANTE

INDICE Relazione di calcolo

1 – Inquadramento dell'intervento

2 – Materiali

3 – Relazione geotecnica: caratteristiche del terreno

4 – Relazione geotecnica: calcolo della capacità portante delle fondazioni

5 – Analisi dei carichi

6 – Progetto muretti di contenimento: verifiche geotecniche e strutturali

Relazione di Calcolo

1 – INQUADRAMENTO DELL' INTERVENTO

La relazione è inerente al calcolo per la realizzazione di muretti nuovi ed innalzamento di parte di quelli esistenti situati in prossimità e paralleli alla spiaggia di Lido di Dante al fine di proteggere dall'ingressione marina le zone prospicienti.

In funzione delle opere da realizzare l'intero intervento è stato suddiviso indicativamente in un certo numero di tratti (vedi planimetria).

- a) Tratto A: prospiciente al "Camping Ramazzotti" (vedi muro tipo X e muro tipo Y)
- b) Tratto B: prospiciente al "Bagno Classe" (vedi muro tipo Y e muro tipo Z)
- c) Tratto C: prospiciente al "Bagno Smeraldo" (vedi muro tipo X)
- d) Tratto D: prospiciente ai "Bagno Susy" e "Bagno Passatore" (vedi muro tipo W e tipo K)

2 – MATERIALI

- Calcestruzzo per i nuovi muretti: C35/45 S4
- Acciaio: B450C
- In seguito alla realizzazione di prove sclerometriche mediamente si ritiene il cls esistente (salvo le parti palesemente degradate) appartenere in via cautelativa alla classe di resistenza C 20/25.
- Sistema di ancoraggio tramite inghisaggio di barre di armatura ad aderenza migliorata post installate in fori realizzati sull'esistente e riempiti con resina **tipo fischer FIS SB 390 S adatta anche per cls fessurati**
- Essendo la classe di esposizione XS3 (ambiente molto aggressivo) il copriferro min risulta $40+10 = 50 \text{ mm}$

In generale si assume un livello di conoscenza allo stato attuale basso (L.C.1) quindi $F.C = 1,35$.

3 – RELAZIONE GEOTECNICA: Caratteristiche del terreno

La ditta Geolog srl ha realizzato 3 prove CPT in prossimità delle zone di intervento tutte parallelamente alla costa.

Tali prove hanno fornito i seguenti parametri medi dei parametri geotecnici

MEDIA DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Prof.da m a m.	qc	qc/fs	$\gamma(t/mc)$	γ' (t/mc)	$\emptyset m$	$\emptyset k$	Cum (kpa)	Cuk (kpa)	Ed Kg/cmq	Ey Kg/cmq	Ni
0.00-1.20	101.6	45.2	1.89	1.99	35.21	33.16	--	--	203	98	0.30
1.20-5.60	51.3	42.2	1.84	1.93	32.0	31.2	--	--	118	98	0.30
5.60-6.80	30.5	35.7	1.81	1.89	25.5	24.5	48	38	91	73	0.35
6.80-9.60	35.7	42.0	1.82	1.91	33	30	--	--	100	98	0.30
9.60-12.00	8.1	19.8	1.69	1.77	18.5	17.5	36	33	52	46	0.40

12.00-15.20	8.1	17.0	1.69	1.77	18.0	17.3	37	35	52		
-------------	-----	------	------	------	------	------	----	----	----	--	--

dove:

q_c	=	Resistenza alla punta misurata con il penetrometro (kg/cm ²)
q_c/f_s	=	Rapporto resistenza alla punta e resistenza all'attrito laterale locale
γ_o γ'	=	Peso specifico secco e saturo (t/mc)
c_{um}	=	coesione non drenata media
φ_m	=	Angolo di attrito interno (°) medio
E_d	=	Modulo edometrico (caratteristico)
c_{uk}	=	coesione non drenata caratteristica
φ_k	=	Angolo di attrito interno (°) caratteristico
N_i	=	Coeff di Poisson

- Come coefficiente di spinta si considera quella a riposo $K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 32^\circ = 0,47$
- Dai valori di q_c ottenuti tramite prove CPT si risale ai valori di N_{SPT} (prova dinamica) tramite tabella di correlazione dove in ascissa è indicato il tipo di terreno ed in ordinata il rapporto q_c / N_{SPT} . Nel nostro caso avendo a che fare con sabbie di media granulometria si ha: $q_c / N_{SPT} = 4 \text{ daN/cm}^2$
- Peso specifico sabbia satura = 2100 daN/mc
- Peso specifico sabbia non sommersa = 1800 daN/mc

4 – RELAZIONE GEOTECNICA: Calcolo capacità portante delle fondazioni

Applicando la classica formula di Terzaghi si ottiene il valore limite della capacità portante.

$$q_{lim} = N_q \gamma D + N_c c + N_\gamma \gamma B/2$$

dove:

angolo di attrito $\phi=32^\circ$;
coesione $c=0$

Viene seguito l'Approccio 2 (p.to 6.5 NTC 2008)

Prendendo cautelativamente i valori più bassi delle capacità portanti si ha a titolo di esempio (vedi fogli di calcolo allegati relativi ai singoli tratti):

a) Tratto "A" sez 2 (**muro tipo X**) ($\phi=32^\circ$; $c=0$; $D_{media}= 1 \text{ m}$; $D_w = \text{prof acqua da p.d.c} = 0 \text{ m}$)
Applicando i coefficienti correttivi di Vesic (i_q ; i_c ; i_γ) che tengono conto anche della presenza di forze orizzontali si ha:

$$q_d = 1,70/1,4 = 1,21 \text{ daN/cm}^2$$

b) Tratto "A" sez 2 (**muro tipo X**) cond carico con mezzo pulizia ($\phi=32^\circ$; $c=0$; $D_{media}= 1 \text{ m}$; $D_w = \text{prof acqua da p.d.c} = 1 \text{ m}$)

Applicando i coefficienti correttivi di Vesic (i_q ; i_c ; i_γ) che tengono conto anche della presenza di forze orizzontali si ha:

$$q_d = 2,73/1,4 = 1,95 \text{ daN/cm}^2$$

c) Tratto "A" sez 5 (**muro tipo Y**) ($\phi=32^\circ$; $c=0$; $D_{media}= 1 \text{ m}$; $D_w = \text{prof acqua da p.d.c} = 0 \text{ m}$)

Applicando i coefficienti correttivi di Vesic (i_q ; i_c ; i_γ) che tengono conto anche della presenza di forze orizzontali si ha:

$$q_d = 2,17/1,4 = 1,55 \text{ daN/cm}^2$$

d) Tratto "A" sez 5 (**muro tipo Y**) cond carico con mezzo pulizia ($\phi=32^\circ$; $c=0$; $D_{media}= 1,6 \text{ m}$; $D_w = \text{prof acqua da p.d.c} = 1 \text{ m}$)

Applicando i coefficienti correttivi di Vesic (i_q ; i_c ; i_γ) che tengono conto anche della presenza di forze orizzontali si ha:

$$q_d = 2,41/1,4 = 1,72 \text{ daN/cm}^2$$

e) Tratto “C” sez 3 (**muro tipo X**) ($\phi=32^\circ$; $c=0$; $D_{media}=1\text{ m}$; $D_w = \text{prof acqua da p.d.c} = 0\text{ m}$)
 Applicando i coefficienti correttivi di Vesic (i_q ; i_c ; i_γ) che tengono conto anche della presenza di forze orizzontali si ha:

$$q_d = 1.4/1.4 = 1 \text{ daN/cm}^2$$

I valori più bassi quindi si attestano intorno al 1 daN/cm².

I valori ottenuti della capacità portante sono tipici per le sabbie asciutte-umide infatti utilizzando grafici (vedi Terzaghi – Peck 1967 pg. 455) per la stima della pressione ammissibile su di una fondazione superficiale su sabbia, in base ai risultati della prova di penetrazione standard (SPT) e alla larghezza della base di fondazione si ha che per $B_{medio}=1,80\text{ m}$ e $q_{c\text{ media}}=50\text{ daN/cm}^2$ (quindi $N_{SPT}=12,5$) si stima una pressione ammissibile $q_{amm}=1,4\text{ daN/cm}^2$ e quindi $q_d=1,4 \times 3 / 1,4 = 3\text{ daN/cm}^2$.

Tali valori vanno poi ulteriormente ridotti nel caso di sabbie sature da un 30% ad un 50%.

Cautelativamente quindi si ha circa $3 \times 0,5 = 1,5\text{ daN/cm}^2$ quindi un valore che si avvicina molto a quello determinato analiticamente con le formule trinomie.

Inoltre si sottolinea che per strutture ad un solo piano costruite in prossimità della zona oggetto di intervento si sono valutati valori dello stesso ordine di grandezza (da 1,5 a 2,5 daN/cm² a seconda del coeff di sicurezza utilizzato).

5 – ANALISI DEI CARICHI

Non si considera la combinazione sismica in quanto l'azione sismica è trascurabile rispetto all'azione esercitata dalla spinta dell'acqua.

Si prova a stimare la spinta in caso di sisma con il Metodo di Mononobe e Okabe non combinato ovviamente con la spinta di una eventuale mareggiata (cioè si considera il livello dell'acqua al di sotto della struttura di sostegno).

$K_h = \beta_m a_{max} / g$ (coeff sismico orizzontale)

$K_v = 0,5 K_h$ (coeff sismico verticale)

$$a_{max} = S_S S_T a_g$$

Supponendo i muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuto al sisma agisca nello stesso punto di quella statica.

Si valuta ora a_g .

- Zona di Ravenna allo SLV
- $V_n = 50$ anni
- Classe II; $C_u = 1$
- Terreno tipo D

Di conseguenza si ha: $a_g = 0,161g$; $S_S = 1,782$

Quindi $a_{max} = S_S S_T a_g = 0,161g \times 1 \times 1,782 = 0,287g$

Il coeff di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito $\beta_m = 0,24$ (vedi tab 7.11 II NTC 2008)

Quindi $K_h = 0,24 \times 0,287g/g = 0,07$

$$K_v = 0,035$$

Prendendo ad esempio nel tratto “A” il muro tipo “Y” si ha:

P_{AE} = risultante spinte statiche e dinamiche = $1/2 \times \gamma \times H^2 \times K_{AE} (1-K_v)$

Risulta: $1/2 \times \gamma \times H^2 \times K_{AE} (1-K_v) = 0,5 \times 2100 \times 1.63^2 \times 0.32 \times (1+0,035) = 924 \text{ daN/mq}$

Mentre non considerando il sisma ma la spinta della sabbia + la spinta dell'acqua si ha:

$$S_{H_2O} = 1,5 \times 1/2 \times 1000 \times (1.8-0.53)^2 = 1209,70 \text{ daN/mq}$$

$$S_{\text{sabbia}} = 1,5 \times 1/2 \times 1100 \times 0,47 \times (2.16-0.53)^2 = 1030 \text{ daN/mq}$$

Per cui risulta che la spinta dovuta al sisma è inferiore a quella dovuta alla mareggiata.

La spinta dell'acqua è di tipo dinamico (mareggiate) quindi rispetto al caso statico si dovrebbe valutare un "quid" in più di spinta (valutabile tramite analogia sismica con un + 5%-10%).

Tuttavia ciò non viene considerato in quanto l'incremento si considera compreso già dentro i coefficienti parziali per le azioni γ_Q .

Si noti che in alcuni casi si è usato un coefficiente parziale per le azioni γ_Q più basso di 1,5 poiché porterebbe a risultati troppo cautelativi.

Considerando inoltre che:

1. Il muro esistente fa da vincolo contro il ribaltamento e slittamento la cui azione risulta però difficilmente quantificabile
2. Il muro viene calcolato per 1 m di sviluppo senza tenere conto che spesso in certi tratti si hanno muretti disposti ortogonalmente a quelli che si stanno verificando agendo quindi da controvento

Condizioni di carico

Si esamineranno separatamente le seguenti condizioni di carico:

- 1) Carico dovuto alla mareggiata (quota assoluto max livello acqua = +1.80)
- 2) Carico da folla con spinta orizzontale sulla sommità del muro ($H_k = 300 \text{ daN/m}$)
- 3) Carico dovuto al mezzo di pulizia (peso tot = 40000 daN su 6 ruote). In questo caso si suppone una impronta quadrata di 0,4m x 0,4m (in analogia allo schema di carico 3 per le verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia). In questo caso il livello dell'acqua si suppone al di sotto della quota di fondazione.

Nelle verifiche geotecniche si considera a favore di sicurezza metà della effettiva sabbia di riempimento a tergo del muro per tenere conto dello scalzamento.

6 – PROGETTO MURETTI DI CONTENIMENTO

Per quanto riguarda i vari tratti vengono considerati a livello di calcolo le sezioni più significative.

TRATTO A (sez. n° 2) Muretto tipo "X"

Descrizione intervento

Si realizzerà un nuovo muretto ad "L" in c.c.a collegato al muro già esistente di quota assoluta in sommità di 315 cm. Il muretto esistente raggiunge invece una quota di 205 cm.

La larghezza della fondazione del nuovo muro sarà 175 cm.

Il nuovo muro sarà gettato in aderenza a quello esistente e collegato con quest'ultimo tramite barre ad aderenza migliorata inghisate in esso.

Dato che non è possibile conoscere le dimensioni e la geometria del muretto esistente per quanto riguarda la parte interrata le verifiche saranno condotte a favore di sicurezza considerando la struttura complessiva = nuovo muro + elevazione muro esistente da quota intradosso fondazione del nuovo muro.

Verifiche Geotecniche

La parte di muro esistente viene considerata “inglobata” al nuovo muro incrementandone la stabilità.

Dati geometrici nuovo muro:

- H (altezza totale da quota muretto +3.15 a intradosso fondazione +0.43) = 2,72 m
- B (largh fondazione) = 1,75 m
- L1 (sbalzo lato mare) = 1,50 m
- L2 (sbalzo lato strade) = 0 m
- Spessore muretto = 0,25 m
- Spessore platea = 0,30 m
- Spessore zavorra in cls magro = 40 cm

Dati geometrici muro esistente:

- $H_{considerata}$ (altezza totale da quota muretto +2.05 a intradosso fondazione nuova +0.43) = 1,62 m
- Spessore muretto = 0,25 m

1° Condizione di carico = mareggiata con il livello dell'acqua a quota assoluta di +1.80

Verifica a Ribaltamento (x m di muretto)

Al momento dell'eventuale mareggiata si viene a creare un dislivello tra la quota acqua lato mare in cui questa raggiunge l'altezza di +1.80 quota assoluta e la quota lato interno/campeggio (+1.08).

Di conseguenza nasce un moto di filtrazione con incremento e decremento di pressione neutra pari a $\Delta h \times \gamma_w = i \times L \times \gamma_w$ dove “i” è il gradiente idraulico totale ed “L” la lunghezza di filtrazione. Tali valori vanno poi a sottrarsi e a sommarsi alle pressioni idrostatiche (vedi tabella di calcolo relativa).

A titolo di verifica nel presente caso si ha:

$$\Delta h = 1,80 - 1,08 = 0,72 \text{ m}$$

$$L = 1,53 - 0,43 + 1,75 + (1,08 - 0,43) = 3,5 \text{ m (lungh totale di filtrazione) per cui } \Delta h/L = i = 0,21$$

$$\text{Il decremento lato mare risulta } - (i \times L' \times \gamma_w) \text{ con } L' = 1,1 \text{ m} = - 0,21 \times 1,1 \text{ m} \times 1000 = -231 \text{ daN/mq (con } L' = \text{lungh filtrazione lato mare)}$$

$$L' \text{ incremento lato strada invece risulta: } - 0,210 \times 0,65 \text{ m} \times 1000 = 136,5 \text{ daN/mq}$$

$$\text{La spinta totale idrostatica lato mare è quindi: } \gamma_w \times h - 220 = 1000 \times 1,37 - 231 = 1139 \text{ daN/mq}$$

$$S_{H2O} = 1139 \times 1,37 / 2 = 780,2 \text{ daN/mq}$$

La sottospinta dovuta all'acqua di filtrazione è: 1685 daN (vedi tabella allegata)

1. Spinta sabbia = $1,5 \times \gamma \times K_0 \times h^2 / 2 = 1,5 \times 1100 \times 0,47 \times 1,10^2 / 2 = 469 \text{ daN /m muretto}$
 $M_{rib} = 469 \times 1,10 / 3 \text{ m} = 172 \text{ daNm}$
2. $S_{H2O} = 1,5 \times 780,2 = 1170,3 \text{ daN/mq}$
 $M_{rib} = 1,5 \times 780,2 \times 1,37 / 3 \text{ m} = 534 \text{ daNm}$
3. $M_{upliftH2O} = 2346 \text{ daNm}$

Rispetto allo spigolo di valle del muro esistente si hanno i seguenti momenti stabilizzanti

4. W_{fond} = peso fondazione = **1312,5 daN**
 $M_{\text{stab}} = 1312,5 \times 0,9 \times 1,125 \text{ m} = \mathbf{1328,9 \text{ daNm}}$
5. W_{muro} = peso muro = **1512,5 daN**
 $M_{\text{stab}} = 1512,5 \times 0,9 \times 0,375 \text{ m} = \mathbf{510,47 \text{ daNm}}$
6. W_{sabbia} = peso sabbia lato mare = **1260x2/3 daN = 840 daN (a favore di sicurezza ne considero i 2/3)**
 $M_{\text{stab}} = 840 \times 0,9 \times 1,25 \text{ m} = \mathbf{945 \text{ daNm}}$
7. W_{zavorra} = peso zavorra = 1500 daN
 $M_{\text{stab}} = 1500 \times 0,9 \times 1,25 \text{ m} = \mathbf{1687,5 \text{ daNm}}$
8. $W_{\text{muro esist}}$ = peso muro esistente = 1012,5 daN
 $M_{\text{stab}} = 1012,5 \times 0,9 \times 0,125 \text{ m} = \mathbf{113,9 \text{ daNm}}$

Quindi $M_{\text{stab}} / M_{\text{rib}} = 4585,8/3052$ circa **1,50 (verificato)**
(si sono trascurate eventuali spinte passive lato strada a favore di sicurezza)

Verifica capacità portante (x m di muretto)

Posizione risultante rispetto allo spigolo di valle del muro: $d = (M_{\text{stab}} - M_{\text{rib}})/N$

Quindi si ha $d = (5620-3052)/4493 = 0,57 \text{ m}$

L'eccentricità del carico rispetto al centro della fondazione è: $e = B/2 - d = 1,75/2 - 0,57 = 0,305$

Risulta $e > B/6$ ($= 0,29$) quindi la risultante cade fuori al nocciolo.

La tensione max sul terreno risulta: $2N/3d = 2 \times 4493 / (3 \times 57 \times 100) = 0,52 \text{ daN/cm}^2$

Quindi $\sigma_{\text{terr}} < q_d = 1,21 \text{ daN/cm}^2$ (verificato)

Verifica scorrimento (x m di muretto)

Forze attive

1. $S_{\text{H}_2\text{O}} = 780,2 \times 1,5 = 1170,3 \text{ daN}$
2. $S_{\text{sabbia}} = 469,5 \text{ daN}$

Forze resistenti

3. $S_{\text{passiva}} = 0 \text{ daN}$ (si sono trascurate a favore di sicurezza)
4. $W_{\text{tot}} = (1312,5 + 1512,5 + 840 + 1500 + 1012,5 - 1684) \times \tan \delta = 4493 \times \tan 25^\circ = 2095$

essendo $\delta = 25^\circ$ l'angolo di attrito tra cls gettato in opera e sabbia fine pulita

Risulta $F_{\text{res}}/1,1 = (2095)/1,1 = 1904 \text{ daN} > F_{\text{attiva}} = 1640 \text{ daN}$ (Verificato)

2° Condizione di carico = folla + spinta sabbia con falda al di sotto della fondazione

Considerando come carico esterno una spinta orizzontale sulla sommità del muro pari a 300 daN/m muro (cat C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone) e non considerandolo ovviamente in combinazione con la spinta dell'acqua.

Verifica a Ribaltamento (x m di muretto)

1. Spinta sabbia = $1,5 \times \gamma \times K_0 \times h^2 / 2 = 1,5 \times 1800 \times 0,47 \times 1,10^2 / 2 = \mathbf{768 \text{ daN /m muretto}}$
 $M_{\text{rib}} = 168 \times 1,10/3 \text{ m} = \mathbf{282 \text{ daNm}}$
2. $S_{\text{folla}} = 1,5 \times 300 = 450 \text{ daN/m}$

$$M_{rib} = 450 \times (3,15 - 0,73) = \mathbf{1089 \text{ daNm}}$$

Quindi $M_{stab} / M_{rib} = 4585 / (1089 + 282)$ circa **3,34 (verificato)**

Verifica scorrimento (x m di muretto)

Forze attive

1. $S_{folla} = 1,5 \times 300 = 450 \text{ daN/m}$
2. $S_{sabbia} = 768 \text{ daN/m}$

Forze resistenti

3. $S_{passiva} = 0 \text{ daN}$ (si sono trascurate a favore di sicurezza)
4. $W_{tot} = (1312,5 + 1512,5 + 840 + 1500 + 1012,5) \times \tan \delta = 6177,5 \times \tan 25 \text{ daN} = 2880$

essendo $\delta = 25^\circ$ l'angolo di attrito tra cls gettato in opera e sabbia fine pulita

Risulta $F_{res} / 1,1 = (2880) / 1,1 = 2619 \text{ daN} > F_{attive} = 1218 \text{ daN}$ (Verificato)

3° Condizione di carico = mezzo di pulizia spiaggia da 40000 daN su 6 ruote con una ruota in prossimità del muretto (vedi cap. 13 "Progettazione e costruzione di ponti" M.P Petrangeli)

Verifica a Ribaltamento (x m di muretto)

1. Spinta sabbia $= 1,5 \times \gamma \times K_0 \times h^2 / 2 = 1,5 \times 1800 \times 0,47 \times 1,10^2 / 2 = 768 \text{ daN /m muretto}$
 $M_{rib} = 768 \times 1,10 / 3 \text{ m} = \mathbf{282 \text{ daNm}}$
2. $S_{mezzo} = 1,5 \times 2452 = 3676 \text{ daN/m}$
 $M_{rib} = 1,5 \times 927 = \mathbf{1390,5 \text{ daNm}}$

Quindi $M_{stab} / M_{rib} = 9140 / (282 + 1390,5)$ circa **5,46 (verificato)**

Verifica scorrimento (x m di muretto)

Forze attive

1. $S_{mezzo} = 2452 \times 1,5 = 3676 \text{ daN/m}$
2. $S_{sabbia} = 768 \text{ daN/m}$

Forze resistenti

3. $S_{passiva} = 0 \text{ daN}$ (si sono trascurate a favore di sicurezza)
4. $W_{tot} = (1312,5 + 1512,5 + 720 + 1500 + 1012,5 + 6700) \times \tan \delta = 12757,5 \times \tan 25 \text{ daN} = 5949$

essendo $\delta = 25^\circ$ l'angolo di attrito tra cls gettato in opera e sabbia fine pulita

Risulta $F_{res} / 1,1 = (5949) / 1,1 = 5408 \text{ daN} > F_{attive} = 4444 \text{ daN}$ (Verificato)

Verifica capacità portante (x m di muretto)

Posizione risultante rispetto allo spigolo di valle del muro: $d = (M_{stab} - M_{rib}) / N$

Quindi si ha $d = (10085 - 1674) / 12757,5 = 0,66 \text{ m}$

L'eccentricità del carico rispetto al centro della fondazione è: $e = B/2 - d = 1,75/2 - 0,66 = 0,215$

Risulta $e < B/6 (= 0,29)$ quindi la risultante cade dentro al nocciolo.

La larghezza della fondazione da considerare è $B' = B - 2e = 1,75 - 2 \times 0,215 = 1,32 \text{ m}$

La tensione max sul terreno: $\sigma_{terr} = N / (B' \times 100) = 12757,5 / (1,32 \times 100) = 0,97 \text{ daN/cm}^2$

Quindi $\sigma_{terr} < q_d = 1,95 \text{ daN/cm}^2$ (verificato)

Verifiche Strutturali

Verifica mensola fondazione a flessione (x m di muretto)

Si calcola ora la pressione agente verso l'alto all'intradosso della fondazione ai fini della verifica a flessione della mensola di fondazione non considerando il peso proprio della fondazione stessa.

- Posizione della risultante considerando peso muro e sabbia, peso zavorra e spinta acqua + sabbia

Zavorra: $M = (1500 + 1080 \times 2/3) \times (1,75/2 - 1,5/2) = -277,5 \text{ daNm}$

Muro: $M = 1512,5 \times (1,75/2 - 0,125) + 1012,5 \times (1,75/2 + 0,125) = 2147 \text{ daNm}$

Spinta acqua + sabbia: $428 + 172 = 600 \text{ daNm}$

$e = M/N = (2147 + 600 - 277,5) / (1500 + 1512,5 + 1012,5 + 720) = 0,52 \text{ m}$

La larghezza della fondazione viene ridotta di $B' = B - 2e = 175 - 104 = 71 \text{ cm}$

Per cui $\sigma_{\text{terr}} = (1500 + 1512,5 + 1012,5 + 720) / (71 \times 100) = 0,67 \text{ daN/cm}^2$

Cautelativamente :

$M = (0,67 \times 100) \times 71^2 / 2 = 168873 \text{ daNcm} = 1689 \text{ daNm}$

Considerando quindi una sez $100 \times 30 \text{h}$ ed ipotizzando armature trasversali **1+1 ϕ 12/25** si ottiene un momento resistente $M_{Rd} = 49,81 \text{ KNm}$ (Verificato)

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input and output parameters for structural verification. The 'Titolo' field is empty. The 'N° strati barre' is set to 2. The 'Tipo Sezione' is set to 'Rettan.re'. The 'Metodo di calcolo' is set to 'S.L.U. + S.L.U.'. The 'Tipo flessione' is set to 'Retta'. The 'N° rett.' is set to 100. The 'Calcola MRd' button is highlighted. The 'Dominio M-N' button is also visible. The 'Col. modello' button is visible. The 'Precompresso' checkbox is unchecked.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	4.52	5
			2	4.52	25

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C35/45

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰

E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19.83

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8

τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 49.81 kNm

σ_c -19.83 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 3.5 ‰

ε_s 36.34 ‰

d 25 cm

x 2.196 x/d 0.08786

δ 0.7

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

In direzione longitudinale mettiamo **1+1 ϕ 10/20** ($= 7,85 / (30 \times 100) = 0,26\%$ area sezione $> 0,2\%$ valido per condizioni non sismiche).

Verifica mensola muro a flessione (x m di muretto)

$M = 600 \text{ daNm} = 6 \text{ kNm}$ (spinta sabbia e acqua)

Alla base la sezione è soggetta ad un N pari al peso proprio cioè: $N=1 \times 0,25 \times 2,42 \times 2500 = 1512,5$ daN

Considerando quindi una sez 100x25h ed ipotizzando armature verticali **1+1 ϕ 12/25** si ottiene un momento resistente $M_{Rd} = 42,57$ KNm (Verificato)

Considerando una spinta da folla: $M = 1,5 \times 300 \times (3,15 - 0,73) \text{ m} = 10,89$ kNm anche in questo caso risulta verificato

Considerando la spinta del mezzo di pulizia + la spinta della sabbia:

$$M = 1,5 \times 927 + 211,5 \text{ daNm} = 1602 \text{ daNm}$$

Considerando quindi una sez 100x25h ed ipotizzando armature verticali **1+1 ϕ 12/25** si ottiene un momento resistente $M_{Rd} = 42,57$ KNm (Verificato)

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input and output parameters for a structural analysis. The 'Titolo' field is empty. The 'N° strati barre' is set to 2. The 'Tipo Sezione' is set to 'Rettan.re'. The 'Metodo di calcolo' is set to 'S.L.U.+'. The 'Tipo flessione' is set to 'Retta'. The 'N° rett.' is set to 100. The 'Calcola MRd' button is highlighted. The 'Dominio M-N' button is also visible. The 'Col. modello' button is present. The 'Precompresso' checkbox is unchecked. The 'Materiali' section shows properties for B450C and C35/45. The 'Solllecitazioni' section shows input values for N, M, and V. The 'P.to applicazione N' section shows input values for N and M. The 'Tipo rottura' section shows input values for N and M. The 'Lato calcestruzzo - Acciaio snervato' section shows input values for N and M. The 'M' section shows output values for MRd, MRd, and MRd. The 'x/d' section shows output values for x/d and x/d. The 'delta' section shows output values for delta and delta.

In direzione orizzontale mettiamo **1+1 ϕ 10/20**.

Si fa comunque presente che durante l'esecuzione dei lavori in seguito ad un rilievo più approfondito dello stato di fatto saranno possibili modifiche progettuali.

TRATTO A (sez. n° 5) Muretto tipo "Y"

Descrizione intervento

Si realizzerà un nuovo muretto ad "L" in c.c.a collegato al muro già esistente di quota assoluta in sommità di 315 cm. Il muretto esistente raggiunge invece una quota di 231 cm.

La larghezza della fondazione del nuovo muro sarà 175 cm.

Il nuovo muro sarà gettato in aderenza a quello esistente e collegato con quest'ultimo tramite barre ad aderenza migliorata inghisate in esso.

Dato che non è possibile conoscere le dimensioni e la geometria del muretto esistente per quanto riguarda la parte interrata le verifiche saranno condotte a favore di sicurezza considerando la struttura complessiva = nuovo muro + elevazione muro esistente da quota intradosso nuova fondazione.

Verifiche Geotecniche

La parte di muro esistente viene considerata "inglobata" al nuovo muro incrementandone la stabilità.

Dati geometrici nuovo muro:

- H (altezza totale da quota muretto +3.15 a intradosso fondazione +0.43) = 2,72 m
- B (largh fondazione) = 1,75 m
- L1 (sbalzo lato mare) = 1,50 m
- L2 (sbalzo lato strade) = 0 m
- Spessore muretto = 0,25 m
- Spessore platea = 0,30 m
- Spessore zavorra in cls magro = 40 cm

Dati geometrici muro esistente:

- $H_{considerata}$ (altezza totale da quota muretto +2.31 a intradosso fondazione nuova +0.43) = 1,88 m
- Spessore muretto = 0,25 m

1° Condizione di carico = mareggiata con il livello dell'acqua a quota assoluta di +1.80

Verifica a Ribaltamento (x m di muretto)

Al momento dell'eventuale mareggiata si viene a creare un dislivello tra la quota acqua lato mare in cui questa raggiunge l'altezza di +1.80 quota assoluta e la quota lato interno/campeggio (+0.86).

Di conseguenza nasce un moto di filtrazione con incremento e decremento di pressione neutra pari a $\Delta h \times \gamma_w = (i \times L \times \gamma_w)$ dove "i" è il gradiente idraulico totale ed "L" la lunghezza di filtrazione. Tali valori vanno poi a sottrarsi e a sommarsi alle pressioni idrostatiche (vedi tabella di calcolo relativa).

A titolo di verifica nel presente caso si ha:

$$\Delta h = 1,80 - 0,86 = 0,94 \text{ m}$$

$$L = 1,80 - 0,43 + 1,75 + (0,86 - 0,43) = 3,55 \text{ m (lunghezza totale di filtrazione)} \quad \text{per cui } \Delta h/L = i = 0,26$$

Il decremento lato mare risulta $-(i \times L' \times \gamma_w)$ con $L' = 1,37 \text{ m} = -0,26 \times 1,37 \text{ m} \times 1000 = -356,2 \text{ daN/mq}$ (con L' = lunghezza filtrazione lato mare)

L'incremento lato strada invece risulta: $+0,26 \times 0,43 \text{ m} \times 1000 = 111,8 \text{ daN/mq}$

La spinta totale idrostatica lato mare è quindi: $\gamma_w \times h - 356,2 = 1000 \times 1,37 - 356,2 = 1013,8 \text{ daN/mq}$
 $S_{H2O} = 1013,8 \times 1,37 / 2 = 694 \text{ daN/mq}$

La sottospinta dovuta all'acqua di filtrazione è: 1361 daN (vedi tabella allegata)

1. Spinta sabbia non sommersa = $1,5 \times \gamma \times K_0 \times h^2 / 2 = 1,5 \times 1800 \times 0,47 \times (2,16 - 1,8)^2 / 2 = 82,23 \text{ daN /m muretto}$
 $M_{rib} = 82,23 \times ((2,16 - 1,8)/3 + (1,8 - 0,43)) = 122,5 \text{ daNm}$
2. Spinta sabbia sommersa = $1,5 \times \gamma \times K_0 \times h^2 / 2 = 1,5 \times 1100 \times 0,47 \times (1,8 - 0,43)^2 / 2 = 728 \text{ daN /m muretto}$

$$M_{rib} = 728 \times (1,8-0,43)/3 + (1,5 \times 2100 \times 0,47 \times (2,16-1,8)) \times (1,8-0,43)^2 / 2 = \mathbf{332 + 500 = 832 \text{ daNm}}$$

3. $S_{H_2O} = 694 \text{ daN/mq}$
 $M_{rib} = 1,5 \times 694 \times 1,37/3 \text{ m} = \mathbf{475 \text{ daNm}}$
4. $M_{upliftH_2O} = \mathbf{1967 \text{ daNm}}$

Rispetto allo spigolo di valle del muro esistente si hanno i seguenti momenti stabilizzanti

5. $W_{fond} = \text{peso fondazione} = \mathbf{1312,5 \text{ daN}}$
 $M_{stab} = 1312,5 \times 0,9 \times 1,125 \text{ m} = \mathbf{1328,9 \text{ daNm}}$
6. $W_{muro} = \text{peso muro} = \mathbf{1512,5 \text{ daN}}$
 $M_{stab} = 1512,5 \times 0,9 \times 0,375 \text{ m} = \mathbf{510,47 \text{ daNm}}$
7. $W_{sabbia} = \text{peso sabbia lato mare} = \mathbf{2929,5 \text{ daN}}$ (a favore di sicurezza ne considero i 2/3)
 $M_{stab} = 1953 \times 0,9 \times 1,25 \text{ m} = \mathbf{2197 \text{ daNm}}$
8. $W_{zavorra} = \text{peso zavorra} = 1500 \text{ daN}$
 $M_{stab} = 1500 \times 0,9 \times 1,25 \text{ m} = \mathbf{1687,5 \text{ daNm}}$
9. $W_{muro\ esist} = \text{peso muro esistente} = 1175 \text{ daN}$
 $M_{stab} = 1175 \times 0,9 \times 0,125 \text{ m} = \mathbf{132,2 \text{ daNm}}$

Quindi $M_{stab} / M_{rib} = 5856/3396$ circa **1,72 (verificato)**

Verifica capacità portante (x m di muretto)

Posizione risultante rispetto allo spigolo di valle del muro: $d = (M_{stab} - M_{rib})/N$

Quindi si ha $d = (8121-3112)/6302 = 0,79 \text{ m}$

L'eccentricità del carico rispetto al centro della fondazione è: $e = B/2 - d = 1,75/2 - 0,79 = 0,085$

Risulta $e < B/6 (= 0,29)$ quindi la risultante cade dentro al nocciolo.

La larghezza della fondazione da considerare è $B' = B - 2e = 175 - 2 \times 0,085 = 158 \text{ cm}$

La tensione max sul terreno: $\sigma_{terr} = N/(B' \times 100) = 6302 / (158 \times 100) = 0,40 \text{ daN/cm}^2$

Quindi $\sigma_{terr} < q_d = 1,55 \text{ daN/cm}^2$ (verificato)

Verifica scorrimento (x m di muretto)

Forze attive

1. $S_{H_2O} = 694 \times 1,5 = 1041 \text{ daN}$
2. $S_{Sabbia} = 1161,29 \text{ daN}$

Forze resistenti

3. $S_{passiva} = 0 \text{ daN}$ (si sono trascurate a favore di sicurezza)
4. $W_{tot} = (1312,5+1512,5+2163+1500+1175-1361) \times \tan \delta = 6302 \times \tan 25^\circ = 2938$

essendo $\delta = 25^\circ$ l'angolo di attrito tra cls gettato in opera e sabbia fine pulita

Risulta $F_{res}/1,1 = (2938)/1,1 = 2671 \text{ daN} > F_{attive} = 2202 \text{ daN}$ (Verificato)

2° Condizione di carico = folla + spinta sabbia con falda al di sotto della fondazione

Considerando come carico esterno una spinta orizzontale sulla sommità del muro pari a 300 daN/m muro (cat C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone) e non considerandolo ovviamente in combinazione con la spinta dell'acqua.

Verifica a Ribaltamento (x m di muretto)

1. Spinta sabbia = $1,5 \times \gamma \times K_0 \times h^2 / 2 = 1,5 \times 1800 \times 0,47 \times 1,73^2 / 2 = 1900 \text{ daN /m muretto}$
 $M_{rib} = 1900 \times 1,73/3 \text{ m} = 1096 \text{ daNm}$
2. $S_{folla} = 1,5 \times 300 = 450 \text{ daN/m}$
 $M_{rib} = 450 \times (3,15 - 0,43) = 1224 \text{ daNm}$

Quindi $M_{stab} / M_{rib} = 6092/2320$ circa **2,62 (verificato)**

Verifica scorrimento (x m di muretto)

Forze attive

1. $S_{folla} = 1,5 \times 300 = 450 \text{ daN/m}$
2. $S_{Sabbia} = 1900 \text{ daN/m}$

Forze resistenti

3. $S_{passiva} = 0 \text{ daN}$ (si sono trascurate a favore di sicurezza)
4. $W_{tot} = (1312,5 + 1512,5 + 2163 + 1500 + 1175) \times \tan \delta = 7663 \times \tan 25 \text{ daN} = 3573$

essendo $\delta = 25^\circ$ l'angolo di attrito tra cls gettato in opera e sabbia fine pulita

Risulta $F_{res}/1,1 = (3573)/1,1 = 3248 \text{ daN} > F_{attive} = 2350 \text{ daN}$ (Verificato)

Verifica capacità portante (x m di muretto)

Posizione risultante rispetto allo spigolo di valle del muro: $d = (M_{stab} - M_{rib})/N$

Quindi si ha $d = (6769 - 2292)/7663 = 0,58 \text{ m}$

L'eccentricità del carico rispetto al centro della fondazione è: $e = B/2 - d = 1,75/2 - 0,58 = 0,29$

Risulta $e = B/6 (= 0,29)$ quindi la risultante cade dentro al nocciolo.

La larghezza della fondazione da considerare è $B' = B - 2e = 175 - 2 \times 29 = 117 \text{ cm}$

La tensione max sul terreno: $\sigma_{terr} = N/(B' \times 100) = 7663 / (117 \times 100) = 0,65 \text{ daN/cm}^2$

Quindi $\sigma_{terr} < q_d$ (verificato)

3° Condizione di carico = mezzo di pulizia spiaggia da 40000 daN su 6 ruote con una ruota in prossimità del muretto (vedi cap. 13 "Progettazione e costruzione di ponti" M.P Petrangeli)

Verifica a Ribaltamento (x m di muretto)

1. Spinta sabbia = $1,5 \times \gamma \times K_0 \times h^2 / 2 = 1,5 \times 1800 \times 0,47 \times (2,16 - 0,43)^2 / 2 = 1900 \text{ daN /m muretto}$
 $M_{rib} = 1900 \times 1,73/3 \text{ m} = 1096 \text{ daNm}$
2. $S_{mezzo} = 1,5 \times 3464 = 5196 \text{ daN/m}$
 $M_{rib} = 1,5 \times 2503 = 3754,5 \text{ daNm}$

Quindi $M_{stab} / M_{rib} = 10782/(1096 + 3754,5) =$ circa **2,22 (verificato)**

Verifica scorrimento (x m di muretto)

Forze attive

1. $S_{mezzo} = 1,5 \times 3464 = 5196 \text{ daN/m}$
2. $S_{Sabbia} = 1900 \text{ daN/m}$

Forze resistenti

3. $S_{passiva} = 0 \text{ daN}$ (si sono trascurate a favore di sicurezza)

$$4. W_{\text{tot}} = (1312,5 + 1512,5 + 3244,5 + 1500 + 1175 + 6700) \times \tan \delta = 15444,5 \times \tan 25^\circ = 7202 \text{ daN}$$

essendo $\delta = 25^\circ$ l'angolo di attrito tra cls gettato in opera e sabbia fine pulita

Risulta $F_{\text{res}}/1,1 = (7202)/1,1 = 6547 \text{ daN} > F_{\text{attive}} = 4503 + 1900 = 6403 \text{ daN}$ (Verificato)

Verifica capacità portante (x m di muretto)

Posizione risultante rispetto allo spigolo di valle del muro: $d = (M_{\text{stab}} - M_{\text{rib}})/N$

Quindi si ha $d = (12811 - 4850)/14363 = 0,55 \text{ m}$

L'eccentricità del carico rispetto al centro della fondazione è: $e = B/2 - d = 1,75/2 - 0,55 = 0,325$

Risulta $e > B/6 (= 0,29)$ quindi la risultante cade fuori al nocciolo.

La larghezza della fondazione da considerare è $B' = B - 2e = 175 - 2 \times 0,325 = 174,35 \text{ m}$

La tensione sul terreno: $\sigma_{\text{terr}} = N/(B' \times 100) = 14363 / (174,35 \times 100) = 8,24 \text{ daN/cm}^2$

La tensione max sul terreno risulta: $2N/3d = 2 \times 14363 / (3 \times 0,55 \times 100) = 8,72 \text{ daN/cm}^2$

Quindi $\sigma_{\text{terr}} < q_d$ (verificato) ($= 1,72 \text{ daN/cm}^2$)

Verifiche Strutturali (si considera la condizione di carico peggiore la n°3)

Verifica mensola fondazione a flessione (x m di muretto)

Si calcola ora la pressione agente verso l'alto all'intradosso della fondazione ai fini della verifica a flessione della mensola di fondazione non considerando il peso proprio della fondazione stessa.

- Posizione della risultante considerando peso muri, peso zavorra, mezzo e sabbia e spinta mezzo + sabbia

Zavorra: $M = (1500 + 3244) \times (1,75/2 - 1,5/2) = - 593 \text{ daNm}$

Muro: $M = 1512,5 \times (1,75/2 - 0,125) + 1175 \times (1,75/2 + 0,125) = 1134,4 + 1175 = 2309 \text{ daNm}$

Mezzo: $0,425 \times 6700 = 2847,5 \text{ daNm}$

Spinta mezzo + sabbia: $3754,5 + 1095 = 4849,5 \text{ daNm}$

$e = M/N = (2309 + 2847,5 + 4849,5 - 593) / (1512,5 + 1175 + 1500 + 3244 + 6700) = 0,67 \text{ m}$

La larghezza della fondazione viene ridotta di $B' = B - 2e = 175 - 134 = 41 \text{ m}$

Per cui $\sigma_{\text{terr}} = (1512,5 + 1175 + 1500 + 3244 + 6700) / (41 \times 100) = 3,44 \text{ daN/cm}^2$

Cautelativamente :

$M = (3,44 \times 100) \times 41^2 / 2 = 281567 \text{ daNcm} = 2891 \text{ daNm}$

Considerando quindi una sez 100x30h ed ipotizzando armature trasversali **1+1 ϕ 12/25** si ottiene un momento resistente $M_{\text{Rd}} = 49,81 \text{ KNm}$ (Verificato)

Verifica mensola muro a flessione (x m di muretto)

$M = 1,5 \times 2503 + 1,5 \times 1800 \times 0,47 \times (2,16 - 0,73)^3 / 6 = 3754 + 618 \text{ daNm} = 43,72 \text{ kNm}$ (spinta sabbia e mezzo)

Alla base la sezione è soggetta ad un N pari al peso proprio cioè: $N = 1 \times 0,25 \times 2,42 \times 2500 = 1512,5 \text{ daN}$

Considerando quindi una sez 100x25h ed ipotizzando armature verticali **6+6 ϕ 12/m (=1+1 ϕ 12/17 cm)** si ottiene un momento resistente $M_{\text{Rd}} = 60,16 \text{ KNm}$ (Verificato)

Verifica C.A. S.L.U. - File: []

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: []

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	6.79	5
			2	6.79	20

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 15.12 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C35/45
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{Rd} 60.16 kN m
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 17.79 ‰
 d 20 cm
 x 3.288 x/d 0.1644
 ρ 0.7

TRATTO A (sez. n° 4) Muretto tipo "X"

Verifiche Strutturali (si considera la condizione di carico peggiore la n°3)

Verifica mensola muro a flessione (x m di muretto)

$$M = 1,5 \times 1991 + 1,5 \times 1800 \times 0,47 \times (1,98 - 0,73)^3 / 6 = 2986,5 + 413 \text{ daNm} = 3400 \text{ daNm} = 34 \text{ kNm (spinta sabbia e mezzo)}$$

Alla base la sezione è soggetta ad un N pari al peso proprio cioè: $N = 1 \times 0,25 \times 2,42 \times 2500 = 1512,5 \text{ daN}$

Considerando quindi una sez 100x25h ed ipotizzando armature verticali 1+1 ϕ 12/25 si ottiene un momento resistente $M_{Rd} = 42,57 \text{ kNm}$ (Verificato)

TRATTO C (sez. n° 3) Muretto tipo "X"

Descrizione intervento

Si realizzerà un nuovo muretto ad "L" in c.c.a collegato al muro già esistente di quota assoluta in sommità di 315 cm. Il muretto esistente raggiunge invece una quota di 244 cm.

La larghezza della fondazione del nuovo muro sarà 175 cm.

Il nuovo muro sarà gettato in aderenza a quello esistente e collegato con quest'ultimo tramite barre ad aderenza migliorata inghisate in esso.

Dato che non è possibile conoscere le dimensioni e la geometria del muretto esistente per quanto riguarda la parte interrata le verifiche saranno condotte a favore di sicurezza considerando la struttura complessiva = nuovo muro + elevazione muro esistente da quota intradosso nuova fondazione.

Verifiche Geotecniche

La parte di muro esistente viene considerata “inglobata” al nuovo muro incrementandone la stabilità.

Dati geometrici nuovo muro:

- H (altezza totale da quota muretto +3.15 a intradosso fondazione +0.43) = 2,72 m
- B (largh fondazione) = 1,75 m
- L1 (sbalzo lato mare) = 1,50 m
- L2 (sbalzo lato strade) = 0 m
- Spessore muretto = 0,25 m
- Spessore platea = 0,30 m
- Spessore zavorra in cls magro = 40 cm

Dati geometrici muro esistente:

- $H_{\text{considerata}}$ (altezza totale da quota muretto +2.44 a intradosso fondazione nuova +0.43) = 2,01 m
- Spessore muretto = 0,25 m

Le verifiche geotecniche risultano soddisfatte (vedi tabella allegata)

Verifiche Strutturali (si considera la condizione di carico peggiore la n°3)

Verifica mensola muro a flessione (x m di muretto)

$$M = 1,5 \times 1156 + 1,5 \times 1800 \times 0,47 \times (1,54 - 0,73)^3 / 6 = 1734 + 112 \text{ daNm} = 1846 \text{ daNm} = 18,5 \text{ kNm} \text{ (spinta sabbia e mezzo)}$$

Alla base la sezione è soggetta ad un N pari al peso proprio cioè: $N = 1 \times 0,25 \times 2,42 \times 2500 = 1512,5 \text{ daN}$

Considerando quindi una sez 100x25h ed ipotizzando armature verticali **1+1 ϕ 12/25** si ottiene un momento resistente $M_{Rd} = 42,57 \text{ KNm}$ (Verificato)

TRATTO B (sez. n° 5) Muretto tipo “Y”

Le verifiche geotecniche risultano soddisfatte (vedi tabella allegata)

Verifiche Strutturali (si considera la condizione di carico peggiore la n°3)

Verifica mensola muro a flessione (x m di muretto)

$$M = 1,5 \times 2968 + 1,5 \times 1800 \times 0,47 \times (2,31 - 0,73)^3 / 6 = 4452 + 834 \text{ daNm} = 5286 \text{ daNm} = 52,86 \text{ kNm} \text{ (spinta sabbia e mezzo)}$$

Alla base la sezione è soggetta ad un N pari al peso proprio cioè: $N=1 \times 0,25 \times 2,42 \times 2500 = 1512,5$ daN

Considerando quindi una sez 100x25h ed ipotizzando armature verticali **6+6 ϕ 12/m** si ottiene un momento resistente $M_{Rd} = 60.16$ KNm (Verificato)

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input fields and calculation results. The 'Tipo Sezione' (Section Type) is set to 'Rettan.re' (Rectangular). The 'Tipo rottura' (Failure Type) is 'Lato calcestruzzo - Acciaio snervato' (Concrete side - Steel yielding). The 'Metodo di calcolo' (Calculation Method) is 'S.L.U.+' (S.L.U.+). The 'Tipo flessione' (Bending Type) is 'Retta' (Straight). The 'N° strati barre' (Number of bar layers) is 2. The 'N° rett.' (Number of rectangles) is 100. The 'Col. modello' (Column model) is 'Col. modello'. The 'Precompresso' (Pre-stressed) checkbox is unchecked.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	6.79	5
			2	6.79	20

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 15.12 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C35/45

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 19.83 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{Rd} 60.16 kNm

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 17.79 ‰
d 20 cm
x 3.288 x/d 0.1644
 δ 0.7

TRATTO B Muretto tipo "Z"

Innalzamento del muretto esistente in cls di circa 110 cm tramite inghisaggio di barre di armatura ad aderenza migliorata post installate in fori realizzati sull'esistente e riempiti con resina previa demolizione di quello esistente di circa 1 m.

Ancorante chimico tipo: FIS SB 390 S della Fischer

Elemento di fissaggio: barra ad aderenza migliorata ϕ 12

Si richiede una preventiva verifica dell'eventuale stato di degrado del cls esistente.

A favore di sicurezza si considera un cls tipo C20/25 considerato fessurato (muretto esistente).

Le sollecitazioni agenti nella zona di giunzione approssimativamente valgono x un tratto largo 1 m (considerando l'acqua fino in sommità del muro):

$$N = 1 \times 1,1 \times 0,25 \times 2500 \times 1,3 \text{ circa } 900 \text{ daN}$$

$$T = 1,5 \times 1000 \times 1,1^2/2 \text{ circa } 907 \text{ daN}$$

$$M = 907 \times h/3 = 332 \text{ daNm}$$

Si dispongono 2 barre ad aderenza migliorata a passo 25 cm (1+1 ϕ 12 / 25) con profondità di ancoraggio di 15 cm.

La verifica risulta soddisfatta (vedi allegato).

TRATTO D Muretto tipo “W”

Innalzamento del muretto esistente in cls di circa 55-70 cm tramite inghisaggio di barre di armatura ad aderenza migliorata post installate in fori realizzati sull'esistente e riempiti con resina.

Ancorante chimico tipo: FIS SB 390 S della Fischer

Elemento di fissaggio: barra ad aderenza migliorata ϕ 10

Si richiede una preventiva verifica dell'eventuale stato di degrado del cls esistente.

A favore di sicurezza si considera un cls tipo C20/25 considerato fessurato (muretto esistente).

Le sollecitazioni agenti nella zona di giunzione approssimativamente valgono x un tratto largo 1 m (considerando l'acqua fino in sommità del muro):

$$N = 1 \times 0,7 \times 0,25 \times 2500 \times 1,3 \text{ circa } 600 \text{ daN}$$

$$T = 1,5 \times 1000 \times 0,7^2 / 2 \text{ circa } 370 \text{ daN}$$

$$M = 370 \times h/3 = 90 \text{ daNm}$$

Si dispongono 2 barre ad aderenza migliorata a passo 25 cm (1+1 ϕ 10 / 25) con profondità di ancoraggio di 15 cm.

La verifica risulta soddisfatta (vedi allegato).

TRATTO D Muretto tipo “K”

Descrizione intervento

Si realizzerà un nuovo muretto ad “T” in c.c.a.

La larghezza della fondazione del nuovo muro sarà 235 cm.

Verifiche Geotecniche

Dati geometrici nuovo muro:

- H (altezza totale da quota muretto +2.25 a intradosso fondazione +0.30) = 1,95 m
- B (largh fondazione) = 1,95 m
- L1 (sbalzo lato mare) = 1,20 m
- L2 (sbalzo lato strade) = 0,50 m
- Spessore muretto = 0,25 m
- Spessore platea = 0,30 m
- Spessore zavorra in cls magro = 40 cm

1° Condizione di carico = mareggiata con il livello dell'acqua a quota assoluta di +1.80

Verifica a Ribaltamento (x m di muretto)

Al momento dell'eventuale mareggiata si viene a creare un dislivello tra la quota acqua lato mare in cui questa raggiunge l'altezza di +1.80 quota assoluta e la quota lato interno/campeggio (+1.25).

Di conseguenza nasce un moto di filtrazione con incremento e decremento di pressione neutra pari a $\Delta h \times \gamma_w = i L \times \gamma_w$ dove "i" è il gradiente idraulico totale ed "L" la lunghezza di filtrazione. Tali valori vanno poi a sottrarsi e a sommarsi alle pressioni idrostatiche (vedi tabella di calcolo relativa).

A titolo di verifica nel presente caso si ha:

$$\Delta h = 1,80 - 1,25 = 0,55 \text{ m}$$

$$L = 1,25 - 0,30 + 1,95 + (1,25 - 0,30) = 3,85 \text{ m (lunghezza totale di filtrazione) per cui } \Delta h/L = i = 0,14$$

Il decremento lato mare risulta $- (i L' \times \gamma_w)$ con $L' = 0,95 \text{ m} = - 0,14 \times 0,95 \text{ m} \times 1000 = -133 \text{ daN/mq}$ (con L' = lunghezza filtrazione lato mare)

L'incremento lato strada invece risulta: $+ 0,14 \times 0,95 \text{ m} \times 1000 = 133 \text{ daN/mq}$

La spinta totale idrostatica lato mare è quindi: $\gamma_w \times h - 133 = 1000 \times (1,8 - 0,3) - 133 = 1367 \text{ daN/mq}$

$$S_{H_2O} = 1367 \times 1,5 / 2 = 1025 \text{ daN}$$

La sottospinta dovuta all'acqua di filtrazione è: 2389 daN (vedi tabella allegata)

1. Spinta sabbia sommersa $= 1,5 \times \gamma \times K_0 \times h^2 / 2 = 1,5 \times 1100 \times 0,47 \times (1,25 - 0,30)^2 / 2 = 350 \text{ daN /m muretto}$
 $M_{rib} = 350 \times (1,25 - 0,3) / 3 = 110,8 \text{ daNm}$
2. $S_{H_2O} = 1367 \times (1,8 - 0,3) / 2 = 1025 \text{ daN}$
 $M_{rib} = 1,5 \times 1025 \times 1,5 / 3 = 768 \text{ daNm}$
3. $M_{upliftH_2O} = 2661 \text{ daNm}$

Rispetto allo spigolo di valle del muro esistente si hanno i seguenti momenti stabilizzanti

4. $W_{fond} = \text{peso fondazione} = 1462,5 \text{ daN}$
 $M_{stab} = 1462,5 \times 0,9 \times 1,95 / 2 \text{ m} = 1283 \text{ daNm}$
5. $W_{muro} = \text{peso muro} = 1032 \text{ daN}$
 $M_{stab} = 1032 \times 0,9 \times 0,625 \text{ m} = 580,5 \text{ daNm}$
6. $W_{zavorra} = \text{peso zavorra lato mare} = 1200 \text{ daN}$
 $M_{stab} = 1200 \times 0,9 \times 1,35 \text{ m} = 1458 \text{ daNm}$
7. $W_{sabbia} = \text{peso sabbia satura lato mare} = 630 \text{ daN}$
 $M_{stab} = 630 \times 0,9 \times 1,35 \text{ m} = 765 \text{ daNm}$
8. $W_{sabbia} = \text{peso sabbia satura lato strada} = 315 \text{ daN}$
 $M_{stab} = 315 \times 0,9 \times 0,25 \text{ m} = 71 \text{ daNm}$
9. $W_{zavorra} = \text{peso zavorra lato strada} = 500 \text{ daN}$
 $M_{stab} = 500 \times 0,9 \times 0,25 \text{ m} = 112,5 \text{ daNm}$
10. $S_{p \text{ sabbia}} = \text{spinta passiva sabbia lato strada} = \gamma \times K_p \times h^2 / 2 = 1100 \times 3,38 \times 0,95^2 / 2 = 1678 \text{ daN}$
 $M_{stab} = 1678 \times 0,9 \times 0,33 \text{ m} = 500 \text{ daNm}$
11. $S_{p \text{ acqua}} = \text{spinta acqua lato strada} = \gamma \times h^2 / 2 = 1000 \times 0,95^2 / 2 = 451 \text{ daN}$
 $M_{stab} = 451 \times 0,9 \times 0,33 \text{ m} = 134 \text{ daNm}$

Quindi $M_{stab} / M_{rib} = 4904 / 3540$ circa **1,40 (valore accettabile verificato)**

Verifica capacità portante (x m di muretto)

Posizione risultante rispetto allo spigolo di valle del muro: $d = (M_{stab} - M_{rib}) / N$

Quindi si ha $d = (5539-3904)/2750 = 0,59 \text{ m}$

L'eccentricità del carico rispetto al centro della fondazione è: $e = B/2 - d = 1,95/2 - 0,59 = 0,385$

Risulta $e > B/6 (= 0,32)$ quindi la risultante cade fuori dal nocciolo.

La larghezza della fondazione da considerare è $B' = B - 2e = 195 - 2 \times 38,5 = 118 \text{ cm}$

La tensione max sul terreno: $\sigma_{\text{terr}} = 2N/(3dx100) = 5500 / (3 \times 59 \times 100) = 0,31 \text{ daN/cm}^2$

Quindi $\sigma_{\text{terr}} < q_d = 0,40 \text{ daN/cm}^2$ (verificato)

Verifica scorrimento (x m di muretto)

Forze attive

1. $S_{\text{H}_2\text{O}} = 1,3 \times 1025 = 1332 \text{ daN}$

2. $S_{\text{sabbia}} = 1,3 \times 233 = 303 \text{ daN}$

Forze resistenti

3. $S_{\text{passiva}} = (1680,85 + 510)/2 = 1095 \text{ daN}$ (se ne considera la metà)

4. $W_{\text{tot}} = (1462,5 + 1031,25 + 630 + 315 + 1200 + 500 - 2388,75) \times \tan \delta = 2750 \times \tan 25^\circ \text{ daN} = 1282$

essendo $\delta = 25^\circ$ l'angolo di attrito tra cls gettato in opera e sabbia fine pulita

Risulta $F_{\text{res}}/1,1 = (1282 + 1095)/1,1 = 2162 \text{ daN} > F_{\text{attive}} = 1635 \text{ daN}$ (Verificato)

Verifiche Strutturali

Verifica mensola muro a flessione (x m di muretto)

$$M = 1,5 \times 1100 \times 0,47 \times (1,25 - 0,6)^3 / 6 + 1,5 \times 1000 \times (1,8 - 0,6)^3 / 6 = 35,5 + 432 = 4,67 \text{ kNm}$$

(spinta sabbia e acqua)

$$M = 1,5 \times 300 \times (2,25 - 0,6) = 7,42 \text{ kNm}$$

Alla base la sezione è soggetta ad un N pari al peso proprio cioè: $N = 1 \times 0,25 \times 1,65 \times 2500 = 1031,25 \text{ daN}$

Considerando quindi una sez 100x25h ed ipotizzando armature verticali **1+1 ϕ 12/m** si ottiene un momento resistente $M_{\text{Rd}} = 42,06 \text{ kNm}$ (Verificato)

Verifica C.A. S.L.U. - File: []

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: []

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4.52	5
2	4.52	20

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 10.31 0 kN
M_{Ed} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C35/45
ε_{su} 67.5 % ε_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 %
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 19.83
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 13.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 42.06 kN m
σ_c -19.83 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 %
ε_s 27.43 %
d 20 cm
x 2.263 x/d 0.1131
δ 0.7

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

TRATTO B Muretto tipo “Y” sez n° 4

Descrizione intervento

Si realizzerà un nuovo muretto ad “L” in c.c.a.

La larghezza della fondazione del nuovo muro sarà 175 cm.

Verifiche Geotecniche

Dati geometrici nuovo muro:

- H (altezza totale da quota muretto +3.15 a intradosso fondazione +0.43) = 2,72 m
- B (largh fondazione) = 1,75 m
- L1 (sbalzo lato mare) = 1,50 m
- L2 (sbalzo lato strade) = 0,00 m
- Spessore muretto = 0,25 m
- Spessore platea = 0,30 m
- Spessore zavorra in cls magro = 40 cm

1° Condizione di carico = mareggiata con il livello dell'acqua a quota assoluta di +1.80

Verifica a Ribaltamento (x m di muretto)

La spinta totale idrostatica lato mare è quindi: $\gamma_w \times h = 1000 \times (1,8-0,43) = 1370$ daN/mq
 $S_{H2O} = 1370 \times 1,37 / 2 = 938$ daN

La sottospinta dovuta all'acqua di filtrazione è: $1370 \times 1,75 \times 1 = 2397$ daN

1. Spinta sabbia sommersa = $1,5 \times \gamma \times K_0 \times h^2 / 2 = 1,5 \times 1100 \times 0,47 \times (2,28-0,43)^2 / 2 = 1327$ daN /m muretto
 $M_{rib} = 1327 \times (2,28-0,43)/3 = 818,3$ daNm

2. $S_{H2O} = 938 \text{ daN}$
 $M_{rib} = 1,5 \times 938 \times (1,8-0,43)/3 = \mathbf{642 \text{ daNm}}$
3. $M_{upliftH2O} = \mathbf{1370 \times 1,75^2/2 = 2098 \text{ daNm}}$

Rispetto allo spigolo di valle del muro esistente si hanno i seguenti momenti stabilizzanti

4. $W_{fond} = \text{peso fondazione} = \mathbf{1312,5 \text{ daN}}$
 $M_{stab} = 1312,5 \times 0,9 \times 1,75/2 \text{ m} = \mathbf{1033,6 \text{ daNm}}$
5. $W_{muro} = \text{peso muro} = \mathbf{1512,5 \text{ daN}}$
 $M_{stab} = 1512,5 \times 0,9 \times 0,125 \text{ m} = \mathbf{170 \text{ daNm}}$
6. $W_{zavorra} = \text{peso zavorra lato mare} = \mathbf{1500 \text{ daN}}$
 $M_{stab} = 1500 \times 0,9 \times 1 \text{ m} = \mathbf{1350 \text{ daNm}}$
7. $W_{sabbia} = \text{peso sabbia satura lato mare} = 2100 \times 1,15 \times 1,5 \times 2/3 \times 0,9 = 2173 \text{ daN}$ (a favore di sicurezza ne prendo i 2/3)
 $M_{stab} = 2173 \times 1,0 \text{ m} = \mathbf{2173 \text{ daNm}}$
8. $S_{p \text{ sabbia}} = \text{spinta passiva sabbia lato strada} = \gamma \times K_p \times h^2/2 = 1100 \times 3,25 \times ((2,28-0,43)/2)^2/2 = \mathbf{1529 \text{ daN}}$ (a favore di sicurezza si considera una quantità di terreno a valle pari alla metà)
 $M_{stab} = 1529 \times 0,9 \times (1,35-0,43)/3 \text{ m} = \mathbf{422 \text{ daNm}}$
9. $S_{p \text{ H2O}} = \text{spinta acqua lato strada} = \gamma \times h^2/2 = 1000 \times (1,8-0,43)^2/2 = \mathbf{938 \text{ daN}}$
 $M_{stab} = 938 \times 0,9 \times (1,8-0,43)/3 \text{ m} = \mathbf{385 \text{ daNm}}$

Quindi $M_{stab} / M_{rib} = 5533,6/3558$ circa **1,55 (verificato)**

Verifica capacità portante (x m di muretto)

Posizione risultante rispetto allo spigolo di valle del muro: $d = (M_{stab} - M_{rib})/N$

Quindi si ha $d = (6623-3559)/5550 = 0,55 \text{ m}$

L'eccentricità del carico rispetto al centro della fondazione è: $e = B/2 - d = 1,75/2 - 0,55 = 0,325$

Risulta $e > B/6$ ($= 0,29$) quindi la risultante cade fuori dal nocciolo.

La larghezza della fondazione da considerare è $B' = B - 2e = 175 - 2 \times 32,5 = 110 \text{ cm}$

La tensione max sul terreno: $\sigma_{terr} = 2N/(3dx100) = 2 \times 5550 / (3 \times 55 \times 100) = 0,67 \text{ daN/cm}^2$

Quindi $\sigma_{terr} < q_d = 1,20 \text{ daN/cm}^2$ (verificato)

Verifica scorrimento (x m di muretto)

Forze attive

5. $S_{H2O} = 1,3 \times 938 = 1219 \text{ daN}$
6. $S_{Sabbia} = 1,3 \times 885 = 1150 \text{ daN}$

Forze resistenti

7. $S_{passiva} = 0 \text{ daN}$ (a favore di sicurezza)
8. $W_{tot} = (1312,5+1512,5+2415+1500-2397) \times \tan \delta = 4343 \times \tan 25^\circ \text{ daN} = 2025$

essendo $\delta = 25^\circ$ l'angolo di attrito tra cls gettato in opera e sabbia fine pulita

Risulta $F_{res}/1,1 = (2025+1529)/1,1 = 3230 \text{ daN} > F_{attive} = 2369 \text{ daN}$ (Verificato)

Verifiche Strutturali

Si vedano le verifiche relative ai muri analoghi

VERIFICA BARRE DI INGHISAGGIO TRA NUOVO E VECCHIO MURETTO (x 1 m di muro)

Verifica a scorrimento tra i due muri

Sistema di ancoraggio tramite inghisaggio di barre di armatura $\phi 14$ ad aderenza migliorata post installate in fori realizzati sull'esistente e riempiti con resina **tipo fischer FIS SB 390 S adatta anche per cls fessurati**

Prendendo nel tratto "A" il muro tipo "Y" si ha che la spinta e il momento massimi alla base sono dovuti alla spinta del mezzo di pulizia.

La spinta totale $S = 8652 \text{ daN}$

Il momento totale alla base $M = 6251.6 \text{ daNm}$

$T = 1,5 \times 8652 = 12978 \text{ daN}$

$\tau = T S / J b$

con S = momento statico rispetto zona separazione dei due muri

$S = n^\circ \text{ ferri} \times A_s \times n \times h/2 + B \times h^2/2 = 4 \times 1,13 \times 15 \times 12,5 + 100 \times 25^2/2 = 32097,5 \text{ cmq}$

con J = momento di inerzia dell'intera sezione (i due muretti insieme) $= 100 \times 50^3/12 = 1.041.667 \text{ cm}^4$

Si ha quindi $\tau \times 100 = 12978 \times 32097,5 / (1.041.667) = 400 \text{ daN}$

Questo sforzo di scorrimento deve essere assorbito da 5 $\phi 14$

La resistenza a taglio di 5 $\phi 14$ è pari a: $(f_{yd}/1,73) \times 7,70 \text{ cmq} = 17416 \text{ daN}$ (ampiamente verificata)

Inoltre essendo la resistenza pari a $V_{rds} = 22.59 \text{ kN}$ (vedi tabella allegata) la verifica risulta soddisfatta.

Verifica a trazione

Si valuta la resistenza di ogni barra all'estrazione.

Si suppone che gli ancoraggi debbano resistere a trazione in seguito all'azione sismica agente che tende ad allontanare i due muri. La trazione viene affidata tutta alle barre.

Peso muro nuovo + riempimento $= (2.72 \times 0.25 \times 1.00 + 1.5 \times 0.3 \times 1) \times 2500 + (0.70 \times 1.50 \times 1) \times 1800 = 3590 \text{ daN}$

Si valuta ora a_g .

- Zona di Ravenna allo SLV
- $V_n = 50$ anni
- Classe II; $C_u = 1$
- Terreno tipo D

Di conseguenza si ha: $a_g = 0,161g$; $S_s = 1,782$

Quindi $a_{\max} = S_s S_T a_g = 0,161g \times 1 \times 1,782 = 0,287g$

$F_{\text{sism}} = S_e(T) \times W/(q \times g) = a_{\max} \times 3590 / 1 = 0,287 \times 3590 = 1030 \text{ daN}$

Essendoci 5 barre/m muro si ha $1030/5 = 206 \text{ daN}$ (2.1 kN)

Essendo la resistenza pari a $N_{rds} = 26.39 \text{ kN}$ (vedi tabella allegata) la verifica risulta soddisfatta.

ALLEGATI

CAPACITA' PORTANTE TRATTO A sez 2

ϕ	Espresso in gradi	Espresso in radianti
	32.00	0.5582
δ	15.99	0.2791
	aperta e posta $n = 0.54$	
θ	3.05	0.05322249
kh	0.0532728	
	$\beta_s \cdot \sigma_{max}/\sigma$	
γ	(daN/mc)	
	2000	
γ_w	(daN/mc)	
	1000	
B	(m)	con $L > B$
L	1.75	
	10	
D_1	(m)	
	1	
D_2	(m)	
	1	
α	0.000	
D_w	(m)	
	0	γ' 1000
T_{ult}	(daN)	
	1388	dir B σ'_{ult} 1000
T_{ult}	(daN)	dir L
N_{ult}	(daN)	
	4234	
M_{ult}	(daNm)	dir B
M_{ult}	(daNm)	dir L
	0	
c	(daN/mq)	
	0	
coesione non drenata		
B'	1.170	(m)
L'	10.000	(m)
i	inclinazione risultante	
	18.1585	0.317
$e_1 (M_{ult}/N_{ult})$	0.280	(m)
$e_2 (M_{ult}/N_{ult})$	0.000	(m)
e_{ori}	0	(m)
$\sigma_{ms t}$	0.21	(daN/cm2)

Coefficienti capacità portante in condizioni non sismiche (VEBIC)		
N_a	N_y	N_c
23.06634560	30.05769775	35.33579
Fattori di forma		
s_q	s_i	s_c
1.07305365	0.9532	1.076375
Fattori di inclinazione carico		
i_q	i_i	i_c
0.471018801	0.316808292	0.447048
1	1	1
m		
1.895255 se V parallela B		
1.104745 se V parallela L		
q_{lim} (daN/cm ²)		
1.895511494		
γR		
1.4		
q_u (daN/cm ²)		
1.21		

$Q_{lim,t}$	14178.0 (daN)
$Q_{lim}/N_{d,e}$	3.35
VERIFICATO	
$q_u/\sigma_{ms t}$	5.86
VERIFICATO	

CAPACITA' PORTANTE TRATTO A sez 2 con mezzo di lulizia

ϕ	Espresso in gradi 32.00	Espresso in radianti 0.5582
δ	15.98	0.2791 spazio di posto $\delta = 0.5 \delta$
θ	3.05	0.05322249
k_h	0.0632728 $\beta_s \cdot \Delta_{max} / g$	
γ	(daN/mc) 2000	
γ_w	(daN/mc) 1000	
B	(m) 1.75	con $L > B$
L	10	
D_1	(m) 1	
D_2	1	
α	0.000	
D_w	(m) 1	γ 1000
$T_{d,E}$	(daN) 4211	dir B σ'_{2d} 2000
$T_{d,L}$		dir L
$N_{d,z}$	(daN) 12234	
$M_{d,E}$	(daNm) 0	dir B
$M_{d,L}$	(daNm) 0	dir L
c	(daN/mq) 0	
coesione non drenata		
B'	1.310	(m)
L'	10.000	(m)
i	instruzione risultante 19.4212	0.339
$e_1 (M_{d,E} / N_{d,E})$	0.220	(m)
$e_2 (M_{d,L} / N_{d,E})$	0.000	(m)
e_{ort}	0	(m)
$\sigma_{d,t}$	0.53	(daN/cm ²)

Coefficienti capacità portante in condizioni non sismiche (VESIC)		
N_q	N_γ	N_c
23.06634689	30.05769775	35.33579
Fattori di forma		
s_q	s_γ	s_c
1.06180632	0.9475	1.085514
Fattori di inclinazione carico		
i_q	i_γ	i_c
0.441058712	0.285639053	0.415729
1	1	1
m 1.884173 se V parallela B 1.115827 se V parallela L		
$q_{lim} (daN/cm^2)$ 2.734068279		
γR 1.4		
$q_d (daN/cm^2)$ 1.95		

$Q_{lim,E}$	25683.1 (daN)
$Q_{lim}/N_{d,e}$	2.09
VERIFICATO	
$q_d/\sigma_{d,t}$	3.86
VERIFICATO	

CAPACITA' PORTANTE TRATTO A 507,5

ϕ	Espresso in gradi 32.00	Espresso in radianti 0.5582
δ	15.99	0.2701 spesso σ posto $\lambda \sim 0,6 \phi$
θ	3.05	0.05322249
kh		0.0532729 $\beta_s \cdot R_{eq} \sqrt{g}$
γ	(daN/mc) 2000	
γW	(daN/mc) 1000	
B	(m) 1.75	con $L > B$
l	10	
D_1	(m) 1	
D_2	1	
α	0.000	
Dw	(m) 0	γ 1000
T_{aE}	(daN) 1900	dir B σ^1_{zd} 1000
T_{dE}		dir L
N_{aE}	(daN) 6220	
M_{aE}	(daNm) 0	dir B
M_{dE}	(daNm) 0	dir L
c	(daN/mq) 0	
	coefficiente non drenata	
B'	1.750	(m)
L'	10.000	(m)
i	inclinazione risultante 16.9948	0.296
$e_1 (M_{0,E}/N_{0,E})$	0.000	(m)
$e_2 (M_{0,E}/N_{0,E})$	0.000	(m)
ϕ_{ort}	0	(m)
σ_{int}	0.20	(daN/cm2)

Coefficienti capacità portante in condizioni non cismiche (VESIC)			
N_b	N_g	N_c	
23.06834589	30.05769775	35.33579	
Fattori di forma			
s_q	s_i	s_c	
1.106283252	0.93	1.114236	
Fattori di inclinazione carico			
i_q	i_i	i_c	m
0.509289015	0.353718415	0.487061	1.861064 se V parallela B
1	1	1	1.146936 se V parallela L
$q_{(b)}$ (daN/cm ²) 2.168299309 γR <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">1.4</div> q_d (daN/cm ²) 1.55			
$Q_{(b),E}$ 27103.7 (daN) $Q_{lim}/N_{d,e}$ 4.36 VERIFICATO q_d/σ_t 7.63 VERIFICATO			

CAPACITA' PORTANTE TRATTO A sez 5 con mezzo pulizia

ϕ	Espresso in gradi 32.00	Espresso in radianti 0.5682		
α	15.99	0.2791	espresso è posto $\hat{A} = 0,5 \cdot$	
θ	3.05	0.05322249		
kh		0.0532728	$\beta, a_{mov}/g$	
γ	(daN/mc) 2000			
γW	(daN/mc) 1000			
B	(m) 1.75	con $L=B$		
l	10			
D_1	(m) 1.6			
D_2	1.6			
α	0.000			
Dw	(m) 1		γ	1000
T_{sz}	(daN) 6190	dir B	σ'_{zd}	2600
T_{sz}		dir L		
N_{sz}	(daN) 14000			
M_{Lz}	(daNm) 0	dir B		
M ort	(daNm) 0	dir L		
c	(daN/mq) 0			
	coesione non drenata			
B'	1.110	(m)		
L'	10.000	(m)		
i	inclinazione risultante 23.8644	0.416		
$e_T (M_{gE}/N_{dE})$	0.320	(m)		
$e_L (M_{dE}/N_{dE})$	0.000	(m)		
e ort	0	(m)		
sigma t	0.72	(daN/cm2)		

Coefficienti capacità portante in condizioni non vismiche (VLSMC)		
N_q	N_r	N_c
23.06634589	30.05769775	35.33578

Fattori di forma		
s_q	s_r	s_c
1.069316806	0.9556	1.072458
Fattori di inclinazione carico		
i_q	i_r	i_c
0.329891314	0.184032226	0.299523
1	1	1

m

1.90009 se V parallela B

1.00991 se V parallela L

q_{lim} (daN/cm²)

2.408951887

γR

1.4

q_d (daN/cm²)

1.72

$Q_{lim,E}$

19099.5 (daN)

$Q_{lim}/N_d, e$

1.36

VERIFICATO

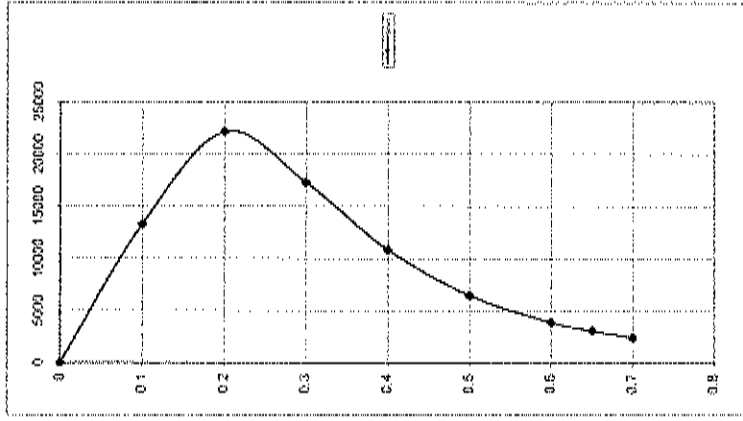
q_d/σ_{at}

2.39

VERIFICATO

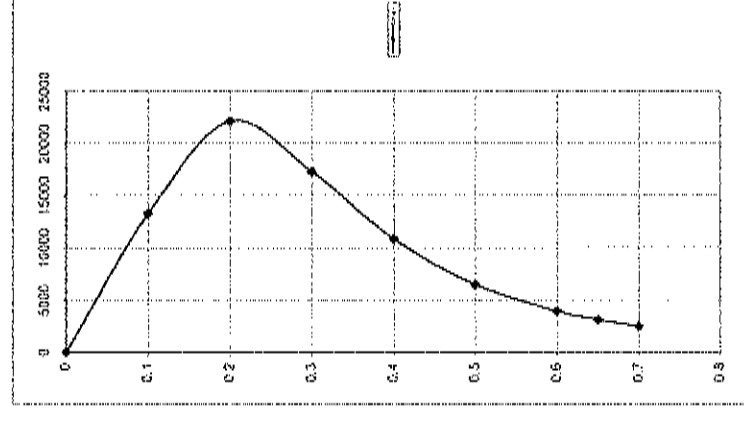
CARICHI DERIVATI DA MEZZO DI PULIZIA: trallo A sez 2

ϕ	33 grad		6700 daN
	0.556222 rad	x	0.2 m
Carico	6595.667 daN	H	0.7 m
λ	0.305387	Z	
a	0.4	m	0 0.2857143 0.142857 0
b	0.4		0.1 0.2857143 0.13306 75 18942.13088 0
a'	0.8339		0.1 22153.06 31035.45625 17675.41081 1757.541081 0.5 1060.525
b'	1.2076		0.1 17323.68 24270.01604 23011.37444 2301.137444 0.5 1471.3
Pv	41956.67		0.3 0.2857143 0.428571 0.1 17323.68 24270.01604 2301.137444 0.4 820.455
Pv'	6866.125		0.4 0.2857143 0.571429 0.1 10365.01 15207.43265 14418.74754 1441.874754 0.3 432.9624
h	0.7		0.5 0.2857143 0.714286 0.1 6486.727 9590.429392 5216.955022 391.2717016 0.2 172.38
s	12786.95		0.65 0.2857143 0.857143 0.05 3927.532 4329.387217 4104.874933 205.2437466 0.1 96.12717
s'	2107.123		0.05 2452.604 3406.273221 3258.069295 81.45170736 0.05 10.26219
largh collab	1.5039 largh collaborante		9993.020194 0
Sist	3667.42 daN		4106.611
Miot	1395.63 daNm		



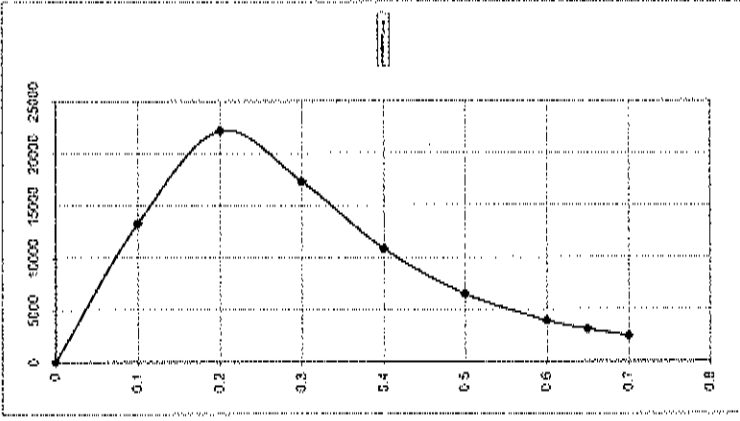
CARICHI DESINATE DA MEZZO DI PULIZIA PAPER 4

CARICHE DERIVANTI DA PREZZO DI PULIZIA FISSO A \$82.4									
φ	Q	5700 data	n	Della Z	daN/mq	daN/m all	daN/m ali	Taglio base	Momento
	x	0.2 m	m		p1	PQ (tra 0 e 50°)	PQ (tra 0 e 45°)	daN	
	H	0.7 m							
Carico									
λ		Z							
	0.306867		0	0.285743	0	18642.19388	1767E.41051	1767.541081	0.6
a	0.4	0.1	0.2857143	0.142857	0.1	13006.75	29425.59762	2942.599762	0.5
a'	0.4	0.2	0.2857143	0.285714	0.1	22153.05	31035.49665	3103.549665	0.5
b	1.63555	0.3	0.2857143	0.285714	0.1	17353.88	24270.01624	23011.37444	0.4
b'	1.7271	0.3	0.2857143	0.428571	0.1	10855.01	15207.40265	14412.74764	0.3
pu	41875	0.4	0.2857143	0.571428	0.1	6486.727	9250.42892	8618.89869	0.2
pv	3647.534	0.5	0.2857143	0.714286	0.1	3927.532	5502.305248	5215.956022	0.1
h	1.15	0.6	0.2857143	0.857143	0.075	3090.313	4329.987217	404.874833	0.05
s	1.2850 69	0.65	0.2857143	0.928571	0.05	2452.804	3435.273221	3236.068295	0
s'	1119.38	0.7	0.2857143	1	0.025				0
largh collab	2.21355					1.400957329		9593.020194	41106.611
Stol	7951.376 daN								
Micel	4407.987 daN/m								



CARICHI DERIVATI DA MEZZO DI PULIZIA stato A sez 5

φ	0.582222	32	gradi	Q	6750	daN
Carico	5700	daN	x	H	0.2	m
λ	0.305387		Z		0.7	m
a	0.4		m	n	0	0.2857143
b	0.4				0.1	0.2857143
a'	1.16741				0.2	0.2857143
b'	1.93492				0.3	0.2857143
pa	41575				0.4	0.2857143
pa'	2966.27				0.5	0.2857143
h	1.30				0.6	0.2857143
s	12850.89				0.65	0.2857143
s'	910.3765				0.7	0.2857143
lengh collab	2.48741		lengh collassante			
Stot	6651.994		daN			3464.337
Mtot	6351.676		daNm			2503.265



AZIONI AGENTI (x 1 m di muro)

6.1.1.1	0.8	Средне-базисная оценка
6.1.1.2	0.75	Базисная оценка C
6.1.1.3	658.6772	Среднее значение (доля)

Abstract

(NUMBER TO A MAN)

Uptake, $\mu\text{g/g}$ 1139 software version 1.0.0 (2014-09-02)

VERIFICATION OF RESULTS (2 OF 3)

1	1	percepções sobre o mundo (ato direto total)
2	2	concepções pessoais e opiniões parciais não estruturadas
3	3	concepções estruturadas
4	4	concepções estruturadas (relativas)

AUG 1998

VERIFICA DI CAPACITÀ
[sotto mappa di fondazione]

AZIONE INSTABILIZZANTE	
3.	3.6

3052.8543 *Environ Monit Assess* 2006;116:1-12. **Environ Monit Assess** 2006;116:1-12. **Environ Monit Assess** 2006;116:1-12.

2013	1
------	---

1. *Journal of the American Medical Association*, 1997; 278: 1019-1024.

(dataf)

$$K: \mathbb{Z}_2[Q] \rightarrow \mathbb{Z}_2[Q] \times \{r\}$$

1. 2015. gada 22. oktobra pasākums "Mācībsvētku atvēršana" (10.00)

A' MONTANTE (de l'irreg) con coeff
 ante coeff

DALLA RELAZIONE GEOTECHNICA IN ALLEGATO, ANCHE SE PER UN EDIFICIO PREFABBRICATO SI È VALUTATO

N.G. Approccio 2: $(A1+M1+R1)$

N.G. Approccio 2: $(A1+M1+R1)$

VERIFICA A SCORRIMENTO (a 1 m di sopra)
tra fondazione e sporgine in cls marce)

Further above

Força resistora/

№	№	наименование объекта
1000	01000000	наименование объекта
1000	01000000	наименование объекта
1000	01000000	наименование объекта

1632.67 Force active (total) (dash)

1903.423 Forze resistenti totali (par alitro+spinto passivo+vincoli+spinto idrostatico) (daN)

VERIFICA		$M_{pl,Rd}/M_{t,Rd}$	1,50
		VAL. MIN. COEFF. $\eta_{pl} = 1,0$	
<p>VERIFICA DELLA RESISTENZA A TRAZIONE E A TRAZIONE COMBINATA CON MOMENTO FLESSIONALE</p>			
σ	$\sigma_{t,Rd}$	$M_{t,Rd}/W_{pl,y}$	10,00
σ	$\sigma_{t,Rd}$	$M_{t,Rd}/W_{pl,y}$	10,00
σ	$\sigma_{t,Rd}$	$M_{t,Rd}/W_{pl,y}$	10,00
σ	$\sigma_{t,Rd}$	$M_{t,Rd}/W_{pl,y}$	10,00
<p>VERIFICA DELLA RESISTENZA A TRAZIONE E A TRAZIONE COMBINATA CON MOMENTO FLESSIONALE</p>			
σ	$\sigma_{t,Rd}$	$M_{t,Rd}/W_{pl,y}$	10,00
σ	$\sigma_{t,Rd}$	$M_{t,Rd}/W_{pl,y}$	10,00
σ	$\sigma_{t,Rd}$	$M_{t,Rd}/W_{pl,y}$	10,00
σ	$\sigma_{t,Rd}$	$M_{t,Rd}/W_{pl,y}$	10,00

00347268

包 裝 數量每箱 2 (共 1 + 1 件裝)

AZIONI AGENTI (x 7 m di muro)

Arising instabilities are

Non si può infatti avere un coefficiente 1,5 poiché il conto è definito in qualche modo e l'interpolazione potrebbe derivare solo da un contenuto del livello dell'acqua che se avesse semplicemente trascinato oltre il livello senza incrementare la spesa il coefficiente 1,2 usato tiene quindi conto poi dell'incremento quadratico che

(INSERITO A MANO)

Arion Rebalant

Azioni stabilizzanti

W_{mag}	1312.6	(peso finanziaria ridotta)
T_{es}	0.9	Coeff. partizione A e azioni partecipi della utile
C_{mag}	1.126	Moltiplicatore per C
M_{mag}	1328.0625	montante economico dopo C (azione)

AZIONI INSTABILIZZANTI

[illegible]2202 **creamento rosale ribaltante (acqua + castoreo) (nabon)**

Y_{max}	1
------------------	---

Y00	1	
W0000	1312 5	perce fondazione (mili)
Y01	1	
W0100	1812 5	perce muro perimetrali (mili)
Y02	1	
W0200	1500	perce pavimento zosteri sala classe
Y03	0,00000007	
W0300	2165	perce adunzia letizia muro-lato muro
Y04	1	
W0400	0	perce coperto sala mura-lato sala
Y05	1	
W0500	0	perce passello mura-lato sala
Y06	1	
U0600	1377 6	perce porta aerea (mili)
	7,663 0	perce (perce aerea) + perce (perce aerea)

© 2006 Pearson Education, Inc. All rights reserved. This publication is protected by copyright. No part of this publication may be reproduced, stored in a retrieval system, or transmitted, in any form or by any means, electronic, mechanical, photocopying, recording, or by any information storage or retrieval system, without permission in writing from Pearson Education, Inc.

0.	0.28071517	Indicatore che sta a indicare la trasformazione (m)
1.	1.15856976	Indicatore della trasformazione da considerato (m)
2.	0.07434280	Temperatura max al livello considerato (gradi Celsius)
3.	0.85675889	Temperatura media (Celsius)

q_1	КАПАЦИТА ПОРТАНТЕ (мкФ/см ²)	COU COEFF. 2.3
	1.40	COU COEFF. 1.4
ω_0	КАПАЦИТА ПОРТАНТЕ (ддН)	

DALLA RELAZIONE GEOTECNICA IN ALLEGATO, ANCHE SE PER UN EDIFICIO PREFABBRICATO SI È VALUTATO

q_2	1.5052174	con coeff sin 2.3
q_0	2.8714285	con coeff sin 1.4

$$N_{\text{eff}} = B_{\text{eff}} \omega_{\text{eff}} / (4\pi \cdot (A + N) + R_3)$$

№ 7/4.1928 - Scenariu alina elocuita alile valoare ideali
 Ydr 15 - Condiții carizale a la acron perianatului con vici
 1966

W_{top}

1312.8

 peso fondazione (tubi)
 V_{st}

1

 Coef. parziale s. le azioni permanenti statiche
 W_{base}

1512.6

 peso muro esclusa fondaz.
 V_{st}

1

 Coef. parziale s. le azioni permanenti statiche

$W_{\text{норм}} = \frac{W_{\text{норм}}}{W_{\text{норм}}}$

0
1

 0-1-ийн хэмжээний бичигдэхүүнийг 0-1-ийн хэмжээний бичигдэхүүн болгон хөрвүүлэх

$W_{\text{норм}} = \frac{W_{\text{норм}}}{W_{\text{норм}}}$

0
1

 0-1-ийн хэмжээний бичигдэхүүнийг 0-1-ийн хэмжээний бичигдэхүүн болгон хөрвүүлэх

2416 Forte alive total (daN)

3245.593 Forze resistenti totali (per attrito+spinte passive+vincoli)+spinte idrostatiche (da)

[illegible]

0.00347266

Fig. 13. *Aspergillus* spp. 1A1+1B1+1B2.



C-FIX 1.15.0.3997
Versione database
2015.10.7.11.26
Data
26/11/2015

fischer 
innovative solutions

fischer italia S.R.L. Unipersonale

Corso Stati Uniti, 25
35127 Padova
Telefono: +39 049 8 06 31 11
Fax: +39 049 8 06 34 01
engineering@fischeritalia.it
www.fischeritalia.it

Basi della progettazione

Ancorante

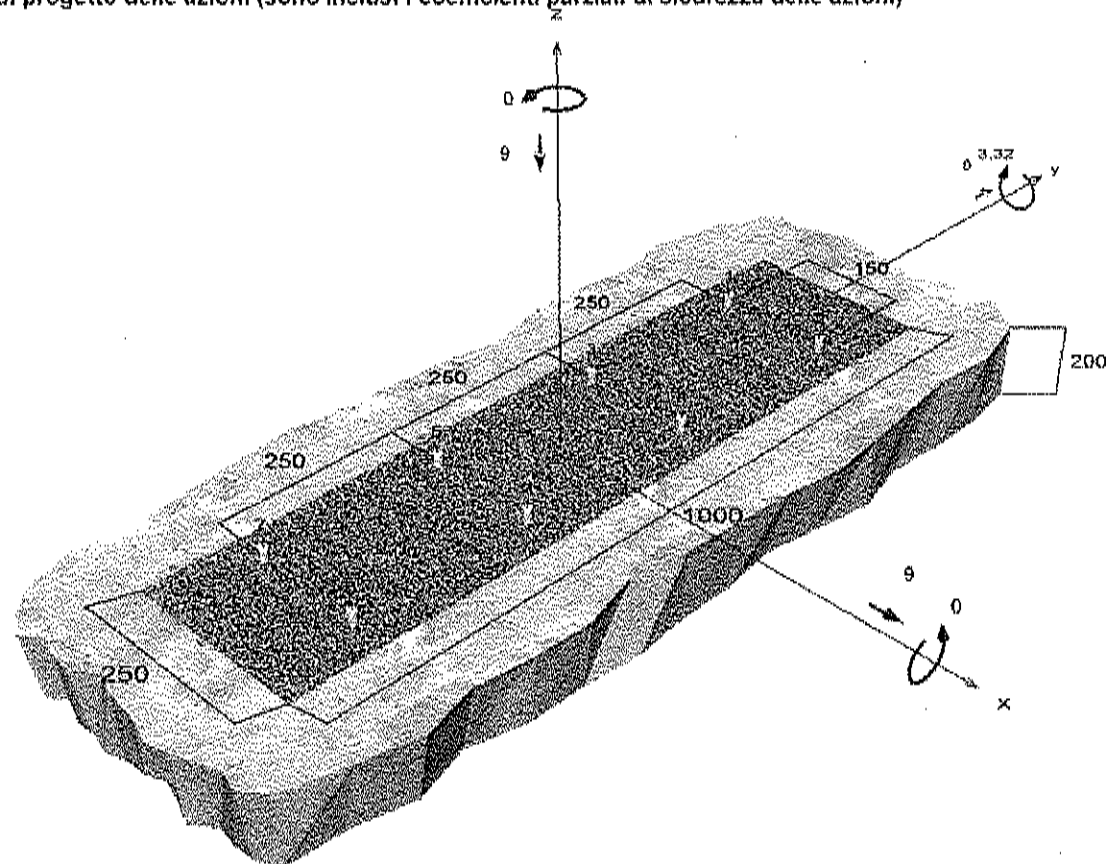
Sistema	fischer Sistema chimico Superbond
Ancorante chimico ad iniezione	FIS SB 390 S
Elemento di fissaggio	Barra ad aderenza migliorata $\varnothing 12$, Classe di resistenza $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$
Profondità di ancoraggio	150 mm
Dati di progetto	Specifiche del produttore



Geometria / Carichi

mm, kN, kNm

Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)



Non in scala

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alla conformità e attendibilità di tutti i documenti validi.



Dati di input

Metodo di progettazione Metodo di calcolo ENSO per ancoranti chimici
Materiale di base Calcestruzzo normale, C20/25, EN 206
Condizioni calcestruzzo Fessurato, Foro asciutto
Range di temperatura 24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo
Armatura nessuna armatura o armatura standard, Senza armatura di bordo
Metodo di foratura Rotopercussione
Tipo di installazione Installazione non passante
Tipo di carico Statico

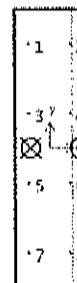
Carichi di progetto *)

N _{sd} kN	V _{sd,x} kN	V _{sd,y} kN	M _{sd,x} kNm	M _{sd,y} kNm	M _{T,sd} kNm
-9.00	9.00	0.00	0.00	3.32	0.00

*) I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono inclusi.

Forze risultanti sull'ancoraggio

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	3.09	1.13	1.13	0.00
2	0.15	1.13	1.13	0.00
3	3.09	1.13	1.13	0.00
4	0.15	1.13	1.13	0.00
5	3.09	1.13	1.13	0.00
6	0.15	1.13	1.13	0.00
7	3.09	1.13	1.13	0.00
8	0.15	1.13	1.13	0.00



Forza: ☒ Trazione ☐ Compressione

max. deformazione a compressione del calcestruzzo : 0.03 ‰
max. tensione di compressione del calcestruzzo : 1.0 N/mm²
Forza risultante di trazione : 12.98 kN, Coordinate x/y (-68 / 0)
Forza risultante di compressione : 21.98 kN, Coordinate x/y (111 / 0)

Resistenza di progetto a trazione

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β _N %
Rottura dell'acciaio *	3.09	35.51	8.7
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	12.98	98.08	13.2
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	12.98	120.42	10.8

* Ancorante più sfavorevole

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alla conformità e attendibilità di tutti i documenti validi.



Rottura dell'acciaio

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (N_{Rd,s})$$



$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} = 113.0 \text{ mm}^2 \cdot 440.0 \text{ N/mm}^2 = 49.72 \text{ kN}$$

Equazione (5.1)

$N_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ kN	N_{Sd} kN	$\beta_{N,s}$ %
49.72	1.40	35.51	3.09	6.7

Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad (N_{Rd,p})$$



$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np}$$

Equazione (5.2)

$$N_{Rk,p} = 33.93 \text{ kN} \cdot \frac{418,369 \text{ mm}^2}{69,169 \text{ mm}^2} \cdot 1.000 \cdot 1.087 \cdot 0.659 \cdot 1.000 = 147.12 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = \pi \cdot 12 \text{ mm} \cdot 150 \text{ mm} \cdot 6.0 \text{ N/mm}^2 = 33.93 \text{ kN}$$

Equazione (5.2a)

$$s_{cr,Np} = \min \left(20 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{Rk,ucr}}{7.5} \right)^{0.5} ; 3 \cdot h_{ef} \right)$$

Equazione (5.2c)

$$s_{cr,Np} = \min \left(20 \cdot 12 \text{ mm} \cdot \left(\frac{9.0 \text{ N/mm}^2}{7.5} \right)^{0.5} ; 3 \cdot 150 \text{ mm} \right) = 263 \text{ mm}$$

$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} = \frac{263 \text{ mm}}{2} = 132 \text{ mm}$$

Equazione (5.2d)

$$\Psi_{s,Np} = \min \left(1 ; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \right) = \min \left(1 ; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{\infty}{132 \text{ mm}} \right) = 1.000 \leq 1$$

Equazione (5.2e)

$$\Psi_{g,Np} = \Psi_{g,Np}^0 - \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot (\Psi_{g,Np}^0 - 1) = 2.160 - \sqrt{\frac{225 \text{ mm}}{263 \text{ mm}}} \cdot (2.160 - 1) = 1.087 \geq 1$$

Equazione (5.2f)

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck,cube}}} \right)^{1.5}$$

Equazione (5.2g)

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{8} - (\sqrt{8} - 1) \cdot \left(\frac{12 \text{ mm} \cdot 6.0 \text{ N/mm}^2}{2.3 \cdot \sqrt{150 \text{ mm} \cdot 25.0 \text{ N/mm}^2}} \right)^{1.5} = 2.160 \geq 1$$

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2c_{cr}}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 0.659 \cdot 1.000 = 0.659 \leq 1$$

Equazione (5.2h)

$$\Psi_{ec,Npx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 68 \text{ mm}}{263 \text{ mm}}} = 0.659 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Npy} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0 \text{ mm}}{263 \text{ mm}}} = 1.000 \leq 1$$

$$\Psi_{re,Np} = 1.000$$

Equazione (5.2i)



$N_{Rk,p}$ kN	γ_{Mc}	$N_{Rd,p}$ kN	N_{sd} kN	$\beta_{N,p}$ %
147.12	1.50	98.08	12.98	13.2

Rottura per formazione del cono di calcestruzzo

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (N_{Rd,c})$$



$$N_{Rk,c} = N_{Rk,e}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N}$$

Equazione
(5.3)

$$N_{Rk,c} = 66.14 \text{ kN} \cdot \frac{720,000 \text{ mm}^2}{202,500 \text{ mm}^2} \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 0.768 = 180.64 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,e}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1.5} = 7.2 \cdot \sqrt{25.0 \text{ N/mm}^2} \cdot (150 \text{ mm})^{1.5} = 66.14 \text{ kN}$$

Equazione
(5.3a)

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{\infty}{225 \text{ mm}}\right) = 1.000 \leq 1$$

Equazione
(5.3c)

$$\Psi_{re,N} = 1.000$$

Equazione
(5.3d)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_N}{d_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 0.768 \cdot 1.000 = 0.768 \leq 1$$

Equazione
(5.3e)

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 68 \text{ mm}}{150 \text{ mm}}} = 0.768 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0 \text{ mm}}{150 \text{ mm}}} = 1.000 \leq 1$$

$N_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ kN	N_{sd} kN	$\beta_{N,c}$ %
180.64	1.50	120.42	12.98	10.8

Resistenza a taglio

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β_v %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	1.13	16.57	6.8
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	9.00	297.46	3.0

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio senza braccio di leva

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (V_{Rd,s})$$



$$V_{Rk,s} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{yk} = 0.5 \cdot 113.0 \text{ mm}^2 \cdot 440.0 \text{ N/mm}^2 = 24.86 \text{ kN}$$

Equazione (5.5)



$V_{Rk,s}$ kN	V_{Ms}	$V_{Rd,s}$ kN	V_{Sd} kN	β_{Vs} %
24.86	1.50	16.57	1.13	6.8

Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,cp})$$



$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,p} = 2 \cdot 223.09 \text{ kN} = 446.18 \text{ kN}$$

Equazione
(5.7)

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{rc,Np}$$

Equazione
(5.2)

$$N_{Rk,p} = 33.93 \text{ kN} \cdot \frac{418,369 \text{ mm}^2}{69,169 \text{ mm}^2} \cdot 1.000 \cdot 1.087 \cdot 1.000 \cdot 1.000 = 223.09 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = \pi \cdot 12 \text{ mm} \cdot 150 \text{ mm} \cdot 6.0 \text{ N/mm}^2 = 33.93 \text{ kN}$$

Equazione
(5.2a)

$$\Psi_{s,Np} = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}}\right) = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{\infty}{132 \text{ mm}}\right) = 1.000 \leq 1$$

Equazione
(5.2e)

$$\Psi_{g,Np} = \Psi_{g,Np}^0 \cdot \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot (\Psi_{g,Np}^0 - 1)$$

Equazione
(5.2f)

$$\Psi_{g,Np} = 2.160 \cdot \sqrt{\frac{225 \text{ mm}}{263 \text{ mm}}} \cdot (2.160 - 1) = 1.087 \geq 1$$

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot f_{ck,cube}}\right)^{1.5}$$

Equazione
(5.2g)

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{8} - (\sqrt{8} - 1) \cdot \left(\frac{12 \text{ mm} \cdot 6.0 \text{ N/mm}^2}{2.3 \cdot \sqrt{150 \text{ mm} \cdot 25.0 \text{ N/mm}^2}}\right)^{1.5} = 2.160 \geq 1$$

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2c_{cr}}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 1.000 \cdot 1.000 = 1.000 \leq 1$$

Equazione
(5.2h)

$$\Psi_{rc,Np} = 1.000$$

Equazione
(5.2i)

$V_{Rk,cp}$ kN	V_{Ms}	$V_{Rd,cp}$ kN	V_{Sd} kN	$\beta_{V,cp}$ %
446.18	1.50	297.46	9.00	3.0

Risultato dei carichi di trazione e taglio

Carichi di trazione	Utilizzo β_N %	Carichi di taglio	Utilizzo β_V %
Rottura dell'acciaio	8.7	Rottura dell'acciaio senza breccio di leva	6.8
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	13.2	Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	3.0
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	10.8		

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alla conformità e attendibilità di tutti i documenti validi.



C-FIX 1.15.0.3997
Versione database
2015.10.7.11.26
Data
26/11/2015

fischer 
innovative solutions

* Ancorante più sfavorevole

Resistenza alla combinazione di trazione e taglio

$$\begin{aligned}\beta_N &= 0.13 \leq 1 \\ \beta_V &= 0.07 \leq 1 \\ \beta_N^{1.5} + \beta_V^{1.5} &= 0.05 \leq 1\end{aligned}$$



Verifica soddisfatta

Equazione
(5.9a)

Equazione
(5.9b)

Equazione
(5.10)

Osservazioni tecniche

Se la distanza dal bordo di un ancoraggio è minore della distanza dal bordo critica c_{cr} , N (metodo di progettazione A) è necessario prevedere un'armatura longitudinale con almeno $d = 6\text{mm}$ nel bordo dell'elemento nella zona di ancoraggio.

La trasmissione dei carichi dell'ancoraggio al supporto in calcestruzzo deve essere indicata per lo stato limite ultimo e lo stato limite di esercizio; a tal fine, le normali verifiche devono essere effettuate considerando le azioni introdotte dagli ancoraggi. Per tali verifiche saranno considerate le disposizioni aggiuntive del metodo di progettazione.



C-FIX 1.15.0.3997
Versione database
2015.10.7.11.26
Data
26/11/2015

fischer 
innovative solutions

Dati di installazione

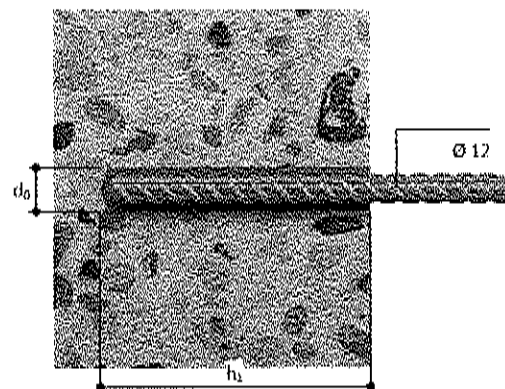
Ancorante

Sistema	fischer Sistema chimico Superbond	
Ancorante chimico ad iniezione	FIS SB 390 S (sono disponibili altri formati della cartuccia)	Articolo 519450
Elemento di fissaggio	Barra ad aderenza migliorata Ø 12, Classe di resistenza $f_{yk} = 400$ N/mm ²	
Accessorio	FIS MR	Articolo 96448
	Dispenser FIS DM S	Articolo 511118
	Pistola ad aria compressa ABS	Articolo 93286
	Pistola ad aria compressa (p >= 6 bar)	Fornito dal cliente
	BSD 14	Articolo 1491
	Adattatore SDS con filettatura interna	Articolo 511961
	Punta SDS Plus IV 14/150/210	Articolo 504153



Dettagli di installazione

Diametro della barra	Ø 12
Diametro del foro	$d_0 = 14$ mm
Profondità di foratura	$h_1 = 150$ mm
Profondità di ancoraggio	$h_{ef} = 150$ mm
Metodo di foratura	Rotopercussione
Pulizia del foro	Pulire con 2 soffiare, 2 spazzolate e 2 soffiare eseguite con idonea pistola ad aria compressa e scovolino
Tipo di installazione	Installazione non passante
Consumo di resina per foro	8 ml/4 Unità graduate



CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE TRATTO B sez 4

	Espresso in gradi	Espresso in radianti
ϕ	32.00	0.5582
δ	15.99	0.2791 <small>prezzo di posto $\alpha = 0.5 \cdot \delta$</small>
η	3.05	0.05322249
k_h		0.0592728 <small>$\beta_s \cdot \sigma_{max}/g$</small>
γ	(daN/mc) 2000	
γ_w	(daN/mc) 1000	
B	(m) 1.75	con $L > B$
L	10	
D_1	(m) 1.6	
D_2	1.6	
σ	0.000	
D_w	(m) 0	γ' 1000
$T_{d,E}$	(daN) 2370	dir B σ'_{zd} 1600
$T_{d,L}$		dir L
$N_{d,E}$	(daN) 5550	
$M_{d,E}$	(daNm) 	dir B
$M_{d,L}$	(daNm) 0	dir L
c	(daN/mq) 0	
<small>coesione non sfruttata</small>		
B'	1.110	(m)
L'	10.000	(m)
i	<small>inclinazione risultante</small> 23.1355 0.404	
$e_1 (M_{d,E}/N_{d,E})$	0.320	(m)
$e_2 (M_{d,L}/N_{d,E})$	0.000	(m)
e_{ort}	0	(m)
σ_{mt}	0.29	(daN/cm2)

Coefficienti capacità portante in condizioni non sismiche (VESIC)		
N_1	N_2	N_3
23.06834589	30.05768775	35.33579
Fattori di forma		
s_q	s_ϕ	s_c
1.089316806	0.9556	1.072458
Fattori di inclinazione carico		
i_q	i_ϕ	i_c
0.347082798	0.198859083	0.317484
1	1	1

m
1.00009 se V parallela B
1.09991 se V parallela L

q_{am} (daN/cm ²)
1.686764343
γR
1.4
q_d (daN/cm ²)
1.20

$Q_{lim,E}$	13373.6 (daN)
$Q_{lim}/N_{d,e}$	2.41
VERIFICATO	
q_d/σ_{mt}	4.22
VERIFICATO	

sigma t	0.20	(daN/cm ²)
---------	------	------------------------

m	
1.00009	se V parallela B
1.09991	se V parallela t

AZIONI AGENTI (x 1 m di quota)

Author's Note:

W _{max}	1312.6	peso massimo (kg)	S _{max}	847.208	peso senza olio (kg)
Z ₀₁	0.5	Coeff. parziale - in acqua, portatore solo	T ₁	1.6	Coeff. parziale - in acqua, portatore con olio
W ₀₁	1.105	Disacco portatore C	d	0.550056607	Disacco portatore C
M _{max}	1328.906	momento massimo (kgf m)	M ₀₁	880.33748	momento massimo (kgf m)
W _{max}	1512.6	peso totale portatore (kg)	S _{max}	318.7150805	peso totale senza olio (kg)
Z ₀₁	0.5	Coeff. parziale - in acqua, portatore con olio	T ₁	1.6	Coeff. parziale - in acqua, portatore con olio
W ₀₁	0.376	Disacco portatore C	d	0.37	Disacco portatore C
M _{max}	510.4668	momento massimo (kgf m)	M ₀₁	175.858682	momento massimo (kgf m)
W _{max}	1600	peso massimo senza olio (kg)	NB: non si è usato il coeff. 1.6 perché il carico è definito in qualche modo e l'incertezza potrebbe derivare solo da un aumento del livello dell'acqua che si addenserebbe semplicemente trascinando olio il mare senza incrementare la spinta. Il coeff. 1.2 usata tiene quindi conto sia dell'incremento dinamico che delle incertezze		
Z ₀₁	0.5	Coeff. parziale - in acqua, portatore con olio			
W ₀₁	1.25	Disacco portatore C			
M _{max}	1607.6	momento massimo (kgf m)			
W _{max}	1784.6	peso totale senza olio (kg)	U ₀₁	1026.8	peso senza olio (kg)
Z ₀₁	0.5	Coeff. parziale - in acqua, portatore con olio	U ₀₁	1010.2	peso senza olio (kg)
W ₀₁	1.25	Disacco portatore C	U ₀₁	150.4	coefficiente 1 (kg)
M _{max}	1452.306	momento massimo (kgf m)	U ₀₁	1783.4	coefficiente 2 (kg)
W _{max}	0	peso totale senza olio (kg)	T ₀	1.6	Coeff. parziale - in acqua, portatore con olio
Z ₀₁	0.5	Coeff. parziale - in acqua, portatore con olio	d	1.160056607	Disacco forza 1 portatore C
W ₀₁	0	Disacco portatore C	d	0.375	Disacco forza 2 portatore C
M _{max}	0	momento massimo (kgf m)	M ₀₁	2674.175	momento massimo (kgf m)
W _{max}	0	peso totale senza olio (kg)	NB: non si è usato il coeff. 1.6 perché il carico è definito in qualche modo e l'incertezza potrebbe derivare solo da un aumento del livello dell'acqua che si addenserebbe semplicemente trascinando olio il mare senza incrementare la spinta. Il coeff. 1.2 usata tiene quindi conto sia dell'incremento dinamico che delle incertezze		
Z ₀₁	0.5	Coeff. parziale - in acqua, portatore con olio			
W ₀₁	0	Disacco portatore C			
M _{max}	0	momento massimo (kgf m)			
S _{max}	0	peso totale senza olio (kg)	NB: non si è usato il coeff. 1.6 perché il carico è definito in qualche modo e l'incertezza potrebbe derivare solo da un aumento del livello dell'acqua che si addenserebbe semplicemente trascinando olio il mare senza incrementare la spinta. Il coeff. 1.2 usata tiene quindi conto sia dell'incremento dinamico che delle incertezze		
T ₀₁	0.5	Coeff. parziale - in acqua, portatore con olio			
W ₀₁	0.303333	Disacco portatore C			
M _{max}	0	momento massimo (kgf m)			
S _{max}	0	peso totale senza olio (kg)	NB: non si è usato il coeff. 1.6 perché il carico è definito in qualche modo e l'incertezza potrebbe derivare solo da un aumento del livello dell'acqua che si addenserebbe semplicemente trascinando olio il mare senza incrementare la spinta. Il coeff. 1.2 usata tiene quindi conto sia dell'incremento dinamico che delle incertezze		
Z ₀₁	0.5	Coeff. parziale - in acqua, portatore con olio			
W ₀₁	0.393333	Disacco portatore C			
M _{max}	0	momento massimo (kgf m)			
S _{max}	75	peso totale senza olio (kg)	NB: non si è usato il coeff. 1.6 perché il carico è definito in qualche modo e l'incertezza potrebbe derivare solo da un aumento del livello dell'acqua che si addenserebbe semplicemente trascinando olio il mare senza incrementare la spinta. Il coeff. 1.2 usata tiene quindi conto sia dell'incremento dinamico che delle incertezze		
Z ₀₁	0.466536	Coeff. parziale - in acqua, portatore con olio			
W ₀₁	0.9	Disacco portatore C			
M _{max}	666.8772	momento massimo (kgf m)			

© 2004 Blackwell Publishing Ltd, *Journal of Internal Medicine* 255: 105–112

22

$N_{A_{100}}$	0,4 / 200	potencialele actuale lalele marie (100%)
$N_{A_{50}}$	1 / 5	potencialele actuale lalele marie (50%)
$N_{A_{25}}$	0,4 / 200	potencialele actuale lalele marie (25%)
$N_{A_{12,5}}$	260 / 33748	potencialele actuale lalele marie (12,5%)
$N_{A_{6,25}}$	1236 / 6	potencialele actuale lalele marie (6,25%)
$N_{A_{3,125}}$	1010 / 2	potencialele actuale lalele marie (3,125%)
$N_{A_{1,5625}}$	150 / 4	potencialele actuale lalele marie (1,5625%)
$N_{A_{0,78125}}$	1782 / 8	potencialele actuale lalele marie (0,78125%)
$N_{A_{0,390625}}$	1 / 5	potencialele actuale lalele marie (0,390625%)
$N_{A_{0,1953125}}$	1 / 100000000	potencialele actuale lalele marie (0,1953125%)
$N_{A_{0,09765625}}$	0 / 575	potencialele actuale lalele marie (0,09765625%)
$N_{A_{0,048828125}}$	2674 / 176	potencialele actuale lalele marie (0,048828125%)
$N_{A_{0,0244140625}}$	348 / 7120600	potencialele actuale lalele marie (0,0244140625%)
$N_{A_{0,01220703125}}$	1 / 5	potencialele actuale lalele marie (0,01220703125%)
$N_{A_{0,006103515625}}$	0 / 37	potencialele actuale lalele marie (0,006103515625%)
$N_{A_{0,0030517578125}}$	176 / 8060882	potencialele actuale lalele marie (0,0030517578125%)

1

[illegible]

(solve most or fundamente)

γ_q	1.5
------------	-----

γ_0	1.5
$M_{\text{red } \gamma}$	580 33748
γ_1	1.5
$M_{\text{red } \gamma}$	2074.175
γ_2	1.5
$M_{\text{red } \gamma}$	178 88690

3431.3095 *Microtus talpae* *talpae* (siqua + castela) (dorm)

7/25	2
------	---

[illegible][illegible]

տղան զսղանկան նշաններն

d 0 53 10978 distanza costante tensione sul tendino da bordo connesso (m)

14. *From previous* (1) 54,390,71 *Arbeitslohn* und *Gehälter* als *Gesamtbetrag* (in)

B' 1.0621945 1.06219458 Larghezza nodo longitudinale tra condutture (m)

0.53380326 TAMBORA MEX al fondo compuesto (latifondos)

Q₂ CAPACITA' PORTANTE (adibaccol)

$$\mathbb{F}_q[x_1, \dots, x_n]$$

ALLA RELAZIONE GEOTECNICA IN ALLEGATO, ANCHE SE PER UN EDIFICIO PREFABBRICATO SI È VALUTATO

44 1 6052774 can call me 3,3

q. 2.5714205 con coeff sig 1,4

N.B. Approccio 2: $(A1 + M1 + R)$

(tra fondazione e spicchio in c/c magro)
 Masso rifuso

The diagram shows a rectangular domain with a central square hole. The domain is divided into four quadrants by a horizontal line and a vertical line. The central square hole is labeled 'Hole'. The domain is labeled 'Domain'.

9.

319 715
1 5

 Spiega come ottieni una sequenza finita

70.

878,0724

 Coeff. parziale e le azioni permutano non viene

81.

847 208
1 5

 Spiega come ottieni affari (colli)

70.

1270 812

 Coeff. parziale e le azioni, variabile

[illegible]

1746 505 Force active total (daN)

† \mathcal{G} is the Galois group of the splitting field of χ over \mathbb{Q} .

VERIFICA	M_{max}/M_{Rmax}	1,49
VAL. MAX. COEFF. SIG. = 1,5		
VAL. MAX. COEFF. SIG. = 1,5		
1	1,49	1,49
2	1,49	1,49
3	1,49	1,49
4	1,49	1,49
5	1,49	1,49
6	1,49	1,49
7	1,49	1,49
8	1,49	1,49
9	1,49	1,49
10	1,49	1,49
11	1,49	1,49
12	1,49	1,49
13	1,49	1,49
14	1,49	1,49
15	1,49	1,49
16	1,49	1,49
17	1,49	1,49
18	1,49	1,49
19	1,49	1,49
20	1,49	1,49
21	1,49	1,49
22	1,49	1,49
23	1,49	1,49
24	1,49	1,49
25	1,49	1,49
26	1,49	1,49
27	1,49	1,49
28	1,49	1,49
29	1,49	1,49
30	1,49	1,49
31	1,49	1,49
32	1,49	1,49
33	1,49	1,49
34	1,49	1,49
35	1,49	1,49
36	1,49	1,49
37	1,49	1,49
38	1,49	1,49
39	1,49	1,49
40	1,49	1,49
41	1,49	1,49
42	1,49	1,49
43	1,49	1,49
44	1,49	1,49
45	1,49	1,49
46	1,49	1,49
47	1,49	1,49
48	1,49	1,49
49	1,49	1,49
50	1,49	1,49
51	1,49	1,49
52	1,49	1,49
53	1,49	1,49
54	1,49	1,49
55	1,49	1,49
56	1,49	1,49
57	1,49	1,49
58	1,49	1,49
59	1,49	1,49
60	1,49	1,49
61	1,49	1,49
62	1,49	1,49
63	1,49	1,49
64	1,49	1,49
65	1,49	1,49
66	1,49	1,49
67	1,49	1,49
68	1,49	1,49
69	1,49	1,49
70	1,49	1,49
71	1,49	1,49
72	1,49	1,49
73	1,49	1,49
74	1,49	1,49
75	1,49	1,49
76	1,49	1,49
77	1,49	1,49
78	1,49	1,49
79	1,49	1,49
80	1,49	1,49
81	1,49	1,49
82	1,49	1,49
83	1,49	1,49
84	1,49	1,49
85	1,49	1,49
86	1,49	1,49
87	1,49	1,49
88	1,49	1,49
89	1,49	1,49
90	1,49	1,49
91	1,49	1,49
92	1,49	1,49
93	1,49	1,49
94	1,49	1,49
95	1,49	1,49
96	1,49	1,49
97	1,49	1,49
98	1,49	1,49
99	1,49	1,49
100	1,49	1,49

0 00347206

N.B. Δ PHOSCKN is RA5441433

CAPACITA' PORTANTE muro tipo K

ϕ	Espressi in gradi 32.00	Espressi in radianti 0.5582
δ	15.99	0.2791 spazio e posto $\delta = 0.5 \phi$
θ	3.05	0.05322249
kh		0.0532728 $\beta_a \alpha_{max}/g$
γ	(daN/mc) 2000	
γ_w	(daN/mc) 1000	
B	(m) 1.05	con $L > B$
L	10	
D_1	(m) 1	
D_2	1	
α	0.000	
D_w	(m) 0	γ^* 1000
$T_{d,E}$	(daN) 1628	dir B σ^*_{zn} 1000
$T'_{d,E}$		dir L
$N_{d,E}$	(daN) 2750	
$M_{d,E}$	(daNm) 	dir B
M_{ort}	(daNm) 0	dir L
c	(daN/mq) 0	
	coesione non drenata	
B^*	1.190	(m)
L^*	10.000	(m)
i	inclinazione risultante 30.5102	0.534
$e_1 (M_{d,E}/N_{d,E})$	0.380	(m)
$e_2 (M_{s,L}/N_{s,L})$	0.000	(m)
e_{ort}	0	(m)
σ_{int}	0.12	(daN/cm2)

[illegible]

Q_{max}	4957.3 (daN)
Q_{lim/N_d	1.80
VERIFICATO	
q_d/σ_{max}	3.52
VERIFICATO	

Azioni stabilizzanti

W_{max}	1405.25	peso max stabilizator (kg)	S_{max}	1025.25	greutate max (kg)
T_{max}	0.9	Coeff partiale a la action permanenta totala	T_{max}	1.5	Coeff partiale a la action permanenta totala struct
Q_{max}	0.915	Gracosi raspandit C	Q	0.5	Gracosi raspandit C
M_{max}	1393.34775	momento stabilizator (kg·cm)	M_{max}	768.9375	momento stabilizator (kg·cm)
W_{max}	1021.25	peso max stabilizator (kg)	S_{max}	220.1513031	greutate max (kg)
T_{max}	0.9	Coeff partiale a la action permanenta totala	T_{max}	1.5	Coeff partiale a la action permanenta totala struct
Q_{max}	0.625	Gracosi raspandit C	Q	0.316000067	Gracosi raspandit C
M_{max}	589.078125	momento stabilizator (kg·cm)	M_{max}	107.4218075	momento stabilizator (kg·cm)
W_{max}	1200	peso max stabilizator (kg)	S_{max}	1307	greutate max (kg)
T_{max}	0.9	Coeff partiale a la action permanenta totala struct	T_{max}	1.5	Coeff partiale a la action permanenta totala struct
Q_{max}	1.35	Gracosi raspandit C	Q	0.915	Gracosi raspandit C
M_{max}	1458	momento stabilizator (kg·cm)	M_{max}	107.4218075	momento stabilizator (kg·cm)
W_{max}	630	peso max stabilizator (kg)	S_{max}	1307	greutate max (kg)
T_{max}	0.9	Coeff partiale a la action permanenta totala struct	T_{max}	1.5	Coeff partiale a la action permanenta totala struct
Q_{max}	1.35	Gracosi raspandit C	Q	0.915	Gracosi raspandit C
M_{max}	765.45	momento stabilizator (kg·cm)	M_{max}	107.4218075	momento stabilizator (kg·cm)
W_{max}	210	peso max stabilizator (kg)	S_{max}	1307	greutate max (kg)
T_{max}	0.9	Coeff partiale a la action permanenta totala struct	T_{max}	1.5	Coeff partiale a la action permanenta totala struct
Q_{max}	0.25	Gracosi raspandit C	Q	0.915	Gracosi raspandit C
M_{max}	70.875	momento stabilizator (kg·cm)	M_{max}	107.4218075	momento stabilizator (kg·cm)
W_{max}	500	peso max stabilizator (kg)	S_{max}	1307	greutate max (kg)
T_{max}	0.9	Coeff partiale a la action permanenta totala struct	T_{max}	1.5	Coeff partiale a la action permanenta totala struct
Q_{max}	0.35	Gracosi raspandit C	Q	0.915	Gracosi raspandit C
M_{max}	110.35	momento stabilizator (kg·cm)	M_{max}	107.4218075	momento stabilizator (kg·cm)
W_{max}	1580.35475	greutate max (kg)	S_{max}	1307	greutate max (kg)
T_{max}	0.9	Coeff partiale a la action permanenta totala struct	T_{max}	1.5	Coeff partiale a la action permanenta totala struct
Q_{max}	0.313333333	Gracosi raspandit C	Q	0.915	Gracosi raspandit C
M_{max}	304.256425	momento stabilizator (kg·cm)	M_{max}	107.4218075	momento stabilizator (kg·cm)
W_{max}	1514.425	greutate max (kg)	S_{max}	1307	greutate max (kg)
T_{max}	0.9	Coeff partiale a la action permanenta totala struct	T_{max}	1.5	Coeff partiale a la action permanenta totala struct
Q_{max}	0.316000067	Gracosi raspandit C	Q	0.915	Gracosi raspandit C
M_{max}	346.811125	momento stabilizator (kg·cm)	M_{max}	107.4218075	momento stabilizator (kg·cm)
W_{max}	25	greutate max (kg)	S_{max}	1307	greutate max (kg)
T_{max}	0.40503620	Coeff partiale a la action permanenta totala struct	T_{max}	1.5	Coeff partiale a la action permanenta totala struct
Q_{max}	109.519021	momento stabilizator (kg·cm)	Q	0.915	Gracosi raspandit C
T_{max}	0	Coeff partiale a la action permanenta totala struct	T_{max}	1.5	Coeff partiale a la action permanenta totala struct
Q_{max}	0.05	Gracosi raspandit C	Q	0.915	Gracosi raspandit C
M_{max}	0	momento stabilizator (kg·cm)	M_{max}	107.4218075	momento stabilizator (kg·cm)

(N. 13) In talda si ipotizza sia al di sotto della par del marciopiede
(per cui non si ha sollevato sul bocchetto)

VERIFICA	$M_{\text{testato}}/M_{\text{resist}}$	1.33
(in funzione di coeff. max = 1.5)		
VALUTAZIONE TIRO MICROPALE A PORTATA: COEFF. SIC. A 1.6		
(Si raccomanda un valore del coeff. di sic. non inferiore di 2 Claydon 1982)		
d	1.65	dimensione medio massima, livello che può essere tollerato (tab. 10)
V	0.00	$[M_{\text{testo}} \cdot (V \cdot d)] / M_{\text{resist}} = 1.5$

VERIFICA MENSUAL/MONTHLY 138

Azioni Ribaltate

S ₁₀₁₅	1026.25	Quarta mattina (10.00-12.00)
Z ₀₀₁	1	Classe esclusiva e le lezioni permanenti non tiene
d	0.5	Quattro ore rispetto al
M _{1012.9}		monumenti (architetture, dipinti)
L _{1012.101}	1307	Lezioni private (10.00-12.00)
L _{1012.102}	1000	Lezioni private (10.00-12.00)
F ₁₀₁₂	270.9	Lezioni private (10.00-12.00)
L _{1012.103}		Lezioni private (10.00-12.00)
Z ₀₀₂	2111.95	Lezioni private (10.00-12.00)
d ₁	1	Classe esclusiva e le lezioni permanenti non tiene
d ₂	1.3	Classe esclusiva e le lezioni permanenti non tiene
d ₃	0.275	Classe esclusiva e le lezioni permanenti non tiene
M _{1012.9}		monumenti (architetture, dipinti)
S ₁₀₁₆	225.751.2531	Quarta mattina (10.00-12.00)
Z ₀₀₂	1.5	Classe esclusiva e le lezioni permanenti non tiene
d ₁	0.316000001	Classe esclusiva e le lezioni permanenti non tiene
M _{1012.9}		monumenti (architetture, dipinti)

Azido/ stabilizanti

W_{total}	1462.5	peso totalizador (total)
Y_{tot}	0.8	Coefficiente de la función pertenencia total
μ_{total}	0.975	función de pertenencia
M_{total}	$\frac{1}{0.975} = 1.0256$	memoria totalizada (total)
W_{total}	1031.25	peso total (total)
Y_{tot}	0.8	Coefficiente de la función pertenencia total
μ_{total}	0.625	función de pertenencia
M_{total}	$\frac{1}{0.625} = 1.6$	memoria totalizada (total)
W_{total}	1500	peso totalizador (total)
Y_{tot}	0.8	Coefficiente de la función pertenencia total
μ_{total}	1.35	función de pertenencia
M_{total}	$\frac{1}{1.35} = 0.74$	memoria totalizada (total)
W_{total}	500	peso totalizador (total)
Y_{tot}	0.8	Coefficiente de la función pertenencia total
μ_{total}	1.35	función de pertenencia
M_{total}	$\frac{1}{1.35} = 0.74$	memoria totalizada (total)
W_{total}	315	peso totalizador (total)
Y_{tot}	0.8	Coefficiente de la función pertenencia total
μ_{total}	0.25	función de pertenencia
M_{total}	$\frac{1}{0.25} = 4$	memoria totalizada (total)
W_{total}	500	peso totalizador (total)
Y_{tot}	0.8	Coefficiente de la función pertenencia total
μ_{total}	0.25	función de pertenencia
M_{total}	$\frac{1}{0.25} = 4$	memoria totalizada (total)
S_{total}	1650.5475	peso totalizador (total)
Y_{tot}	0.8	Coefficiente de la función pertenencia total
μ_{total}	0.33333333	función de pertenencia
M_{total}	$\frac{1}{0.33333333} = 3$	memoria totalizada (total)
S_{total}	514.475	peso totalizador (total)
Y_{tot}	0.8	Coefficiente de la función pertenencia total
μ_{total}	0.33333333	función de pertenencia
M_{total}	$\frac{1}{0.33333333} = 3$	memoria totalizada (total)
S_{total}	26	peso totalizador (total)
Y_{tot}	0.46081305	Coefficiente de la función pertenencia total
μ_{total}	108.518025	función de pertenencia
M_{total}	$\frac{1}{108.518025} = 0.009215$	memoria totalizada (total)
S_{total}	0	peso totalizador (total)
Y_{tot}	0	Coefficiente de la función pertenencia total
μ_{total}	0	función de pertenencia
M_{total}	0	memoria totalizada (total)

(4) E la forte ripolizza sia al di sotto della par del mazzaprenda
per cui non si ha sottospinto sul pacchetto)

(alto mare di formazione)

AZIONI INSTABILIZZANTI	
Vol	1,3
Maggiore	660 4776
Vol	1,3
Maggiore	3144 7309
Vol	1,3
Maggiore	33 009078

3904.2424 momento totale ribaltante (acqua + sabbia) [daNm]

AZIONI STABILIZZANTI

γ_{02}	1
M_{0000}	1475 2375
γ_{03}	3
M_{0000}	544 63426
γ_{07}	1
M_{220000}	1620
γ_{09}	2
M_{000000}	850 5
γ_{10}	1
M_{000000}	78 75
γ_{12}	3
M_{000000}	125
γ_{13}	2
M_{000000}	560 28493
γ_{14}	3
M_{000000}	162 60125
γ_{16}	1
M_{000000}	71 487303

5678.0823 moneritiz totale stabiliză pârte (stabiliză)

T_{tot}	4	
W_{dms2}	1602.5	сумма амортизации (д.з.д.)
T_{dms}	4	
W_{dms1}	1031.20	сумма износа (д.з.д.)
$T_{\text{изн}}$	1	
$W_{\text{амортиз}}$	1200	сумма амортизации по всем видам (д.з.д.)
$T_{\text{изн2}}$	1	
$W_{\text{изн2}}$	630	сумма износа по всем видам (д.з.д.)
$T_{\text{изн1}}$	1	
$W_{\text{изн1}}$	315	сумма износа по всем видам (д.з.д.)
$T_{\text{изн3}}$	1	
$W_{\text{изн3}}$	600	сумма износа по всем видам (д.з.д.)
$T_{\text{изн4}}$	1	
$W_{\text{изн4}}$	2388.75	сумма износа по всем видам (д.з.д.)
Уплати	2,950.00	сумма платежей по всем видам (д.з.д.)

menù a volontà • portuoghese

© 1994-2000 Cambridge University Press. Printed in the United Kingdom. This book is registered with the Copyright Clearance Center (CCC), 222 Rosewood Drive, Danvers, MA 01923. Organizations in the USA who are also registered with CCC may therefore copy material (beyond the limits permitted by sections 107 and 108 of US copyright law) subject to payment to CCC of the per copy fee of \$05.00. This consent does not extend to multiple copying for promotional or commercial purposes. ISI Tear Sheet Service, 3501 Market Street, Philadelphia, PA 19104, USA, is authorized to supply single copies of separate articles for private use only. Organizations authorized by the Copyright Licensing Agency may also copy material subject to the usual conditions. For all other use, permission should be sought from Cambridge or the American Branch of Cambridge University Press.

ϕ_1	Fuori modello	0.30050012	accensione del motore a benzina (m)
β'	1.166618	1.17681177	Larghezza della fondazione da considerare (m)
σ		0.30838912	Tensione max. al fondo compresa del Verme
		0.23129034	Carica di fondazione (kg/cm ²)

Q ₂	CAPACITA' PORTANTE (N/CM ²)
	137
Q ₁	CAPACITA' PORTANTE (dati)

DALLA RELAZIONE GEOTECNICA IN ALLEGATO, ANCHE SE PER UN EDIFICIO PREFABBRICATO SI E' VALUTATO

q ₂	1,0062174 con coeff sig 2,3
q ₃	2,5714286 con coeff sig 1,4
14.13	Aproximació Z: (0,1+0,21+0,31)

14.13 Approximate $Z = (\Delta L + \beta \Delta T + \alpha \Delta T^2)$ VERIFICA A SCORRIMENTO (z t m di muro)

(tra fondazione e gestione in c/s. negro)

For $\forall \alpha$ all $\forall \alpha$

S_1	226.1514	Spiega dove deriva alla radice unita
T_{10}	1.3	Come cambia la T con l'aumentare della velocità
	293.9908	
S_2	1025.26	Spiega dove deriva alla radice unita
T_{10}	1.3	Come cambia la T con l'aumentare della velocità
	1832.825	

Forza resistente

W_{med}	1622.6	Grupa funcționarii statului
W_{11}	1	Coef. de corelație a înălțimii persoanei dintr-o grupă
	1462.6	
W_{med}	1031.25	Grupa funcționarilor statului
W_{11}	1	Coef. de corelație a înălțimii persoanelor dintr-o grupă
	1031.25	
W_{med}	850	Grupa salariaților statului
W_{11}	1	Coef. de corelație a înălțimii persoanelor dintr-o grupă
	830	
W_{med}	515	Grupa salariaților statului
W_{11}	1	Coef. de corelație a înălțimii persoanelor dintr-o grupă
	515	

№/23.01.018	10000	периодическая работа (по мере необходимости)
	1	

$V_{\text{пр}} = 0,11 \text{ м}^3/\text{с} = 0,11 \text{ м}^3/\text{мин}$	5000	скала выходяще изворна лава златна (супт?)
100	7	

5.11.14	1 (0) (2) (1) (1) (1)	Agente publico competente (do estado) (do f)
5.12	3 5	cond. paralelo = 10 az. ori permanentes non sum

5.1.2.1	594.425	Apakah sudah ada anggota kelas?
5.1.2.2	0	Class pertama nro actori performansi non sium

Uphit ₁₀₀ Ferra	2388,75	excesso acqua non usata (scarti)
162	1	Codif. parziale x no. unico permanente non attrib.

4°	25	Angolo di sterzo a cui girare in curva contro il tiro
lati 6	D 484038	Costituzione di sterzo
5°	102,5 10	vincolo marciapiede (dati)
700	0	Costi parziali e le azioni permanenti con vinco

1626.822 Forks active torali (daN)

¹ *coll. posuda di vetrore e ceramica* (1983)

2162.95 Forze resistenti totali (per attrito+spinta passiva+vincoli+spinta idrostatiche) (dott)

3425 Foreign resist 0122 609 page (dab)

D. Forse resterà ancora un po' di tempo visibile dai raggi solari

1 corso parziale di laurea in DLU per soggetti a carico (anziani) (M7)

2.162.84. Eredită susținută totală (doar)

GIA CONSIDERATO



C-FIX 1.15.0.3997
Versione database
2015.10.7.11.26
Data
26/11/2015

fischer 
innovative solutions

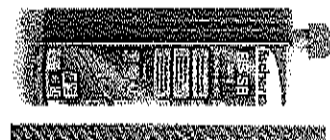
fischer italia S.R.L Unipersonale

Corso Stati Uniti, 25
35127 Padova
Telefono: +39 049 8 06 31 11
Fax: +39 049 8 06 34 01
engineering@fischeritalia.it
www.fischeritalia.it

Basi della progettazione

Ancorante

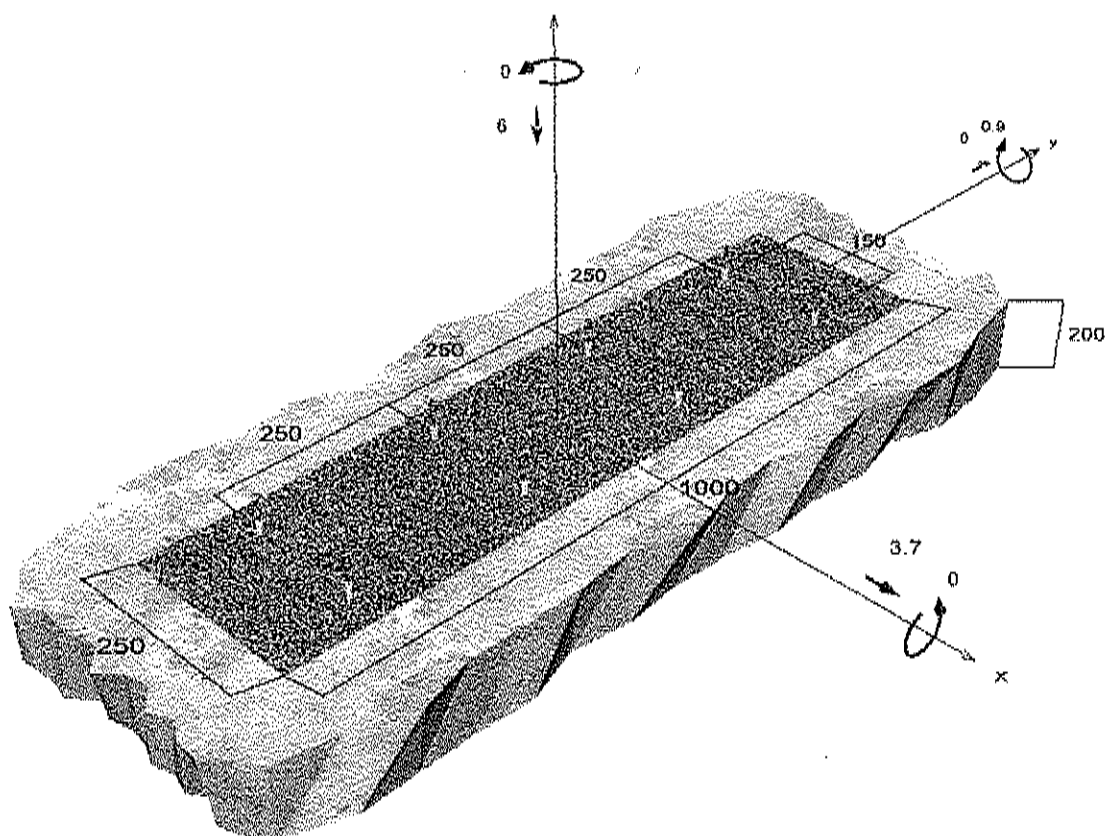
Sistema	fischer Sistema chimico Superbond
Ancorante chimico ad iniezione	FIS SB 390 S
Elemento di fissaggio	Barra ad aderenza migliorata Ø 10, Classe di resistenza $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$
Profondità di ancoraggio	150 mm
Dati di progetto	Specifiche del produttore



Geometria / Carichi

mm, kN, kNm

Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)



Non in scala

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alla conformità e attendibilità di tutti i documenti validi.



Dati di input

Metodo di progettazione	Metodo di calcolo ENSO per ancoranti chimici
Materiale di base	Calcestruzzo normale, C20/25, EN 206
Condizioni calcestruzzo	Fessurato, Foro asciutto
Range di temperatura	24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo
Armatura	nessuna armatura o armatura standard. Senza armatura di bordo
Metodo di foratura	Rotopercussione
Tipo di installazione	Installazione non passante
Tipo di carico	Statico

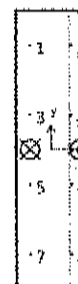
Carichi di progetto *)

N _{sd} kN	V _{sd,x} kN	V _{sd,y} kN	M _{sd,x} kNm	M _{sd,y} kNm	M _{T,sd} kNm
-6.00	3.70	0.00	0.00	0.90	0.00

*) I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono inclusi.

Forze risultanti sull'ancoraggio

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	0.36	0.46	0.46	0.00
2	0.00	0.46	0.46	0.00
3	0.36	0.46	0.46	0.00
4	0.00	0.46	0.46	0.00
5	0.36	0.46	0.46	0.00
6	0.00	0.46	0.46	0.00
7	0.36	0.46	0.46	0.00
8	0.00	0.46	0.46	0.00



Forza: ☒ Trazione ☐ Compressione

max. deformazione a compressione del calcestruzzo : 0.01 ‰
max. tensione di compressione del calcestruzzo : 0.3 N/mm²
Forza risultante di trazione : 1.46 kN, Coordinate x/y (-75 / 0)
Forza risultante di compressione : 7.46 kN, Coordinate x/y (106 / 0)

Resistenza di progetto a trazione

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β_N %
Rottura dell'acciaio *	0.36	24.67	1.5
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	0.36	18.85	1.9
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	1.46	117.58	1.2

* Ancorante più sfavorevole

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alla conformità e attendibilità di tutti i documenti validi.



Rottura dell'acciaio

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (N_{Rd,s})$$



$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} = 78.5 \text{ mm}^2 \cdot 440.0 \text{ N/mm}^2 = 34.54 \text{ kN}$$

Equazione (5.1)

$N_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ kN	N_{Sd} kN	$\beta_{N,s}$ %
34.54	1.40	24.67	0.36	1.5

Rottura combinata filamento e cono di calcestruzzo

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad (N_{Rd,p})$$



$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np}$$

Equazione (5.2)

$$N_{Rk,p} = 28.27 \text{ kN} \cdot \frac{45,369 \text{ mm}^2}{45,369 \text{ mm}^2} \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 = 28.27 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = \pi \cdot 10 \text{ mm} \cdot 150 \text{ mm} \cdot 6.0 \text{ N/mm}^2 = 28.27 \text{ kN}$$

Equazione (5.2a)

$$s_{cr,Np} = \min \left(20 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{Rk,accr}}{7.5} \right)^{0.5}; 3 \cdot h_{ef} \right)$$

Equazione (5.2c)

$$s_{cr,Np} = \min \left(20 \cdot 10 \text{ mm} \cdot \left(\frac{8.5 \text{ N/mm}^2}{7.5} \right)^{0.5}; 3 \cdot 150 \text{ mm} \right) = 213 \text{ mm}$$

$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} = \frac{213 \text{ mm}}{2} = 107 \text{ mm}$$

Equazione (5.2d)

$$\Psi_{s,Np} = \min \left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \right) = \min \left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{\infty}{107 \text{ mm}} \right) = 1.000 \leq 1$$

Equazione (5.2e)

$$\Psi_{g,Np} = \max \left(1; \Psi_{g,Np}^0 - \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot (\Psi_{g,Np}^0 - 1) \right) = 1.000 - \sqrt{\frac{0 \text{ mm}}{213 \text{ mm}}} \cdot (1.000 - 1) = 1.000 \geq 1$$

Equazione (5.2f)

$$\Psi_{g,Np}^0 = \max \left(1; \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot f_{ck,cube}} \right)^{1.5} \right)$$

Equazione (5.2g)

$$\Psi_{g,Np}^0 = \max \left(1; \sqrt{1} - (\sqrt{1} - 1) \cdot \left(\frac{10 \text{ mm} \cdot 6.0 \text{ N/mm}^2}{2.3 \cdot \sqrt{150 \text{ mm}} \cdot 25.0 \text{ N/mm}^2} \right)^{1.5} \right) = 1.000 \geq 1$$

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot c_{cr,Np}}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 1.000 \cdot 1.000 = 1.000 \leq 1$$

Equazione (5.2h)

$$\Psi_{ec,Npx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0 \text{ mm}}{213 \text{ mm}}} = 1.000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Npy} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0 \text{ mm}}{213 \text{ mm}}} = 1.000 \leq 1$$

$$\Psi_{re,Np} = 1.000$$

Equazione (5.2i)



$N_{Rk,p}$ kN	γ_{Me}	$N_{Rd,p}$ kN	N_{sd} kN	$\beta_{N,p}$ %
28.27	1.50	18.85	0.36	1.9

Rottura per formazione del cono di calcestruzzo

$$N_{sd} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Me}} \quad (N_{Rd,c})$$



$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N}$$

Equazione
(5.3)

$$N_{Rk,c} = 66.14 \text{ kN} \cdot \frac{540,000 \text{ mm}^2}{202,500 \text{ mm}^2} \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 = 176.36 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1.5} = 7.2 \cdot \sqrt{25.0 \text{ N/mm}^2} \cdot (150 \text{ mm})^{1.5} = 66.14 \text{ kN}$$

Equazione
(5.3a)

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{e}{c_{cr,N}}\right) = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{\infty}{225 \text{ mm}}\right) = 1.000 \leq 1$$

Equazione
(5.3c)

$$\Psi_{re,N} = 1.000$$

Equazione
(5.3d)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_n}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1.000 \cdot 1.000 = 1.000 \leq 1$$

Equazione
(5.3e)

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0 \text{ mm}}{450 \text{ mm}}} = 1.000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0 \text{ mm}}{450 \text{ mm}}} = 1.000 \leq 1$$

$N_{Rk,c}$ kN	γ_{Me}	$N_{Rd,c}$ kN	N_{sd} kN	$\beta_{N,c}$ %
176.36	1.50	117.58	1.46	1.2

Resistenza a taglio

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β_V %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	0.46	11.51	4.0
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	3.70	247.57	1.5

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio senza braccio di leva

$$V_{sd} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (V_{Rd,s})$$



$$V_{Rk,s} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{tk} = 0.5 \cdot 78.5 \text{ mm}^2 \cdot 440.0 \text{ N/mm}^2 = 17.27 \text{ kN}$$

Equazione (5.5)



$V_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$V_{Rd,s}$ kN	V_{sd} kN	β_{Vs} %
17.27	1.50	11.51	0.46	4.0

Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico

$$V_{sd} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,cp})$$



$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,p} = 2 \cdot 185.67 \text{ kN} = 371.35 \text{ kN}$$

Equazione
(5.7)

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np}$$

Equazione
(5.2)

$$N_{Rk,p} = 28.27 \text{ kN} \cdot \frac{309,276 \text{ mm}^2}{45,369 \text{ mm}^2} \cdot 1.000 \cdot 0.963 \cdot 1.000 \cdot 1.000 = 185.67 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = \pi \cdot 10 \text{ mm} \cdot 150 \text{ mm} \cdot 6.0 \text{ N/mm}^2 = 28.27 \text{ kN}$$

Equazione
(5.2a)

$$\Psi_{s,Np} = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}}\right) = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{\infty}{107 \text{ mm}}\right) = 1.000 \leq 1$$

Equazione
(5.2e)

$$\Psi_{g,Np} = \Psi_{g,Np}^0 - \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot (\Psi_{g,Np}^0 - 1)$$

Equazione
(5.2f)

$$\Psi_{g,Np} = 2.320 - \sqrt{\frac{225 \text{ mm}}{213 \text{ mm}}} \cdot (2.320 - 1) = 0.963 \geq 1$$

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot f_{ck,cube}}\right)^{1.5}$$

Equazione
(5.2g)

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{8} - (\sqrt{8} - 1) \cdot \left(\frac{10 \text{ mm} \cdot 6.0 \text{ N/mm}^2}{2.3 \cdot \sqrt{150 \text{ mm}} \cdot 25.0 \text{ N/mm}^2}\right)^{1.5} = 2.320 \geq 1$$

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2c_u}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 1.000 \cdot 1.000 = 1.000 \leq 1$$

Equazione
(5.2h)

$$\Psi_{re,Np} = 1.000$$

Equazione
(5.2i)

$V_{Rk,cp}$ kN	γ_{Ms}	$V_{Rd,cp}$ kN	V_{sd} kN	$\beta_{V,cp}$ %
371.35	1.50	247.57	3.70	1.5

Risultato dei carichi di trazione e taglio

Carichi di trazione	Utilizzo β_N %	Carichi di taglio	Utilizzo β_V %
Rottura dell'acciaio *	1.5	Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	4.0
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	1.9	Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	1.5
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	1.2		

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alla conformità e attendibilità di tutti i documenti validi.



* Ancorante più sfavorevole

Resistenza alla combinazione di trazione e taglio

$$\begin{aligned}\beta_N &= 0.02 \leq 1 \\ \beta_V &= 0.04 \leq 1 \\ \beta_N^{1.5} + \beta_V^{1.5} &= 0.00 \leq 1\end{aligned}$$



Verifica soddisfatta

Equazione
(5.9a)

Equazione
(5.9b)

Equazione
(5.10)

Osservazioni tecniche

Se la distanza dal bordo di un ancoraggio è minore della distanza dal bordo critica c_{cr} , N (metodo di progettazione A) è necessario prevedere un'armatura longitudinale con almeno $d = 6\text{mm}$ nel bordo dell'elemento nella zona di ancoraggio.

La trasmissione dei carichi dell'ancoraggio al supporto in calcestruzzo deve essere indicata per lo stato limite ultimo e lo stato limite di esercizio; a tal fine, le normali verifiche devono essere effettuate considerando le azioni introdotte dagli ancoraggi. Per tali verifiche saranno considerate le disposizioni aggiuntive del metodo di progettazione.



Dati di installazione

Ancorante

Sistema

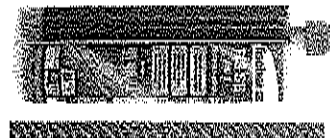
fischer Sistema chimico

Superbond

Ancorante chimico ad
iniezione

FIS SB 390 S (sono disponibili altri
formati della cartuccia)

Articolo 519450



Elemento di fissaggio

Barra ad aderenza migliorata $\varnothing 10$,
Classe di resistenza $f_{yk} \approx 400 \text{ N/mm}^2$

Accessorio

FIS MR

Articolo 96448

Dispenser FIS DM S

Articolo 511118

Pistola ad aria compressa ABS

Articolo 93286

Pistola ad aria compressa ($p \geq 6$
bar)

Fornito dal cliente

BSD 12

Articolo 1490

Adattatore SDS con filettatura
interna

Articolo 511961

Punta SDS Plus IV 12/150/210

Articolo 504145

Dettagli di installazione

Diametro della barra

$\varnothing 10$

Diametro del foro

$d_0 = 12 \text{ mm}$

Profondità di foratura

$h_1 = 150 \text{ mm}$

Profondità di ancoraggio

$h_{ef} = 150 \text{ mm}$

Metodo di foratura

Rotopercussione

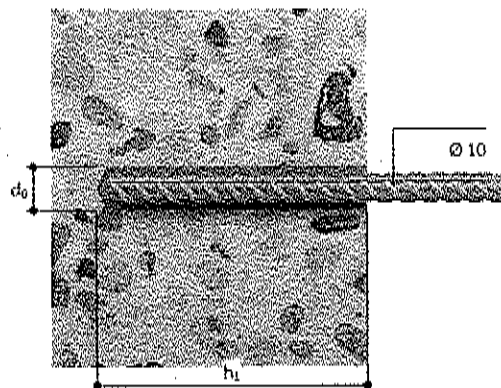
Pulizia del foro

Pulire con 2 soffiare,
2 spazzolate e 2 soffiare eseguite
con idonei pistola ad aria compressa
e scovolino

Tipo di installazione

Installazione non passante

Consumo di resina per foro 8 ml/4 Unità graduate





RESIST A TAGLIO E TRAZ. SINGOLO ANCORAGGIO TRA 1 2 MURI

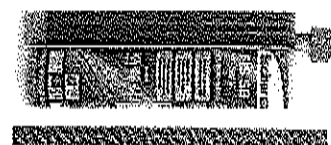
fischer italia S.R.L. Unipersonale

Corso Stati Uniti, 25
35127 Padova
Telefono: +39 049 8 06 31 11
Fax: +39 049 8 06 34 01
engineering@fischeritalia.it
www.fischeritalia.it

Basi della progettazione

Ancorante

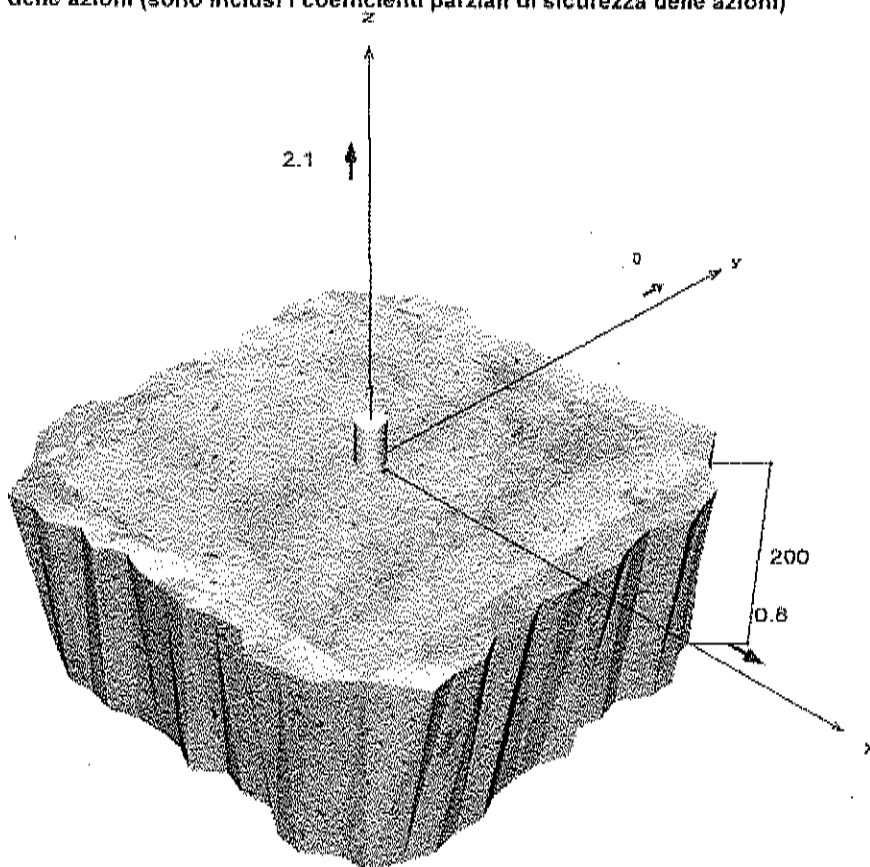
Sistema	fischer Sistema chimico Superbond
Ancorante chimico ad iniezione	FIS SB 390 S
Elemento di fissaggio	Barra ad aderenza migliorata $\varnothing 14$, Classe di resistenza $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$
Profondità di ancoraggio	150 mm
Dati di progetto	Progettazione dell'ancorante in Calcestruzzo secondo Benestare ETA-12/0258, Opzione 1, Validità: 26/06/2013 - 08/08/2017



Geometria / Carichi

mm, kN, kNm

Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)



Non in scala



Dati di Input

Metodo di progettazione ETAG 001, TR 029, Annex C, Method A
Materiale di base Calcestruzzo normale, C20/25, EN 206
Condizioni calcestruzzo Fessurato, Foro asciutto
Range di temperatura 24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo
Armatura nessuna armatura o armatura standard. Senza armatura di bordo
Metodo di foratura Rotopercussione
Tipo di installazione Installazione non passante
Tipo di carico Statico

Carichi di progetto *)

N _{sd} kN	V _{sd,x} kN	V _{sd,y} kN	M _{sd,x} kNm	M _{sd,y} kNm	M _{t,sd} kNm
2.10	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00

*) I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono inclusi.

Forze risultanti sull'ancoraggio

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	2.10	0.80	0.80	0.00

Resistenza di progetto a trazione

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β _N %
Rottura dell'acciaio *	2.10	48.40	4,3
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	2.10	26.39	8,0
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	2.10	44.09	4,8

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio

$$N_{sd} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (N_{Rd,s})$$

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{yk} = 154.0 \text{ mm}^2 \cdot 440.0 \text{ N/mm}^2 = 67.76 \text{ kN}$$

Equazione (5.1)

N _{Rk,s} kN	γ _{Ms}	N _{Rd,s} kN	N _{sd} kN	β _{N,s} %
67.76	1.40	48.40	2.10	4,3

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alla conformità e attendibilità di tutti i documenti validi.



Rottura combinata filamento e cono di calcestruzzo



$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad (N_{Rd,p})$$

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np} \quad \text{Equazione (5.2)}$$

$$N_{Rk,p} = 39.58 kN \cdot \frac{99,225 mm^2}{99,225 mm^2} \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 = 39.58 kN$$

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = \pi \cdot 14 mm \cdot 150 mm \cdot 6.0 N/mm^2 = 39.58 kN \quad \text{Equazione (5.2a)}$$

$$s_{cr,Np} = \min \left(20 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{Rk,uer}}{7.5} \right)^{0.5}; 3 \cdot h_{ef} \right) \quad \text{Equazione (5.2c)}$$

$$s_{cr,Np} = \min \left(20 \cdot 14 mm \cdot \left(\frac{9.5 N/mm^2}{7.5} \right)^{0.5}; 3 \cdot 150 mm \right) = 315 mm$$

$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} = \frac{315 mm}{2} = 158 mm \quad \text{Equazione (5.2d)}$$

$$\Psi_{s,Np} = \min \left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \right) = \min \left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{\infty}{158 mm} \right) = 1.000 \leq 1 \quad \text{Equazione (5.2e)}$$

$$\Psi_{g,Np} = \max \left(1; \Psi_{g,Np}^0 \cdot \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot (\Psi_{g,Np}^0 - 1) \right) = 1.000 \cdot \sqrt{\frac{0 mm}{315 mm}} \cdot (1.000 - 1) = 1.000 \geq 1 \quad \text{Equazione (5.2f)}$$

$$\Psi_{g,Np}^0 = \max \left(1; \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck,cube}}} \right)^{1.5} \right) \quad \text{Equazione (5.2g)}$$

$$\Psi_{g,Np}^0 = \max \left(1; \sqrt{1} - (\sqrt{1} - 1) \cdot \left(\frac{14 mm \cdot 6.0 N/mm^2}{2.3 \cdot \sqrt{150 mm \cdot 25.0 N/mm^2}} \right)^{1.5} \right) = 1.000 \geq 1$$

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2e_{cr}}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 1.000 \cdot 1.000 = 1.000 \leq 1 \quad \text{Equazione (5.2h)}$$

$$\Psi_{ec,Npx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0 mm}{315 mm}} = 1.000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Npy} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0 mm}{315 mm}} = 1.000 \leq 1$$

$$\Psi_{re,Np} = 1.000 \quad \text{Equazione (5.2i)}$$

$N_{Rk,p}$ kN	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ kN	N_{Sd} kN	$\beta_{N,p}$ %
39.58	1.50	26.39	2.10	8.0

Rottura per formazione del cono di calcestruzzo



$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (N_{Rd,c})$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \quad \text{Equazione (5.3)}$$

$$N_{Rk,c} = 66.14 kN \cdot \frac{202,500 mm^2}{202,500 mm^2} \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 = 66.14 kN$$

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alla conformità e attendibilità di tutti i documenti validi.



$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ek,cube}} \cdot h_{ef}^{1.5} = 7.2 \cdot \sqrt{25.0 N/mm^2} \cdot (150 mm)^{1.5} = 66.14 kN$$

Equazione (5.3a)

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{\infty}{225 mm}\right) = 1.000 \leq 1$$

Equazione (5.3c)

$$\Psi_{re,N} = 1.000$$

Equazione (5.3d)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot c_{cr,N}}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1.000 \cdot 1.000 = 1.000 \leq 1$$

Equazione (5.3e)

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0 mm}{450 mm}} = 1.000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0 mm}{450 mm}} = 1.000 \leq 1$$

$N_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ kN	N_{Sd} kN	$\beta_{N,c}$ %
66.14	1.50	44.09	2.10	4.8

Resistenza a taglio

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β_v %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	0.80	22.59	3.5
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	0.80	52.78	1.5

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio senza braccio di leva

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Mk}} \quad (V_{Rd,s})$$



$$V_{Rk,s} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{uk} = 0.5 \cdot 154.0 mm^2 \cdot 440.0 N/mm^2 = 33.88 kN$$

Equazione (5.5)

$V_{Rk,s}$ kN	γ_{Mk}	$V_{Rd,s}$ kN	V_{Sd} kN	β_{Vs} %
33.88	1.50	22.59	0.80	3.5

Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,cp})$$



$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,p} = 2 \cdot 39.58 kN = 79.17 kN$$

Equazione (5.7)

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np}$$

Equazione (5.2)

$$N_{Rk,p} = 39.58 kN \cdot \frac{99,225 mm^2}{99,225 mm^2} \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 = 39.58 kN$$

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alla conformità e attendibilità di tutti i documenti validi.



$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = \pi \cdot 14mm \cdot 150mm \cdot 6.0N/mm^2 = 39.58kN$$

Equazione (5.2a)

$$\Psi_{s,Np} = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}}\right) = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{\infty}{158mm}\right) = 1.000 \leq 1$$

Equazione (5.2e)

$$\Psi_{g,Np} = \max\left(1; \Psi_{g,Np}^0 - \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot (\Psi_{g,Np}^0 - 1)\right)$$

Equazione (5.2f)

$$\Psi_{g,Np} = \max\left(1; 1.000 - \sqrt{\frac{0mm}{315mm}} \cdot (1.000 - 1)\right) = 1.000 \geq 1$$

$$\Psi_{g,Np}^0 = \max\left(1; \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot f_{ck,cube}}\right)^{1.5}\right)$$

Equazione (5.2g)

$$\Psi_{g,Np}^0 = \max\left(1; \sqrt{1} - (\sqrt{1} - 1) \cdot \left(\frac{14mm \cdot 6.0N/mm^2}{2.3 \cdot \sqrt{150mm} \cdot 25.0N/mm^2}\right)^{1.5}\right) = 1.000 \geq 1$$

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2c_n}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npt} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 1.000 \cdot 1.000 = 1.000 \leq 1$$

Equazione (5.2h)

$$\Psi_{re,Np} = 1.000$$

Equazione (5.2i)


$V_{Rk,cp}$ kN	γ_{Me}	$V_{Rd,cp}$ kN	V_{sd} kN	$\beta_{V,cp}$ %
79.17	1.50	52.78	0.80	1.5

Risultato dei carichi di trazione e taglio

Carichi di trazione	Utilizzo β_N %	Carichi di taglio	Utilizzo β_V %
Rottura dell'acciaio *	4.3	Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	3.5
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	8.0	Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	1.5
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	4.8		

* Ancorante più sfavorevole

Resistenza alla combinazione di trazione e taglio

$\beta_N = 0.08 \leq 1$ $\beta_V = 0.04 \leq 1$ $\beta_N^{1.5} + \beta_V^{1.5} = 0.03 \leq 1$		<p>Verifica soddisfatta</p> <p style="text-align: right;">Equazione (5.9a)</p> <p style="text-align: right;">Equazione (5.9b)</p> <p style="text-align: right;">Equazione (5.10)</p>
---	---	--

Osservazioni tecniche

Se la distanza dal bordo di un ancoraggio è minore della distanza dal bordo critica c_{cr} , N (metodo di progettazione A) è necessario prevedere un'armatura longitudinale con almeno $d = 6mm$ nel bordo dell'elemento nella zona di ancoraggio.

La trasmissione dei carichi dell'ancoraggio al supporto in calcestruzzo deve essere indicata per lo stato limite ultimo e lo stato limite di esercizio; a tal fine, le normali verifiche devono essere effettuate considerando le azioni introdotte dagli ancoraggi. Per tali verifiche saranno considerate le disposizioni aggiuntive del metodo di progettazione.

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alla conformità e attendibilità di tutti i documenti validi.



Dati di installazione

Ancorante

Sistema

**fischer Sistema chimico
Superbond**

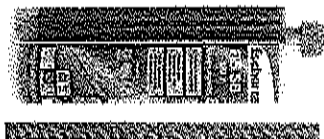
Ancorante chimico ad
iniezione

FIS SB 390 S (sono disponibili altri
formati della cartuccia)

Articolo 519450

Elemento di fissaggio

Barra ad aderenza migliorata Ø 14,
Classe di resistenza $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$



Accessorio

FIS MR

Articolo 96448

Dispenser FIS DM S

Articolo 511118

Pistola ad aria compressa ABS

Articolo 93286

Pistola ad aria compressa ($p \geq 6$
bar)

Fornito dal cliente

BSD 18

Articolo 1493

Adattatore SDS con filettatura
interna

Articolo 511961

Punta SDS Plus IV 18/200/250

Articolo 504162

Dettagli di installazione

Diametro della barra

Ø 14

Diametro del foro

$d_0 = 18 \text{ mm}$

Profondità di foratura

$h_1 = 150 \text{ mm}$

Profondità di ancoraggio

$h_{ar} = 150 \text{ mm}$

Metodo di foratura

Rotopercussione

Pulizia del foro

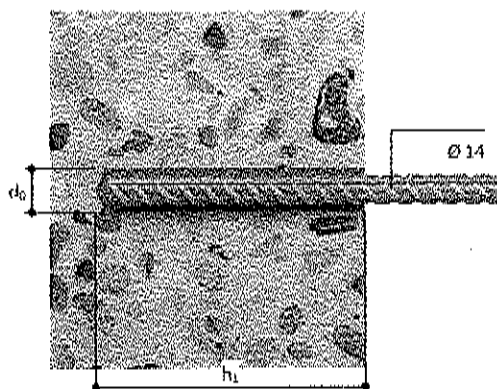
Pulire con 2 soffiate,
2 spazzolate e 2 soffiate eseguite
con idonei pistola ad aria compressa
e scovolino

Tipo di installazione

Installazione non passante

Consumo di resina per foro

18 ml/9 Unità graduate



7) Opere in legno e gabbionate

7/1 – Inquadramento dell'intervento

7/2 – Materiali

7/3 – Relazione geotecnica: caratteristiche del terreno

7/4 – Azioni agenti sulla struttura

7/5 – Verifiche progettuali

Numero da EN3502	Nome	Degrado biologico						Impregnabilità		Lunghezza albino cm
		Funghi (albino sempre cl.5)	Hydrolyses		Anobium		Termiti (albino sempre NR)			
		dur	dur	alb	dur	alb	dur	dur	alb	
Conifere										
2.1	Abete bianco	4	NR	NR	NR	NR	NR	2-3	2 v	x
2.7	Abete rosso	4	NR	NR	NR	NR	NR	3-4	3 v	x
2.6	Larice	3-4	R	NR	R	NR	NR	4	2 v	2+5
2.12	Pino nero	4 v	R	NR	R	NR	NR	4 v	1 v	>5
2.16	Pino silvestre	3-4	R	NR	R	NR	NR	3-4	1	2+10
2.17	Douglasia	3-4	R	NR	R	NR	NR	4	2-3	2+5
(*)	Cipresso	2	R	NR	R	NR	R	nd	nd	nd
Latifoglie										
3.22	Castagno	2	R	R	R	NR	MR	4	2	2+5
3.79	Pioppo	5	R	R	R	NR	MR	3 v	1 v	x

Si nota come il castagno abbia una buona durabilità (classe 2 = durabile x attacco fungino e classe R = resistente x attacco da insetti) ed una sufficiente impregnabilità (classe 2 vedi tabella classificazione dell'impregnabilità nella EN 350-2).

In conclusione nonostante la durabilità del castagno è necessario applicare comunque un trattamento preservante a causa di eventuali ristagni di umidità e della possibilità che non sia assicurato un rapido deflusso delle acque.

I trattamenti superficiali contro i funghi della carie hanno il solo effetto di ritardare l'attacco fungino ma sicuramente non rendono il legno immune dal degrado specie in ambienti molto umidi o a contatto col terreno.

Necessitano quindi trattamenti profondi (efficaci sia contro i funghi che contro gli insetti) realizzabili in autoclave per immersione mediante cicli di vuoto e pressione al termine dei quali si ottiene un materiale impregnato con le sostanze preservanti anche in profondità.

Qualora il trattamento venga fatto su legno fresco non ancora o poco fessurato, le fessure da ritiro che si apriranno dopo il trattamento risulteranno non protette e quindi ottimo luogo per l'insetto adulto per deporre le uova; il trattamento quindi deve essere ripetuto dopo l'apertura delle fessure proprio in corrispondenza di queste. Il trattamento ha comunque efficacia limitata nel tempo, pertanto ogni circa 10 anni dovrebbe essere ripetuto (seguendo comunque le istruzioni contenute nella documentazione accompagnatoria fornita dal produttore del preservante stesso).

In aggiunta si dovranno applicare strati di bitume liquido come impermeabilizzante (catramina) per la parte interrata dei pali.

Si consiglia infine di posizionare un cappuccio di protezione sulle teste dei pali per evitare ristagni e percolamenti di acqua all'interno delle stesse. In alternativa può essere adottato un sistema che favorisca la stessa funzione protettiva.

La presenza di un cappuccio protettivo permette una buona protezione e quindi durabilità della struttura.

L'assenza di una tale protezione riduce in maniera consistente la durabilità dell'opera.

7/3 – RELAZIONE GEOTECNICA: Caratteristiche del terreno

Si utilizzano i dati ricavati da 3 prove CPT realizzati dalla ditta Geolog srl non lontano dalla zona di intervento (si tenga presente inoltre che il terreno presenta una certa omogeneità per fasce parallele alla costa).

Tali prove hanno fornito i seguenti valori medi dei parametri geotecnici

MEDIA DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Prof.da m a m.	qc	qc/fs	$\gamma(t/mc)$	γ' (t/mc)	ϕ_m	ϕ_k	Cum (kpa)	Cuk (kpa)	Ed Kg/cm ²	Ey Kg/cm ²	Ni
0.00-1.20	101.6	45.2	1.89	1.99	35.21	33.16	--	--	203	98	0.30
1.20-5.60	51.3	42.2	1.84	1.93	32.0	31.2	--	--	118	98	0.30
5.60-6.80	30.5	35.7	1.81	1.89	25.5	24.5	48	38	91	73	0.35
6.80-9.60	35.7	42.0	1.82	1.91	33	30	--	--	100	98	0.30
9.60-12.00	8.1	19.8	1.69	1.77	18.5	17.5	36	33	52	46	0.40
12.00-15.20	8.1	17.0	1.69	1.77	18.0	17.3	37	35	52		

dove:

qc	= Resistenza alla punta misurata con il penetrometro (kg/cm ²)
qc/fs	= Rapporto resistenza alla punta e resistenza all'attrito laterale locale
γ o γ'	= Peso specifico secco e saturo (t/mc)
cum	= coesione non drenata media
ϕ_m	= Angolo di attrito interno (°) medio
Ed	= Modulo edometrico (caratteristico)
cuk	= coesione non drenata caratteristica
ϕ_k	= Angolo di attrito interno (°) caratteristico
Ni	= Coeff di Poisson

- Come coefficiente di spinta a riposo $K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 32^\circ = 0,47$
- Peso specifico sabbia satura = 2100 daN/mc
- Peso specifico sabbia non sommersa = 1800 daN/mc

Ai fini del calcolo si considera in generale: angolo di attrito $\phi = 32^\circ$;
coesione $c = 0$

7/4 – AZIONI AGENTI SULLA STRUTTURA

Si considerano 3 azioni elementari eventualmente presenti:

- Spinta da folla in sommità del palo in ambienti suscettibili di affollamento cat C3: $H_k = 300$ daN/m
- Pressione del vento preso cautelativamente pari a 100 daN/mq
- Spinta dell'acqua per il tratto di palo fuori dalla sabbia (circa 1m): $1000 \text{ daN/mc} \times 1 \text{ m} \times 1 \text{ m largh} / 2 = 500 \text{ daN}$ (applicato ad $H/3$ cioè a circa 33 cm dalla base).

L'azione comunque prevalente risulta quella caratterizzata dalla spinta dell'acqua.

5A) Verifica geotecnica opera di contenimento

Per valutare la resistenza totale alle azioni orizzontali dell'opera di contenimento (2 file di pali disposte parallelamente + gabbionata centrale) si opera in maniera approssimata nel seguente modo:

a) Viene dapprima calcolato il valore H_{lim} di un singolo palo infisso nella sabbia con la teoria di Broms.

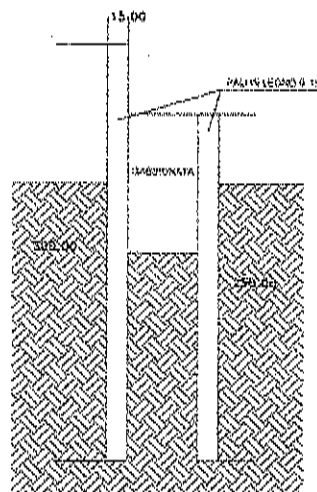
b) Conseguentemente viene valutato il comportamento del gruppo di pali appartenenti alla stessa fila (ΣH_{lim}).

c) Si considera la portata totale del gruppo di pali della fila parallela uguale a quello prima calcolato

d) Si sommano le due portate inserendo però un coefficiente di "efficienza di gruppo" < 1 .

e) Si stima infine la resistenza a scorrimento della gabbionata e si sommano i valori così trovati.

Lo schema della struttura è il seguente:



Si valuta il momento resistente della sezione di legno: $M_{yd} = f_{md} \times W_{el}$

con: $f_{md} = 131 \text{ daN/cm}^2$

$$W_{el} = \pi R^3 / 4 = 331,2 \text{ cm}^3$$

Si ha quindi $M_{yd} = 43387 \text{ daNcm}$ ($=433,87 \text{ daNm}$)

Il carico limite di un palo verticale sotto l'azione di una forza orizzontale come nel nostro caso viene valutato tramite la teoria di Broms.

Un palo immerso in un terreno omogeneo ha inizialmente le tensioni orizzontali sulla superficie laterale con distribuzione assialsimmetrica e quindi risultante nulla. Quindi le azioni che mi interessano sono quelle agenti sul palo al di sopra del p.d.c dato che sono le uniche che possono imprimere al palo una traslazione orizzontale all'interno del terreno e quindi generare tensioni tangenziali oltre che normali.

Si studiano 2 schemi limite e si prende quello che fornisce il valore più basso di H_{lim} (cioè il taglio limite orizzontale che un palo può sopportare).

1° Schema limite: palo libero di ruotare in testa in terreni incoerenti.

Il comportamento del palo può essere di tipo "corto" o "lungo".

Si ipotizza inizialmente un comportamento a palo "corto" e si verifica che $M_{max} < M_{yd}$. Se ciò avviene il palo è effettivamente corto ed il valore calcolato per H è corretto. Nel caso invece sia $M_{max} > M_{yd}$ il palo è lungo.

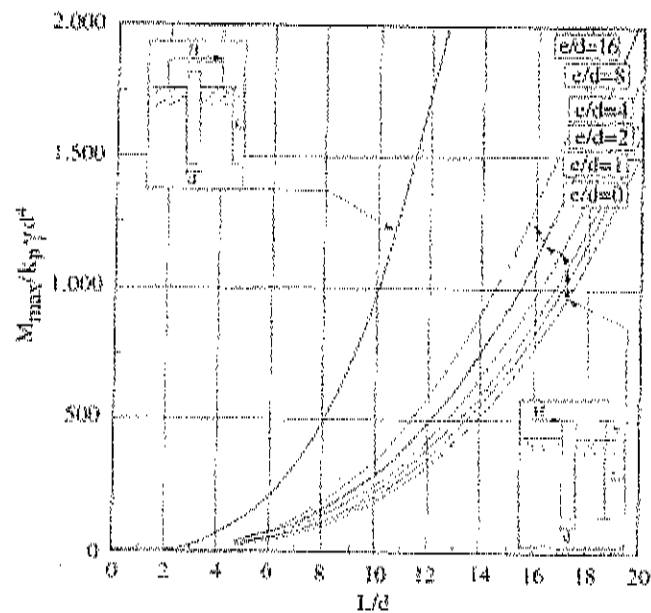
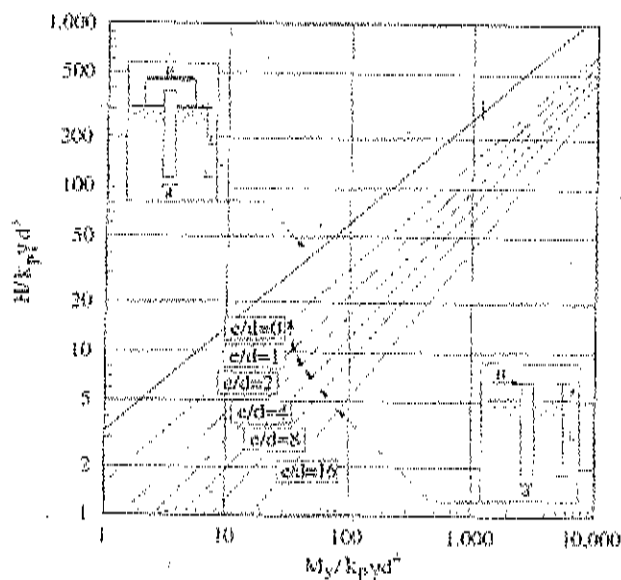


Fig. 13.31. Massimo momento flettente per pali corti, liberi o impediti di ruotare in testa, in terreni incoerenti



Valore limite di H per pali lunghi, liberi o impediti di ruotare in testa, in terreni incoerenti

Con:

L = lunghezza palo immerso nel terreno = 200 cm

d = diametro del palo = 15 cm

e = distanza del carico orizzontale dal p.d.c. = $100/3 = 33$ cm (carico idrostatico acqua)

K_p = coefficiente di spinta passiva = $\tan^2(\pi/4 + \phi/2) = 3.25$

$$\gamma = 1800 \text{ daN/mc}$$

$$L/d = 200/15 = 13$$

$$e/d = 33/15 = 2.2$$

Entrando nel diagramma per pali corti si ha: $M_{\max}/k_p \gamma d^4 = 375$ per cui $M_{\max} = 3.25 \times 1800 \text{ daN/mc} \times 0.15^4 \times 500 = 1480 \text{ daNm}$ cad palo

Essendo $M_{\max} > M_{yd}$ allora il comportamento è a palo lungo.

Si valuta il valore $M_{yd}/(k_p \gamma d^4)$, si entra nella tabella soprastante per $e/d = 100/15 = 7$ e si trova il valore di H_{lim} .

$$\text{Si ha: } 433.87 \text{ daNm} / (3.25 \times 1800 \times 0.15^4) = 146.5$$

$$\text{Di conseguenza: } H/(k_p \gamma d^3) = 16 \text{ e quindi } H_{lim} = 16 \times 3.25 \times 1800 \times 0.15^3 = 316 \text{ daN}$$

2° Schema limite: pali a rotazione in testa impedita in terreni incoerenti.

Si ipotizza inizialmente un comportamento a palo corto.

$$\text{Di conseguenza si ha: } H = 1.5 L^2 k_p \gamma d = 5265 \text{ daN}$$

Bisogna verificare poi che sia $M_{\max} < M_{yd}$

$$\text{Si ha: } M_{\max} = 2/3 H L = 7020 \text{ daNm}$$

Essendo $M_{\max} > M_{yd}$ ($= 433.87 \text{ daNm}$) il comportamento è a palo lungo.

Si valuta $M_{yd} / (k_p \gamma d^4)$ e si entra nel diagramma seguente

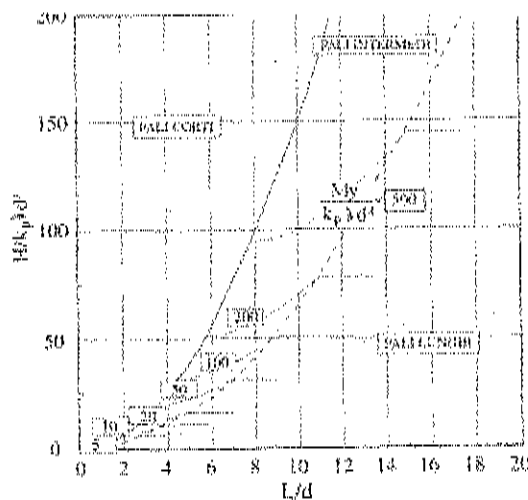


Fig. 1.1.34. Valore limite di H per pali intermedi, impediti di ruotare in testa, in terreni incoerenti.

Fig. 1.1.34. Valore limite di H per pali intermedi, impediti di ruotare in testa, in terreni incoerenti.

$$L/d = 200/15 = 13$$

$$M_{yd} / (k_p \gamma d^4) = 146.5$$

Risulta un comportamento a palo lungo (si formano 2 cerniere lungo il fusto del palo di cui una in sommità in corrispondenza dell'attacco alla gabbionata).

Si valuta così il valore di H_{lim} da una delle tabelle precedenti (tabella "Valore limite di H x pali lunghi o impediti di ruotare in testa).

$$\text{Essendo: } M_{yd} / (k_p \gamma d^4) = 146.5 \text{ si ha } H / (k_p \gamma d^3) = 80 \text{ e quindi } H_{lim} = 80 \times 3.25 \times 1800 \times 0.15^3 = 1579 \text{ daN}$$

Si considera quindi a favore di sicurezza un comportamento di palo libero in testa di ruotare (del resto più vicino al comportamento reale).

Riprendendo il valore di H_{lim} trovato nel 1° schema si ha:

$$H_{lim} = 316 \text{ daN}$$

Supponendo a favore di sicurezza una sola verticale indagata ($\xi = 1.7$) si ha:

$$H_{lim d} = 316 / (1.7 \times 1.3) = 143 \text{ daN cad}$$

Infine essendoci circa 6 pali/m $H_{lim d tot} = 6 \times 143 = 858 \text{ daN}$

Per quanto riguarda l'altra fila di pali essi hanno le stesse caratteristiche di quelli considerati ora per cui anche per loro vale: $H_{lim d} = 143 \text{ daN cad}$

Consideriamo però qui un effetto di gruppo ($= 0.5$) e così si avrà:

$$H_{lim d tot} = (858 \text{ daN} \times 2) \times 0.5 = 858 \text{ daN (portata totale orizzontale delle due file di pali ogni m)}$$

Si valuta ora la resistenza a scorrimento della gabbionata al ml.

Il peso della gabbionata al m di sviluppo longitudinale può essere stimato con: $0.5 \times 1 \times 1 \times 1400 \text{ daN/mc} = 700 \text{ daN}$

Quindi la forza di scorrimento resistente considerando a favore di sic un coeff di attrito $\mu = 0.5$ vale:

$$F_s = 700 \times 0.5 / 1.1 = 320 \text{ daN}$$

Per quanto riguarda la resistenza offerta dal terreno si valuta il valore netto della spinta passiva e spinta attiva: $k_p - k_a = \tan^2(\pi/4 + \phi/2) - \tan^2(\pi/4 - \phi/2) = 3.25 - 0.30 = 2.95$

Quindi la resistenza offerta dal terreno allo scorrimento della gabbionata è:

$$(1800 \times 0.5 \times (k_p - k_a) \times 0.5/2) / 1.1 = 603 \text{ daN}$$

La resistenza totale offerta dall'opera di contenimento al ml si può stimare con:

$$R_d = 858 + 320 + 603 = 1781 \text{ daN}$$

La sollecitazione totale dovuta alla spinta dell'acqua risulta invece: $1000 \times 1 \times 1 / 2 = 500 \text{ daN/m}$

Quindi $1.5 \times 500 = 750 \text{ daN (x 1 m di larghezza)}$

La verifica può risultare così soddisfatta.

Una verifica alternativa può essere quella di una verifica globale a blocco (vedi Fleming 1992).

Lo schema è rappresentato da:

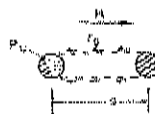


Figure S.4 Plan view of block failure under lateral load.

Il taglio limite sui lati del blocco di terreno può essere scritto come:

$$\tau_s = K \sigma'_v \tan \phi$$

Il coefficiente di spinta K varia tra K_0 e K_p .

La resistenza totale può quindi essere stimata con: $P_u = 2 K \sigma'_v \tan \phi s h / 2$
con:

$$K = (K_0 + K_p) / 2 = (0.47 + 3.25) / 2 = 1.86$$

$$\sigma'_v = 1100 \text{ daN/mc} \times 2 \text{ m} = 2200 \text{ daN/mq}$$

$$\tan \phi = \tan 32^\circ = 0.62$$

$$s = 15 + 50 \text{ cm} = 65 \text{ cm}$$

$$h = 200 \text{ cm}$$

$$\text{Quindi: } P_u = 3298 \text{ daN}$$

La verifica anche in questo caso risulta soddisfatta.

5B) Verifica strutturale dei pali

Il momento dovuto alla spinta dell'acqua vale: $1.5 \times 1000 \times 0.5 \times 0.5 / 2 \times 0.5/3 = 31.25 \text{ daNm}$ (ogni m di opera)

Il momento dovuto alla spinta da folla vale: $1.5 \times 300 \text{ daN/m} \times 1 \times 0.5 = 225 \text{ daNm}$ (ogni m di opera)

Quindi la tensione su un lembo del palo vale: $\sigma = M/W_{el} = (22500/6) / 331 \text{ cmc} = 11.33 \text{ daN/cm}^2$

La resistenza vale: $f_{md} = 131 \text{ daN/cm}^2$

La verifica risulta soddisfatta

Per quanto riguarda il taglio: $V = 1.5 \times 1000 \times 0.5 \times 0.5 / 2 = 187.5 \text{ daN}$ (da spinta acqua) per 1 m

$V = 1.5 \times 300 = 450 \text{ daN}$ (da spinta folla) per 1 m di opera

La tensione di progetto a taglio x sezioni circolari è:

$$\tau_d = 4/3 \times V_d/A = 4/3 \times (450/6) / 176.62 = 0.56 \text{ daN/cm}^2$$

La resistenza è: $f_{vd} = f_{vk} \times k_{mod}/1.5 = 40 \times 0.7/1.5 = 18.66 \text{ daN/cm}^2$

La verifica è quindi soddisfatta

N.B: sarà necessario posizionare una trave di coronamento che colleghi le teste dei pali tra loro al fine di permettere un comportamento di insieme in direzione ortogonale.