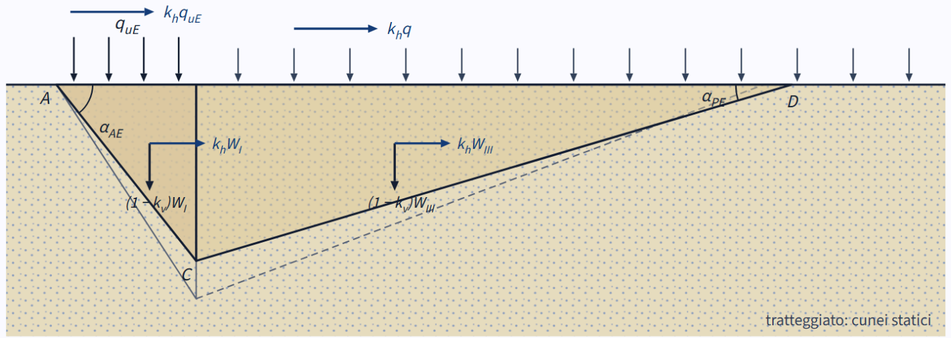
Presentazione didattica di geotecnica · Fondazioni

Capacità portante di una fondazione continua in condizioni sismiche

Lezione: dalle due cuneo di Coulomb di Richards, Elms e Budhu ai fattori di capacità portante statici, ai coefficienti di Mononobe–Okabe in condizioni sismiche e a quanto il sisma li riduce; un esempio di calcolo per ogni argomento.

- Due cunei di Coulomb
- $K_A \cdot K_P \cdot \alpha_A$
- Mononobe–Okabe
- $\theta = \tan^{-1} k_h/(1-k_v)$
- Effetto del sisma
- Esempi di calcolo



Introduzione

Che cosa si impara in questa lezione?

- Impostare il meccanismo di capacità portante di una fondazione continua **con due cunei di Coulomb** (attivo ABC, passivo BCD)
- **K_A, K_P, α_A, α_P** e, da questi, i coefficienti **N_q, N_γ, N_c** mediante espressioni in forma chiusa
- Assumere il sisma come forza **pseudostatica**: $\theta = \tan^{-1}[k_h/(1 - k_v)]$ e i coefficienti di **Mononobe–Okabe** K_{AE}, K_{PE}
- **Il carico limite in condizioni sismiche q_{uE}** e il suo rapporto rispetto al valore statico
- interpretare la sensibilità di k_h e k_v e il **limite $\theta \geq \varphi$**
- Ricavare la pressione ammissibile da q_{uE} e **verificare** la fondazione

SVOLGIMENTO DELLA LEZIONE

Ogni argomento è trattato in **tre passaggi**:

1 · **Teoria**: qual è la regola e perché è così?

2 · **Traccia**: dati e richiesto

3 · **Soluzione**: passo per passo, con i numeri

Fondazione di esempio, il modello con cui si apre il modulo: fondazione continua di 1.5 m di larghezza, D_f = 1 m, c = 30 kPa, φ' = 25°, γ = 17 kN/m³, k_h = 0.25.

Due cunei di Coulomb al posto della spirale logaritmica

TEORIA

Richards, Elms e Budhu (1993) proposero per una fondazione continua una teoria **applicabile anche al carico sismico**. Al posto della spirale logaritmica di Terzaghi o di Meyerhof, utilizza una superficie di rottura semplice costituita da **due cunei di Coulomb**; pertanto ogni coefficiente si ottiene **in forma chiusa**.

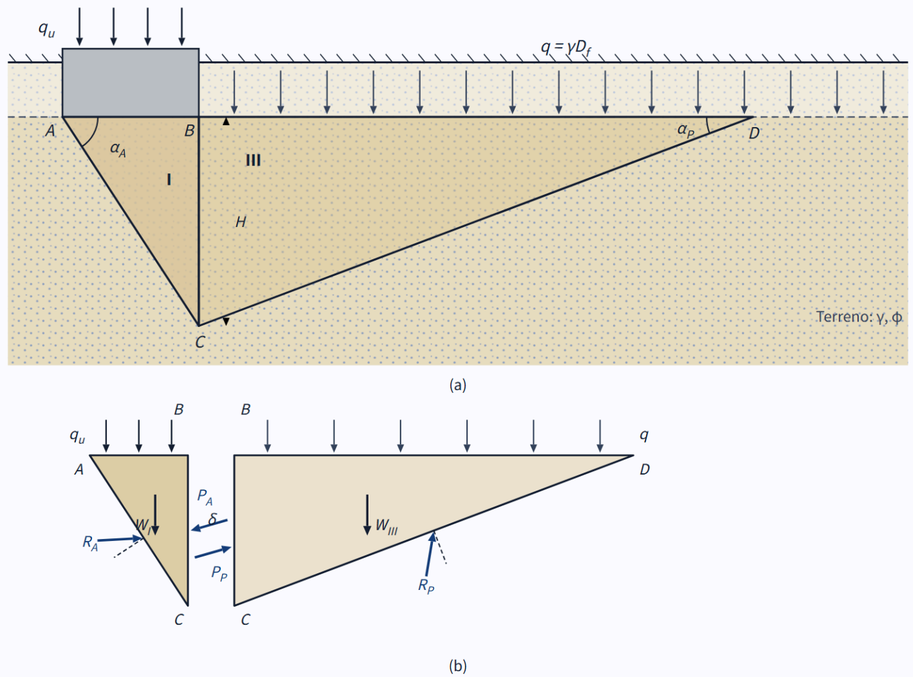
Fondazione continua, larghezza B, profondità D_f; il terreno sopra il piano di posa agisce solo come sovraccarico $q = \gamma D_f$.

terreno c–φ, $\varphi > 0$; assenza di falda freatica nella zona di rottura.

Forza di massa pseudostatica sismica: i coefficienti orizzontale e verticale k_h, k_v agiscono sui cunei e sui carichi.

Attrito terra-muro $\delta = \varphi/2$ sull'interfaccia verticale tra i due cunei (raccomandazione degli autori).

Il cuneo **attivo** (ABC) sotto la fondazione e quello **passivo** (BCD) a lato; i due si incontrano sulla faccia BC (altezza H).



Angoli del cuneo e coefficienti di Coulomb

TEORIA

Le inclinazioni dei cunei αA e αP sono gli angoli dei **cunei critici di Coulomb** (misurati rispetto all'orizzontale):

$$\alpha_A = \varphi + \tan^{-1}\left\{\frac{[\tan\varphi(\tan\varphi+\cot\varphi)(1+\tan\delta\cot\varphi)]^{0.5}-\tan\varphi}{1+\tan\delta(\tan\varphi+\cot\varphi)}\right\}$$

$$\alpha_P = -\varphi + \tan^{-1}\left\{\frac{[\tan\varphi(\tan\varphi+\cot\varphi)(1+\tan\delta\cot\varphi)]^{0.5}+\tan\varphi}{1+\tan\delta(\tan\varphi+\cot\varphi)}\right\}$$

Le componenti orizzontali delle forze di Coulomb si scrivono con i seguenti coefficienti:

$$K_A = \frac{\cos^2\varphi}{\cos\delta\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin\varphi}{\cos\delta}}\right]^2} \qquad K_P = \frac{\cos^2\varphi}{\cos\delta\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin\varphi}{\cos\delta}}\right]^2}$$

NOTAZIONI

δ = φ/2: attrito terra-muro tra i cunei

α_A: angolo del piano inclinato AC rispetto all'orizzontale

α_P: angolo del piano inclinato CD rispetto all'orizzontale

P_A, P_P: forze di Coulomb sulla faccia BC

R_A, R_P: risultanti sui piani inclinati

W_I, W_{III}: pesi dei cunei

Traccia

ESEMPIO

Dati

Terreno	$\varphi' = 25°$ **(il modello con cui si apre il modulo)**
Attrito terra-muro	$\delta = \varphi/2 = 12.5°$

RICHIESTO

Determinare i coefficienti **K_A, K_P** e gli angoli dei cunei **α_A, α_P**.

Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 Termine comune sotto radice (sin 37.5° = 0.6088; sin 25° = 0.4226; cos 12.5° = 0.9763)

$$\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin\varphi}{\cos\delta}} = \sqrt{\frac{0.6088\cdot 0.4226}{0.9763}} = \mathbf{0.5133}$$

2 K_A e K_P ($\cos^2 25° = 0.8214$)

$$K_A = \frac{0.8214}{0.9763(1+0.5133)^2} = \mathbf{0.3674} \qquad K_P = \frac{0.8214}{0.9763(1-0.5133)^2} = \mathbf{3.5524}$$

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

3 Termine sotto radice (tan φ = 0.4663; cot φ = 2.1445; tan δ = 0.2217)

$$[\tan\varphi(\tan\varphi+\cot\varphi)(1+\tan\delta\cot\varphi)]^{0.5}=[0.4663(2.6108)(1.4754)]^{0.5}=1.3402$$

$$1+\tan\delta(\tan\varphi+\cot\varphi)=1.5788$$

4 Angoli del cuneo

$$\alpha_A=25^\circ+\tan^{-1}\frac{1.3402-0.4663}{1.5788}=25^\circ+28.97^\circ=\mathbf{53.97}^\circ$$

$$\alpha_P=-25^\circ+\tan^{-1}\frac{1.3402+0.4663}{1.5788}=-25^\circ+48.85^\circ=\mathbf{23.85}^\circ$$

Il cuneo attivo è ripido (α_A = 53.97°), il cuneo passivo è inclinato (α_P = 23.85°). Altezza del cuneo H = B tan α_A = 1.5 × 1.375 = **2.06 m**.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Equilibrio orizzontale sul paramento BC

TEORIA

Si consideri solo il sovraccarico (φ ≠ 0, γ = 0, q ≠ 0); sia q'_u la pressione sulla fondazione. Sulla faccia BC le forze orizzontali sono in equilibrio:

$$P_A \cos\delta = P_P \cos\delta$$

Con sovraccarico uniforme ogni forza è coefficiente di spinta × sovraccarico × H: q'_u sul lato attivo, q sul lato passivo:

$$P_A \cos\delta = q'_u K_A H \qquad P_P \cos\delta = q\, K_P H$$

Uguagliando le due espressioni, H si semplifica e **N_q** diventa il rapporto dei due coefficienti di Coulomb:

$$q'_u = q\,\frac{K_P}{K_A} = q\,N_q \qquad N_q = \frac{K_P}{K_A}$$

NEDEN ORAN?

Il cuneo attivo al di sotto della fondazione spinge lateralmente il cuneo passivo adiacente. Entrambi i lati si oppongono l'uno all'altro alla stessa altezza H e con lo stesso δ; pertanto l'equilibrio è determinato soltanto dal **rapporto** delle due resistenze del terreno.

Il peso dei cunei entra tramite H = B tan α_A

TEORIA

Si consideri ora solo il peso (φ ≠ 0, γ ≠ 0, q = 0); la pressione sul piano di posa è q''_u. Sul lato attivo il peso si sovrappone come un sovraccarico, sul lato passivo agisce solo il peso:

$$P_A \cos\delta = q''_u H K_A + \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_A \qquad P_P \cos\delta = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_P$$

Uguagliando:

$$q''_u = \tfrac{1}{2}\gamma H \left(\frac{K_P}{K_A} - 1\right)$$

L'altezza del paramento deriva dal cuneo attivo, H = B tan α_A; si ottiene così **N_γ**:

$$q''_u = \tfrac{1}{2}\gamma B\, N_\gamma \qquad N_\gamma = \tan\alpha_A \left(\frac{K_P}{K_A} - 1\right)$$

COMMENTO

N_γ dipende dalla profondità del cuneo: il fattore **tan α_A** indica quanto è ripido il cuneo. Un cuneo ripido (α_A grande) si estende più in profondità e il termine di peso proprio aumenta.

Sovrapposizione e N_c

TEORIA

I termini del sovraccarico e del peso si sommano (sovrapposizione):

$$q_u = q'_u + q''_u = q\,N_q + \tfrac{1}{2}\gamma B\,N_\gamma$$

Per la coesione con φ = 0, l'analisi a cuneo di Coulomb fornisce $N_c = 6$; per brevità gli autori utilizzano la relazione nota:

$$N_c = (N_q - 1)\cot\varphi \qquad q_u = c\,N_c + q\,N_q + \tfrac{1}{2}\gamma B\,N_\gamma$$

Questo valore **statico** è la capacità portante di questi due cunei; è **diverso** dai coefficienti di tipo Prandtl di Terzaghi, Meyerhof, Hansen o Vesic (φ = 25°: N_q = 9.67; Prandtl–Reissner 10.66).

La capacità portante in condizioni sismiche si ottiene **riducendo** questo valore; il modulo presenta entrambi affiancati.

COEFFICIENTI STATICI (δ = φ/2)

φ′	δ	α_A	N_q	N_γ	N_c
5	2.5	42.22	1.53	0.49	6.11
10	5.0	45.19	2.37	1.38	7.77
15	7.5	48.13	3.70	3.02	10.09
20	10.0	51.06	5.90	6.06	13.46
25	12.5	53.97	9.67	11.92	18.59
30	15.0	56.86	16.51	23.76	26.86
35	17.5	59.74	29.89	49.52	41.26
40	20.0	62.60	59.03	111.96	69.16
45	22.5	65.45	133.87	290.89	132.87

Traccia

ESEMPIO

Dati

Fondazione	**continua (a striscia), B = 1.5 m, profondità del piano di posa D_f = 1.0 m**
Terreno	$c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$
Peso dell'unità di volume	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$**; falda freatica assente nella zona di rottura**
Esempio precedente	$K_A = 0.3674,\ K_P = 3.5524,\ \alpha_A = 53.97^\circ$

RICHIESTO

Determinare i valori di **N_q, N_γ, N_c** e il valore statico di **q_u**.

Soluzione

SOLUZIONE

1 Fattori di capacità portante (tan 53.97° = 1.3748)

$$N_q = \frac{K_P}{K_A} = \frac{3.5524}{0.3674} = \mathbf{9.67} \qquad N_c = \frac{9.67 - 1}{0.4663} = \mathbf{18.59}$$

$$N_\gamma = 1.3748(9.67 - 1) = \mathbf{11.92}$$

2 Capacità portante statica (q = γ D_f = 17 kPa)

$$q_u = 30(18.59) + 17(9.67) + \tfrac{1}{2}(17)(1.5)(11.92)$$
$$= 557.8 + 164.4 + 152.0 = \mathbf{874.14}\ \mathrm{kPa}$$

Capacità portante statica **874.14 kPa**; termine di coesione 64%, sovraccarico 19%, peso proprio 17%. Il sisma ridurrà questo valore (sezione successiva).

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Angolo θ e coefficienti di Mononobe–Okabe

TEORIA

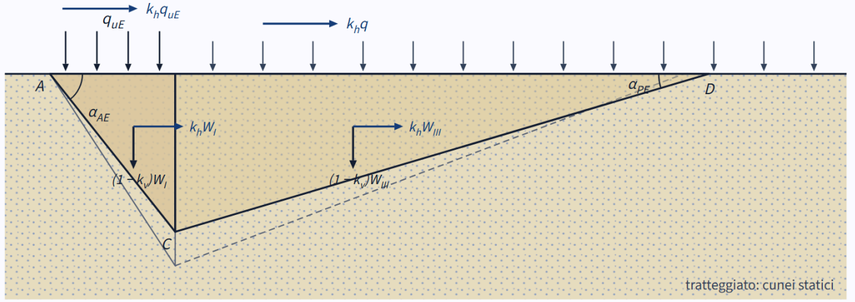
In condizioni sismiche gli stessi due cunei sono risolti **con forze d'inerzia pseudostatiche**. La risultante del peso e della forza d'inerzia è inclinata di θ rispetto alla verticale; i cunei si calcolano con α = φ − θ invece di φ:

$$\theta = \tan^{-1}\frac{k_h}{1-k_v} \qquad \alpha = \varphi - \theta$$

I coefficienti di Coulomb diventano i coefficienti di **Mononobe–Okabe**:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos\theta\cos(\delta+\theta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\theta)}{\cos(\delta+\theta)}}\right]^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos\theta\cos(\delta+\theta)\left[1-\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\theta)}{\cos(\delta+\theta)}}\right]^2}$$



Per θ = 0 ciascuna espressione sismica si riduce alla sua forma statica: $K_{AE} = K_A$, $K_{PE} = K_P$.

All'aumentare dell'accelerazione orizzontale α diminuisce: i cunei si appiattiscono, il meccanismo diventa più superficiale.

Traccia

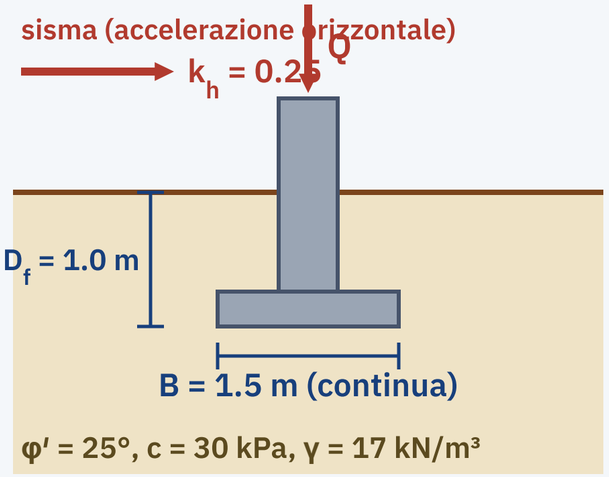
ESEMPIO

Dati

Fondazione	**continua (a striscia), B = 1.5 m, profondità del piano di posa D_f = 1.0 m**
Terreno	$c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$
Peso dell'unità di volume	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$**; falda freatica assente nella zona di rottura**
Sisma	**k_h = 0.25; k_v = 0**
Attrito terra-muro	$\delta = 12.5^\circ$

RICHIESTO

θ, α = φ − θ e i valori di **K_{AE}, K_{PE}**: determinarli.



Soluzione

SOLUZIONE

1 L'angolo di inclinazione e il termine sotto radice (sin 37.5° = 0.6088; sin α = 0.1901; cos(δ + θ) = cos 26.54° = 0.8945)

$$\theta = \tan^{-1}\frac{0.25}{1-0} = \mathbf{14.04}^\circ \qquad \alpha = \varphi - \theta = 10.96^\circ$$

$$\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin\alpha}{\cos(\delta+\theta)}} = \sqrt{\frac{0.6088\cdot 0.1902}{0.8947}} = \mathbf{0.3597}$$

2 K_{AE} e K_{PE} ($\cos^2\alpha = 0.9638$; $\cos\theta = 0.9701$)

$$K_{AE} = \frac{0.9638}{0.9701(0.8947)(1+0.3597)^2} = \mathbf{0.6006}$$

$$K_{PE} = \frac{0.9638}{0.9701(0.8947)(1-0.3597)^2} = \mathbf{2.7089}$$

Il sisma **aumenta** K_A da 0.367 → 0.601 e **riduce** K_P da 3.552 → 2.709.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Angoli del cuneo, coefficienti e q_{uE}

TEORIA

$$\alpha_{AE} = \alpha + \tan^{-1}\left\{\frac{\sqrt{(1+\tan^2\alpha)\,[1+\tan(\delta+\theta)\cot\alpha]} - \tan\alpha}{1+\tan(\delta+\theta)(\tan\alpha+\cot\alpha)}\right\}$$

$$\alpha_{PE} = -\alpha + \tan^{-1}\left\{\frac{\sqrt{(1+\tan^2\alpha)\,[1+\tan(\delta-\theta)\cot\alpha]} + \tan\alpha}{1+\tan(\delta+\theta)(\tan\alpha+\cot\alpha)}\right\}$$

Poiché l'equilibrio è lo stesso, i coefficienti mantengono la stessa forma:

$$N_{qE} = \frac{K_{PE}}{K_{AE}} \qquad N_{\gamma E} = \tan\alpha_{AE}\left(\frac{K_{PE}}{K_{AE}} - 1\right) \qquad N_{cE} \approx (N_{qE}-1)\cot\varphi$$

$$q_{uE} = c\,N_{cE} + q\,N_{qE} + \tfrac{1}{2}\gamma B\,N_{\gamma E}$$

NOTA

Per N_{cE} la relazione statica viene **estesa** al caso sismico (gli autori formulano la teoria per terreno granulare). Per c > 0 il modulo segnala tale ipotesi e fornisce la sensibilità per c = 0.

Traccia

ESEMPIO

Dati

Fondazione	**continua (a striscia), B = 1.5 m, profondità del piano di posa D_f = 1.0 m**
Terreno	$c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$
Peso dell'unità di volume	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$**; falda freatica assente nella zona di rottura**
Sisma	**k_h = 0.25; k_v = 0**
Esempio precedente	$\theta = 14.04^\circ,\ K_{AE} = 0.6006,\ K_{PE} = 2.7089$

RICHIESTO

Determinare **α_{AE}, N_{qE}, $N_{\gamma E}$, N_{cE}** e i loro rapporti rispetto ai coefficienti statici.

Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 α = 10.96°: tan α = 0.1937, cot α = 5.1620, tan(δ + θ) = tan 26.54° = 0.4994

$$\sqrt{(1+\tan^2\alpha)(1+\tan(\delta+\theta)\cot\alpha)} = \sqrt{1.0375(3.5777)} = 1.9267$$

$$1+\tan(\delta+\theta)(\tan\alpha+\cot\alpha) = 3.6745$$

2 Angolo del cuneo sismico (statico α_A = 53.97°)

$$\alpha_{AE} = 10.96^\circ + \tan^{-1}\frac{1.9267-0.1937}{3.6745} = 10.96^\circ + 25.25^\circ = \mathbf{36.21}^\circ$$

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

3 Coefficienti di capacità portante in condizioni sismiche (tan α_{AE} = 0.7322)

$$N_{qE} = \frac{2.7089}{0.6006} = \mathbf{4.51} \qquad N_{\gamma E} = 0.7322(4.51 - 1) = \mathbf{2.57} \qquad N_{cE} = \frac{4.51 - 1}{0.4663} = \mathbf{7.53}$$

	N_q	N_γ	N_c
statico	9.67	11.92	18.59
sisma (k_h = 0.25)	4.51	2.57	7.53
rapporto	**0.466**	**0.216**	**0.405**

Il sisma **riduce soprattutto** il termine di peso proprio ($N_{\gamma E}$ è solo il 22% del valore statico); N_{qE} e N_{cE} ne conservano circa la metà.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Traccia

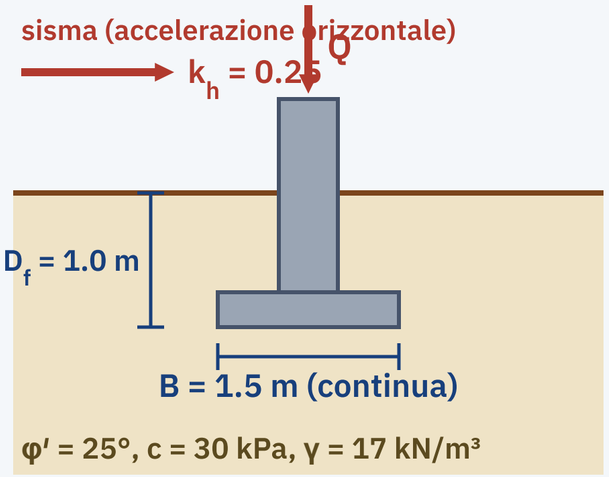
ESEMPIO

Dati

Fondazione	**continua (a striscia), B = 1.5 m, profondità del piano di posa D_f = 1.0 m**
Terreno	$c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25°$
Peso dell'unità di volume	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$**; falda freatica assente nella zona di rottura**
Sisma	**k_h = 0.25; k_v = 0**
Sicurezza	**FS = 3**

RICHIESTO

q_{uE}, il suo rapporto rispetto alla q_u statica, la **q_{all}** lorda e netta e il carico ammissibile **Q_{all}** (per unità di lunghezza).



Soluzione

SOLUZIONE

1 Capacità portante in condizioni sismiche (q = 17 kPa)

$$q_{uE} = 30(7.53) + 17(4.51) + \tfrac{1}{2}(17)(1.5)(2.57)$$
$$= 225.83 + 76.67 + 32.77 = \mathbf{335.28}\ \text{kPa}$$

2 Pressione e carico ammissibili

$$q_{all,g} = \frac{335.28}{3} = \mathbf{111.76}\ \text{kPa} \qquad q_{all,n} = \frac{335.28 - 17}{3} = 106.09\ \text{kPa}$$

$$Q_{all} = q_{all,g}\, B = 111.76(1.5) = \mathbf{167.6}\ \text{kN/m}$$

Il sisma riduce la capacità portante da **874.14 kPa** a **335.28 kPa**, cioè al **38%** del valore statico (il modulo fornisce accanto anche la q_u statica). Le pressioni ammissibili si ricavano da q_{uE}.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Quanto riduce il sisma e dove è il limite?

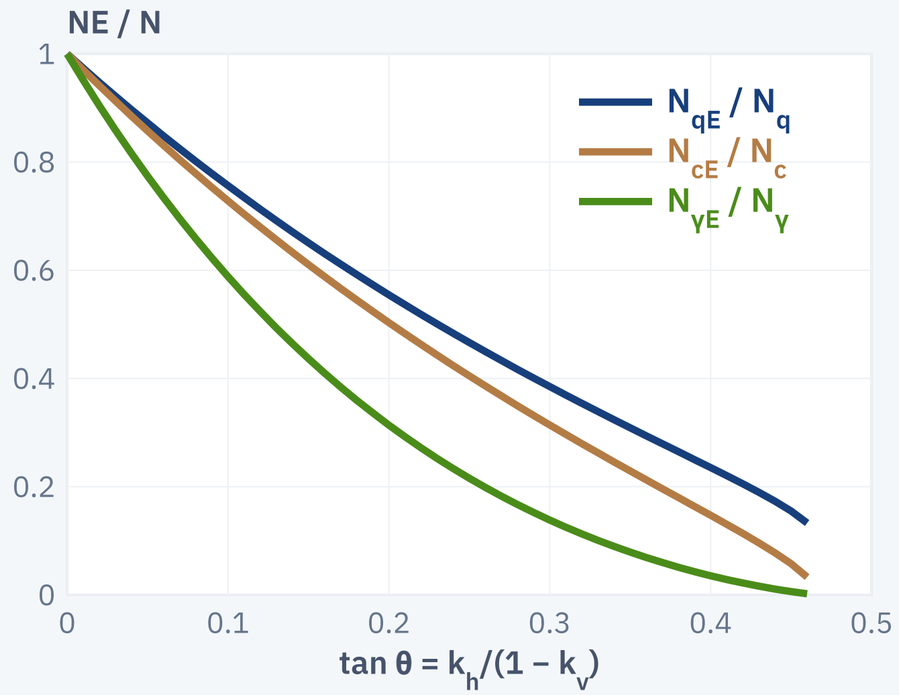
TEORIA

Le riduzioni della fonte sono fornite mediante gli abachi di Richards et al. (1993); la pagina le traccia a partire dalle espressioni in forma chiusa (a lato). **Il termine di peso proprio è quello che diminuisce di più**: per tan θ = 0.2, $N_{\gamma E}$ vale circa un terzo del valore statico; N_{qE} e N_{cE} restano circa la metà.

Quando θ → φ, α = φ − θ → 0: il cuneo attivo si appiattisce e tutti e tre i coefficienti tendono a zero; il terreno attritivo non ha più riserva di resistenza nei confronti dell'accelerazione orizzontale.

La teoria è valida solo quando **$k_h/(1 - k_v) < \tan \varphi$**; il modulo **si arresta** quando θ ≥ φ. Questo rapporto è anche quello al quale la teoria prevede l'inizio del cedimento sismico.

Quando θ si avvicina a φ′ (θ > 0.85φ) il modulo avverte: non si tratta di una capacità di progetto ma del limite del metodo.



Tracciato dalle espressioni in forma chiusa per φ′ = 25°, δ = φ/2.

Traccia

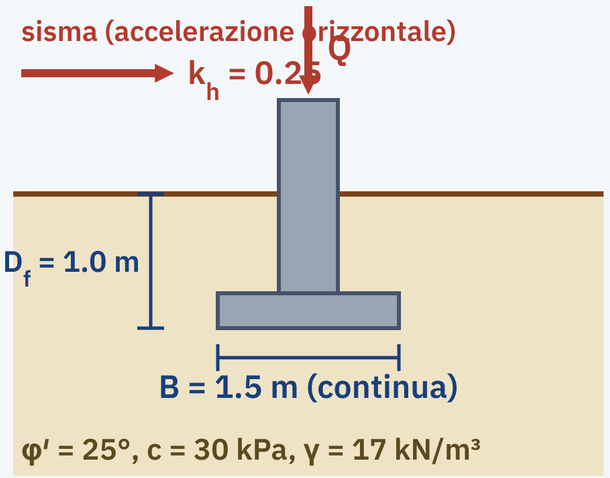
ESEMPIO

Dati

Fondazione	**continua (a striscia), B = 1.5 m, profondità del piano di posa D_f = 1.0 m**
Terreno	$c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25°$
Peso dell'unità di volume	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$**; falda freatica assente nella zona di rottura**
Sisma	**k_v = 0; k_h = 0, 0.05, … 0.45**

RICHIESTO

Per ciascun k_h determinare **θ, N_{qE}, $N_{\gamma E}$, N_{cE}, q_{uE}** e q_{uE}/q_u; calcolare il limite di k_h oltre il quale il modulo si arresta.



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

k_h	θ (°)	N_{qE}	$N_{\gamma E}$	N_{cE}	q_{uE} (kPa)	q_{uE}/q_u
0.00	0.0	9.67	11.92	18.59	**874**	%100
0.05	2.9	8.44	9.23	15.94	**739**	%85
0.10	5.7	7.31	7.01	13.54	**620**	%71
0.15	8.5	6.29	5.20	11.35	**514**	%59
0.20	11.3	5.36	3.74	9.36	**420**	%48
0.25	14.0	4.51	2.57	7.53	**335**	%38
0.30	16.7	3.72	1.65	5.84	**260**	%30
0.35	19.3	2.99	0.94	4.26	**191**	%22
0.40	21.8	2.28	0.42	2.74	**126**	%14
0.45	24.2	1.50	0.07	1.07	**59**	%7

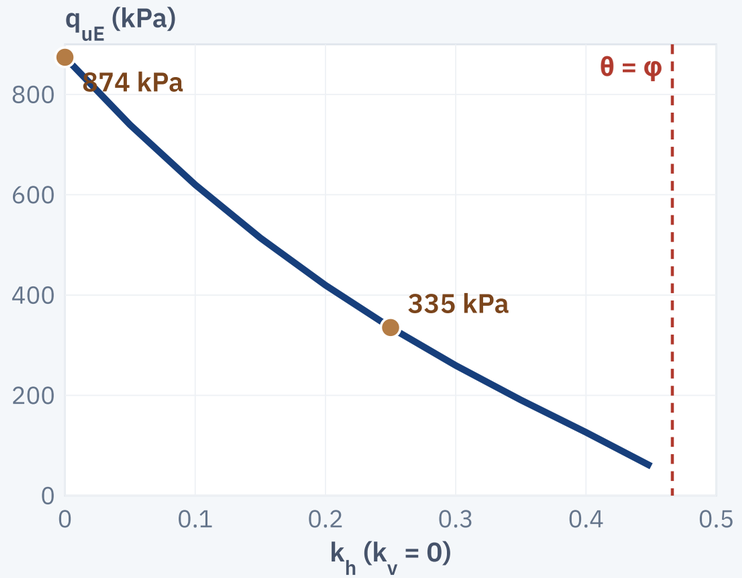
Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

1 Limite di validità: θ < φ

$$\frac{k_h}{1-k_v} < \tan\varphi \;\Rightarrow\; k_{h,\max} = (1-k_v)\tan 25^\circ = \mathbf{0.4663}$$

A k_h = 0.25, q_{uE} è il 38% del valore statico; **a k_h = 0.45, solo il 7%**. Se si inserisce k_h = 0.47 il modulo si blocca (θ ≥ φ). La curva cala bruscamente all'inizio: **anche piccole accelerazioni** producono una forte perdita (k_h = 0.05 → 85%).



Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Traccia

ESEMPIO

Dati

Fondazione	**continua (a striscia), B = 1.5 m, profondità del piano di posa D_f = 1.0 m**
Terreno	$c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$
Peso dell'unità di volume	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$**; falda freatica assente nella zona di rottura**
Sisma	**k_h = 0.25; k_v = 0, 0.1, 0.2, 0.3**

RICHIESTO

Per ciascun k_v, determinare i valori di **θ** e **q_{uE}**.

Soluzione

SOLUZIONE

1 $\theta = \tan^{-1}[k_h/(1 - k_v)]$; esempio $k_v = 0.2$

$$\theta = \tan^{-1}\frac{0.25}{1-0.2} = \tan^{-1}(0.3125) = \mathbf{17.35}^\circ$$

k_v	θ (°)	N_{qE}	$N_{\gamma E}$	N_{cE}	q_{uE} (kPa)	q_{uE}/q_u
0.0	14.04	4.51	2.57	7.53	**335**	%38
0.1	15.52	4.07	2.03	6.57	**292**	%33
0.2	17.35	3.54	1.45	5.44	**242**	%28
0.3	19.65	2.88	0.86	4.04	**181**	%21

All'aumentare di k_v il fattore $(1 - k_v)$ diminuisce, θ aumenta e q_{uE} si riduce: $k_v = 0.2$ riduce q_{uE} da 335 a 242 kPa (28 %). Trascurare l'accelerazione verticale rimane **a favore di sicurezza**.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Pressione ammissibile dalla capacità portante in condizioni sismiche

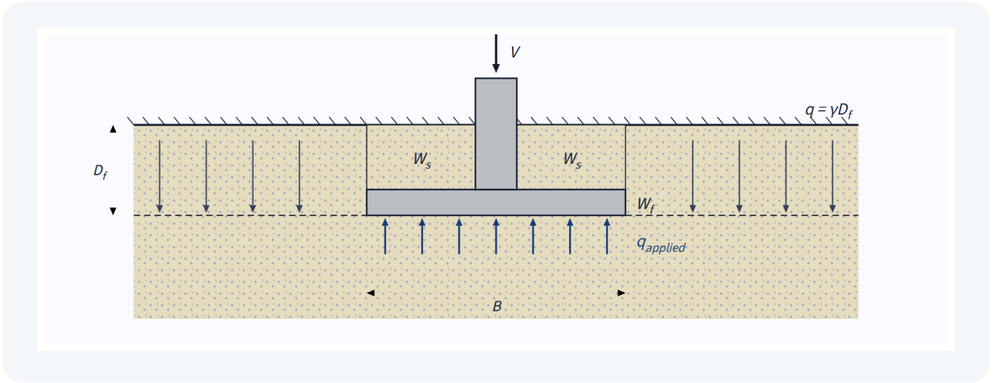
TEORIA

Il modulo ricava le pressioni ammissibili dalla **capacità portante in condizioni sismiche q_{uE}**; tiene distinte la pressione lorda e quella netta e riporta a fianco la q_u statica:

$$q_{u,net} = q_{uE} - q \qquad q_{all,g} = \frac{q_{uE}}{FS} \qquad q_{all,n} = \frac{q_{u,net}}{FS}$$

La pressione applicata q_{app} è la **pressione verticale lorda alla base** nella condizione di carico sismica (V/B; carico del pilastro + fondazione + peso del terreno). La fondazione è accettabile quando:

$$q_{apply} \le q_{all,g} \quad (FS_{\text{effettivo}} = q_{uE}/q_{apply}) \qquad q_{apply} - q \le q_{all,n}$$



Carico ammissibile per unità di lunghezza $Q_{all} = q_{all,g}\,B$. L'inerzia orizzontale del sisma è già tenuta in conto tramite k_h; una forza orizzontale, un momento o un'eccentricità indipendenti sono **al di fuori del campo di applicazione** di questo calcolo.

Traccia

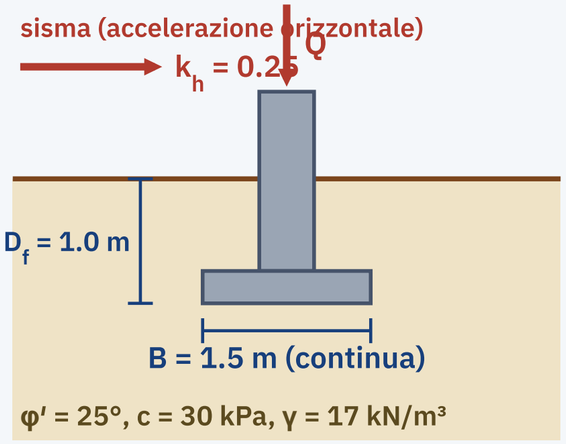
ESEMPIO

Dati

Risultato (Esempio 5)	**q_{uE} = 335.28 kPa; q = 17 kPa; FS = 3**
Pressione applicata	**nella condizione di carico sismica (a) q_{app} = 100 kPa · (b) q_{app} = 150 kPa**

RICHIESTO

In ogni caso verificare le tre condizioni (lorda, $FS_{effettivo}$, netta).



Soluzione

SOLUZIONE

1 (a) q_{appl} = 100 kPa

$$100 \leq q_{all,g} = 111.76 \;\Rightarrow\; \textbf{valido} \qquad FS_{\text{effettivo}} = \frac{335.28}{100} = \mathbf{3.35} \geq 3$$

$$100 - 17 = 83 \leq q_{all,n} = 106.09 \;\Rightarrow\; \textbf{valido}$$

2 (b) q_{appl} = 150 kPa

$$150 > q_{all,g} = 111.76 \;\Rightarrow\; \textbf{non soddisfatta} \qquad FS_{\text{effettivo}} = \frac{335.28}{150} = \mathbf{2.24} < 3$$

$$150 - 17 = 133 > q_{all,n} = 106.09 \;\Rightarrow\; \textbf{non soddisfatta}$$

Sotto carico sismico è accettabile solo una fondazione con **$q_{app} \leq 111.8$ kPa**. La stessa fondazione, in condizioni statiche, porterebbe fino a 291 kPa ($q_{all,g}$ = 291.4).

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Traccia

ESEMPIO

Dati

Fondazione	**continua (a striscia), B = 1.5 m, profondità del piano di posa D_f = 1.0 m**
Terreno	$c = 30\ \mathrm{kPa},\ \varphi' = 25^\circ$
Peso dell'unità di volume	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$**; falda freatica assente nella zona di rottura**
Sisma	**k_h = 0.25; k_v = 0**
Confronto	**c = 30 kPa e c = 0**

RICHIESTO

Determinare la capacità portante statica e sismica per c = 30 e c = 0; commentare il contributo dei termini di coesione.

Soluzione

SOLUZIONE

	$c\,N_c$	$q\,N_q$	$\frac{1}{2}\gamma B\,N_\gamma$	totale
statico, c = 30	557.8	164.4	152.0	**874.1**
sisma, c = 30	225.8	76.7	32.8	**335.3**
statico, c = 0	0	164.4	152.0	**316.4**
sisma, c = 0	0	76.7	32.8	**109.4**

In condizioni sismiche il termine di coesione è pari al **67%** di q_{uE}; l'ipotesi $N_{cE} = (N_{qE} - 1)\cot\varphi$ ha effetti marcati sul risultato. Come analisi di sensibilità a favore di sicurezza, per c = 0 si ottiene q_{uE} = **109.4 kPa** (335.3 kPa con c = 30).

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Sintesi

Punti chiave

Due cunei di Coulomb (attivo ABC, passivo BCD), con attrito terra-muro $\delta = \varphi/2$ tra essi; $H = B \tan \alpha_A$; ciascun coefficiente in forma chiusa

Statica: $N_q = K_P/K_A$, $N_\gamma = \tan \alpha_A (K_P/K_A - 1)$, $N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$; $q_u = cN_c + qN_q + \tfrac{1}{2}\gamma B N_\gamma$ (esempio: 874.14 kPa)

Sisma: $\theta = \tan^{-1}[k_h/(1 - k_v)]$, $\alpha = \varphi - \theta$; K_{AE}, K_{PE} secondo Mononobe–Okabe; N_{qE}, $N_{\gamma E}$, N_{cE} nella stessa forma; q_{uE} = 335.28 kPa (38% del valore statico)

Il termine di peso proprio diminuisce di più ($N_{\gamma E}/N_\gamma = 0.22$); N_{qE} e N_{cE} conservano circa la metà

Limite: $k_h/(1 - k_v) < \tan \varphi$; quando $\theta \geq \varphi$ il modulo si arresta, $\theta > 0.85\varphi$ genera un'avvertenza; se si trascura k_v il risultato resta a favore di sicurezza

Verifica: pressione ammissibile da q_{uE}; $q_{appl} \leq q_{all,g}$, FS_{reale} e netta; $Q_{all} = q_{all,g} B$

Bibliografia

Richards, R., Elms, D.G. and Budhu, M. (1993). Seismic bearing capacity and settlements of foundations. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 119(4), 662–674.

Das, B.M. (2017). Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement, 3rd ed. CRC Press — Sezione 6.3.1; questa pagina segue l'ordine della sua derivazione.

Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressures during earthquakes. Proc. World Engineering Congress, Tokyo, 9, 177–185.

Okabe, S. (1926). General theory of earth pressure. Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, 12(1).

Le figure sono disegnate in scala dalle equazioni di questa pagina.

NOTA

Alcune figure sono tratte dalla pagina Teoria di GeoTerva; tutti gli esempi numerici sono stati prodotti con la libreria di calcolo del modulo stesso, e il modulo restituisce gli stessi valori.

GeoTerva

Calcoli geotecnici online

Dalla teoria alla pratica

Calcolare passo per passo in GeoTerva la fondazione dell'esempio di questa lezione: il modulo si apre con questo modello.

Aprire il modulo →

Pagina di teoria →

Aprire dallo smartphone

I moduli di prova non richiedono registrazione.

Se si desidera utilizzarli nelle proprie lezioni: info@geoterva.com