



FONDAZIONI DIRETTE

Richiami da precedenti lezioni



Fattori da considerare nella scelta del piano di appoggio nella progettazione delle fondazioni dirette

- Spessore di terreno soggetto a gelo
- Vicinanza ad alberi di alto fusto
- Vicinanza di fondazioni di altri edifici ed impianti
- Spessore di terreno soggetto a elevata modifica del volume per effetto della variazione di contenuto d'acqua
- Spessore di terreno organico
- Torbe, letami.
- Materiale non compattato come discariche di rifiuti abbandonate e simili aree riempite con materiali vari
- Vicinanza di possibili cavità nel terreno

1

Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius
 Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»
 Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill

FONDAZIONI DIRETTE Richiami da precedenti lezioni



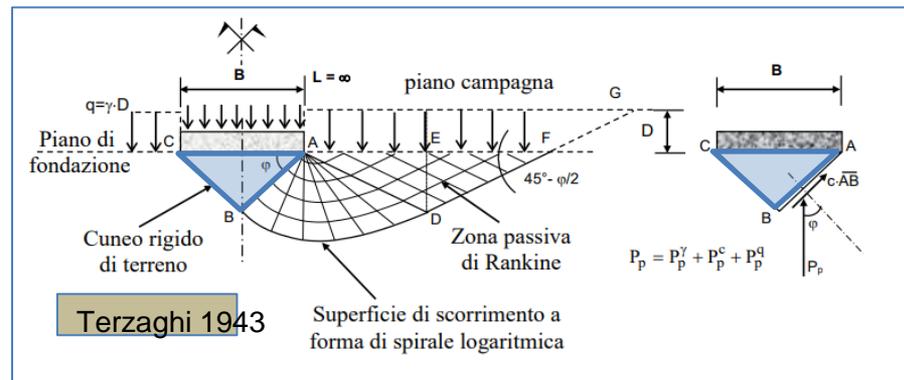
Calcolo della pressione limite per le fondazioni dirette (q_{lim})

Bearing capacity of foundations

Meccanismo di rottura Terzaghi

- Rottura generale

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + c \cdot N_c + q \cdot N_q$$



B: larghezza minore della fondazione;

c: coesione vera

q: sovraccarico ai lati della fondazione sopra il piano di posa della fondazione

N_γ, N_c, N_q Fattori di capacità portante funzioni dell'angolo di resistenza a taglio vedi formule e diagrammi e tabelle che consentono di determinare i fattori in funzione di ϕ' (es. Vesic)

FONDAZIONI DIRETTE Richiami da precedenti lezioni



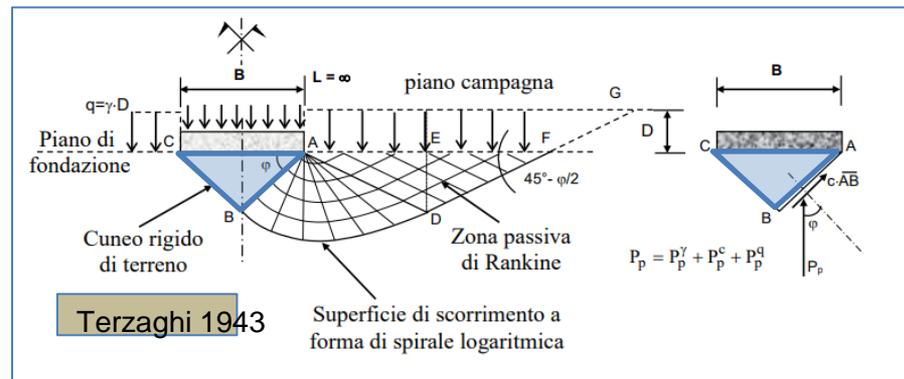
Calcolo della pressione limite per le fondazioni dirette (q_{lim})

Bearing capacity of foundations

Meccanismo di rottura Terzaghi

- Rottura generale

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + c \cdot N_c + q \cdot N_q$$



IPOSTESI TEORIA DI TERZAGHI

- Meccanismo di rottura generale
- Fondazione nastriforme
- Carico verticale centrato
- Terreno omogeneo
- Piano di posa fondazione e piano campagna orizzontali



Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius

Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»

Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill

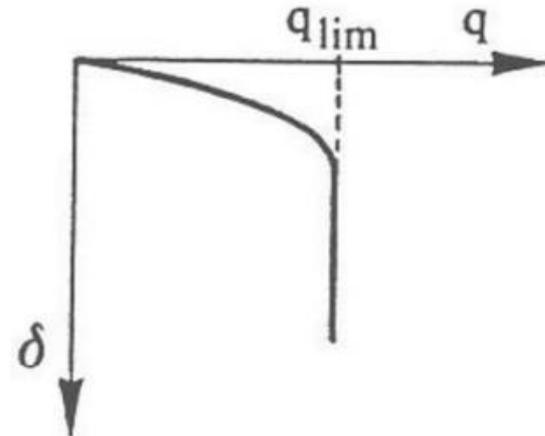
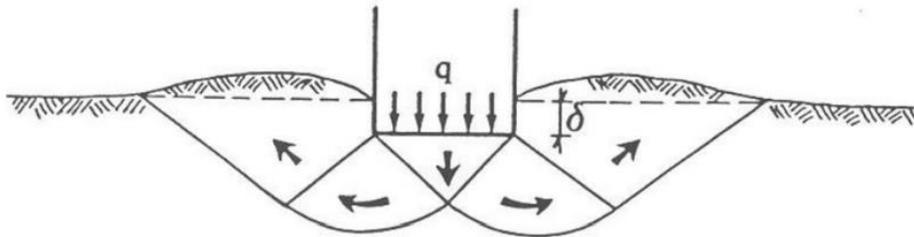
FONDAZIONI DIRETTE

Richiami da precedenti lezioni



Calcolo della pressione limite per le fondazioni dirette (q_{lim})

RELATIVAMENTE AL MECCANISMO DI ROTTURA GENERALE:



Legame sforzi-deformazioni
rigido perfettamente plastico

FONDAZIONI DIRETTE

Richiami da precedenti lezioni



Calcolo della pressione limite per le fondazioni dirette (q lim)

MECCANISMI DI ROTTURA

GENERALE

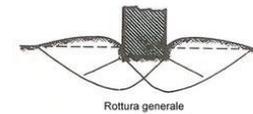
LOCALE

PUNZONAMENTO

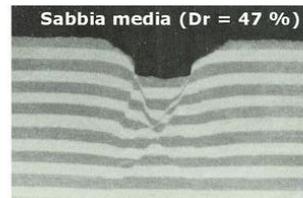
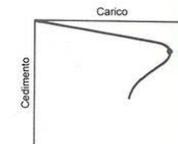


Sabbia densa ($D_r = 100\%$)

Rottura generale

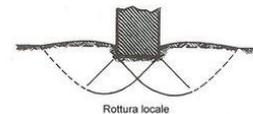


Rottura generale

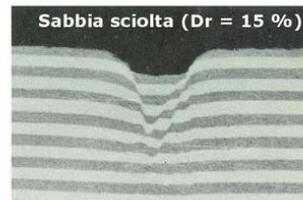
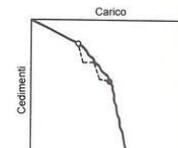


Sabbia media ($D_r = 47\%$)

Rottura locale

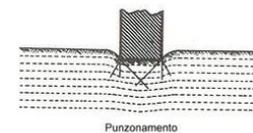


Rottura locale

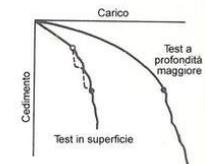


Sabbia sciolta ($D_r = 15\%$)

Punzonamento



Punzonamento



FONDAZIONI DIRETTE

Richiami da precedenti lezioni



Calcolo della pressione limite per le fondazioni dirette (q_{lim})

RELATIVAMENTE AL MECCANISMO DI ROTTURA GENERALE:

- Rottura generale
- Rottura per punzonamento
- Rottura di tipo locale
- **Sabbie dense e argille** \Rightarrow Rottura generale
- **Sabbie sciolte:** \Rightarrow Rottura generale applicando coefficienti di punzonamento (**Vesic**)
Indice di rigidezza vs Indice di rigidezza critico

QUINDI SI UTILIZZA SEMPRE LA FORMULA LEGATA AL MECCANISMO DI ROTTURA GENERALE MA CON I NECESSARI EVENTUALI FATTORI DI RIDUZIONE (PUNZONAMENTO) DEI FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius
 Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»
 Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill

FONDAZIONI DIRETTE Richiami da precedenti lezioni



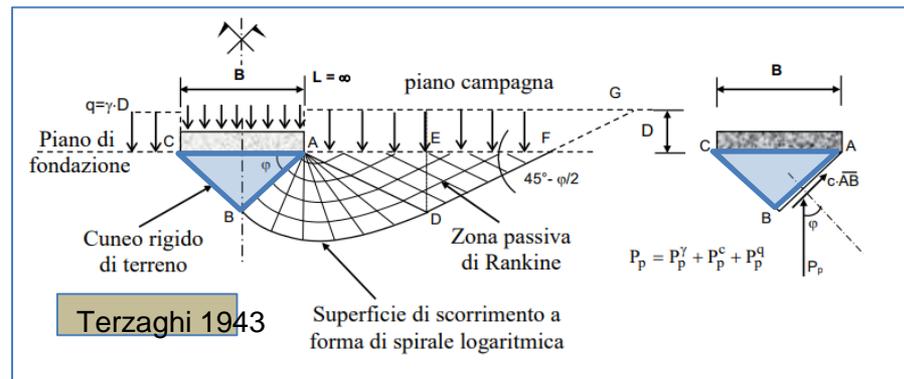
Calcolo della pressione limite per le fondazioni dirette (q_{lim})

Bearing capacity of foundations

Meccanismo di rottura Terzaghi

- Rottura generale

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} + c \cdot N_c + q \cdot N_q$$



BRINCH-HANSEN

La formula generale di Brinch-Hansen introduce fattori moltiplicatori dei fattori di capacità portante per tenere conto di:

s_{γ} ; s_c ; s_q : fattori di forma della fondazione;

i_{γ} ; i_c ; i_q : fattori correttivi per l'inclinazione del carico;

b_{γ} ; b_c ; b_q : fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione;

g_{γ} ; g_c ; g_q : fattori correttivi per l'inclinazione del piano di campagna;

d_c ; d_q : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa della fondazione;

Da calcolare per ciascun calcolo applicando le formule specifiche per ciascun fattore

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

FONDAZIONI DIRETTE

Richiami da precedenti lezioni

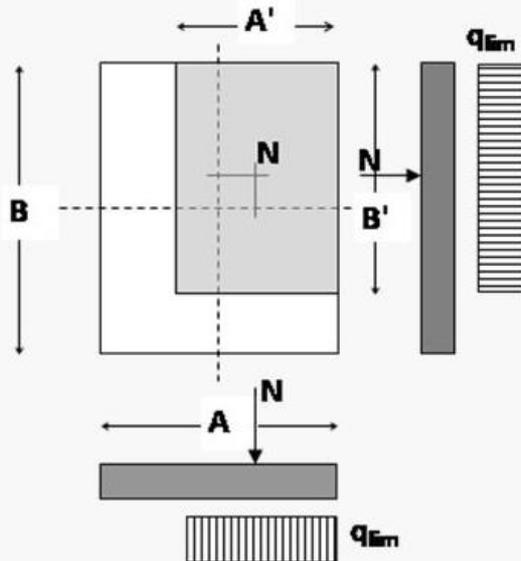


Calcolo della pressione limite per le fondazioni dirette (q_{lim})

Bearing capacity of foundations

IMPORTANTE:

considerare le dimensioni della superficie della fondazione ridotta per l'eccentricità del carico (area effettiva equivalente (Meyerhof, 1953))



Nella pratica corrente per fondazione di dimensioni $A \times B$ con doppia eccentricità fa riferimento ad una sezione rettangolare di dimensioni ridotte:

$$A' = A - 2 e_A$$

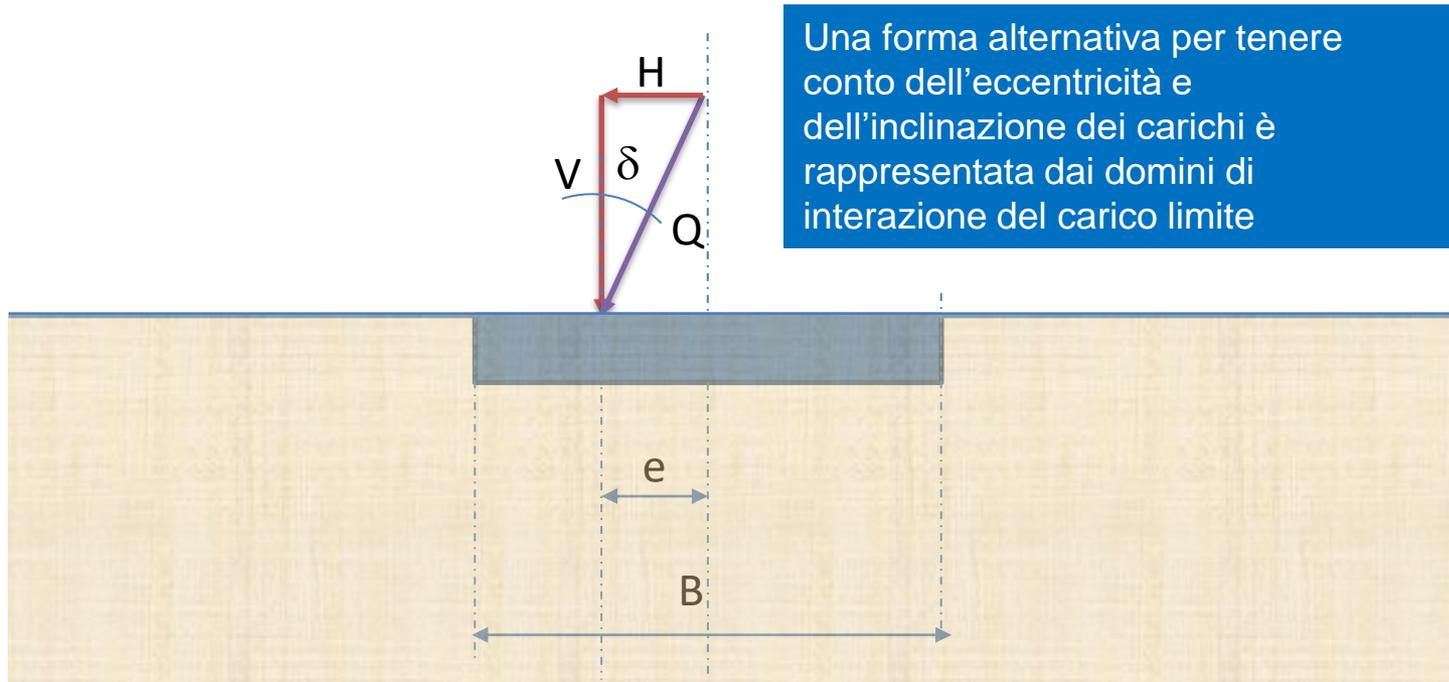
$$B' = B - 2 e_B$$

FONDAZIONI DIRETTE: Domini di interazione del carico limite



Calcolo della pressione limite per le fondazioni dirette (q_{lim})

Bearing capacity of foundations



e eccentricità

$\delta = (\text{inclinazione del carico } Q) = \arctg H/V$

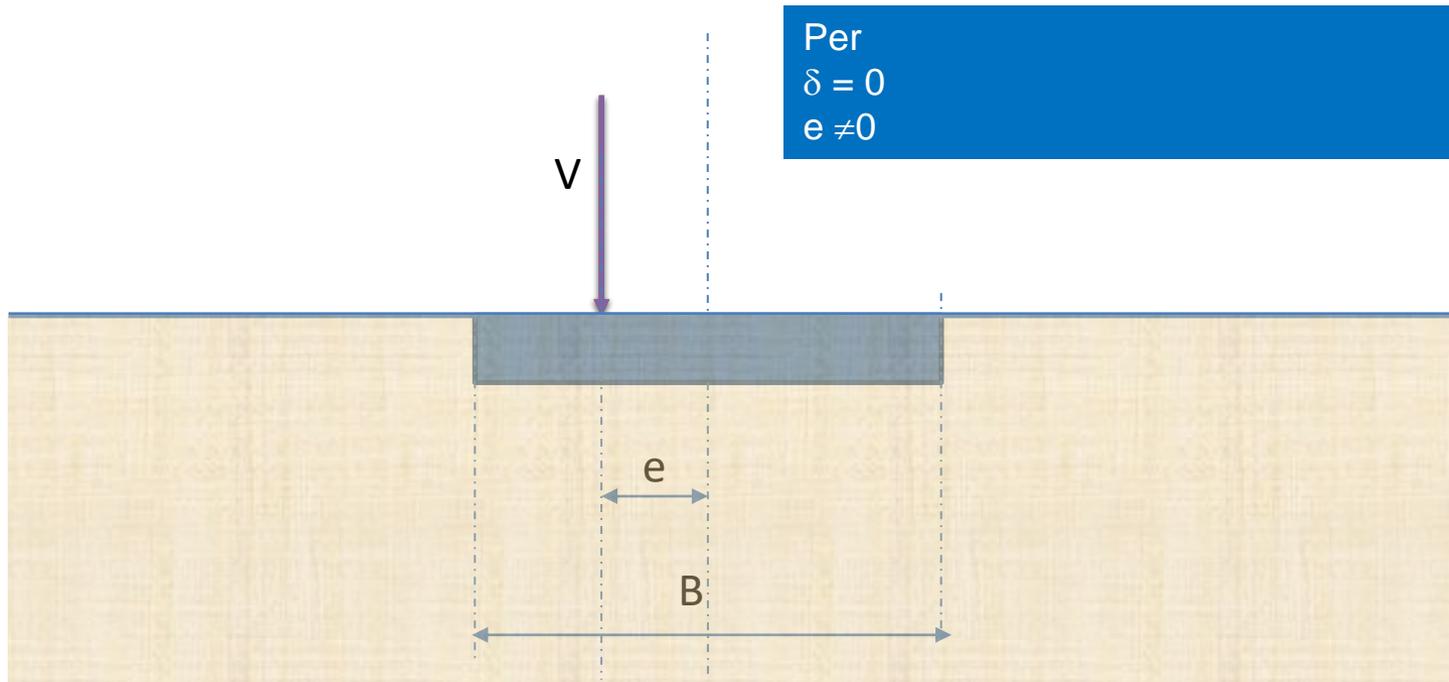


FONDAZIONI DIRETTE: Domini di interazione del carico limite



Calcolo della pressione limite per le fondazioni dirette (q_{lim})

Bearing capacity of foundations



e eccentricità

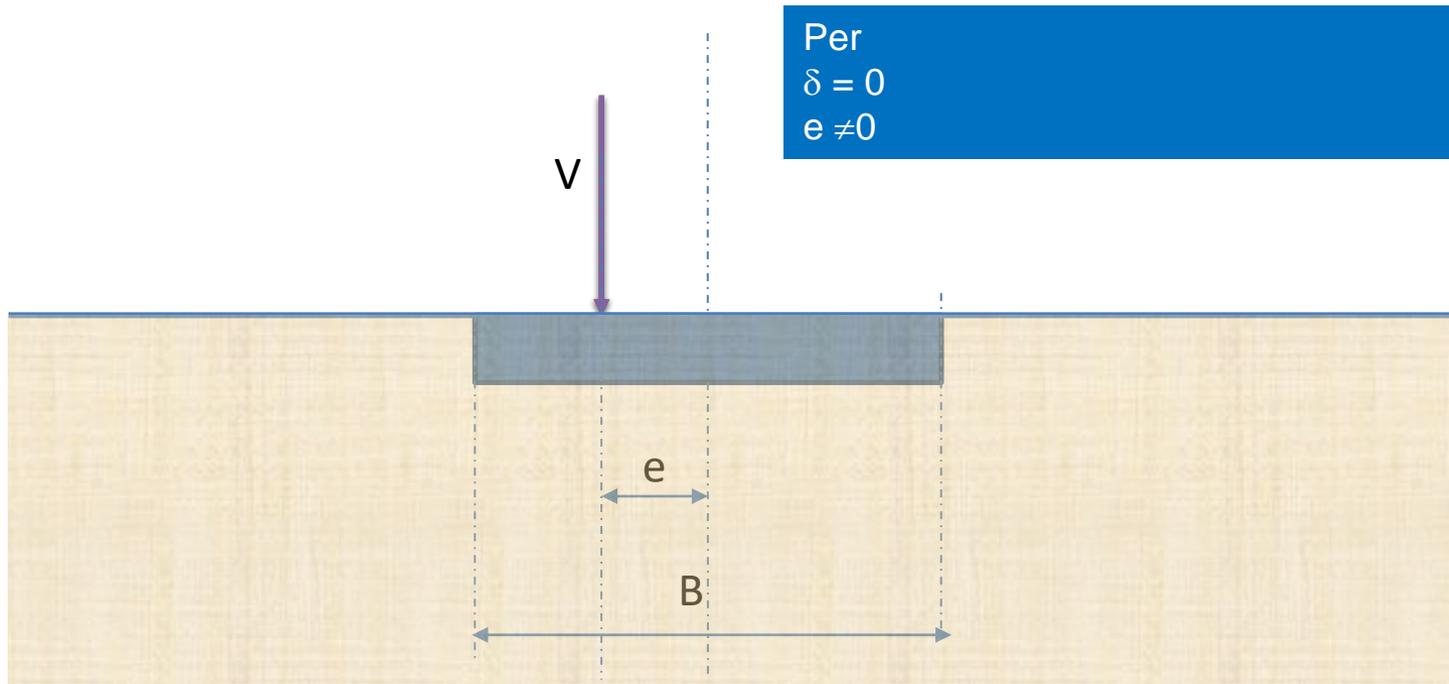
$\delta = (\text{inclinazione del carico } Q) = \arctg H/V$

FONDAZIONI DIRETTE: Domini di interazione del carico limite



Calcolo della pressione limite per le fondazioni dirette (q_{lim})

Bearing capacity of foundations



e eccentricità

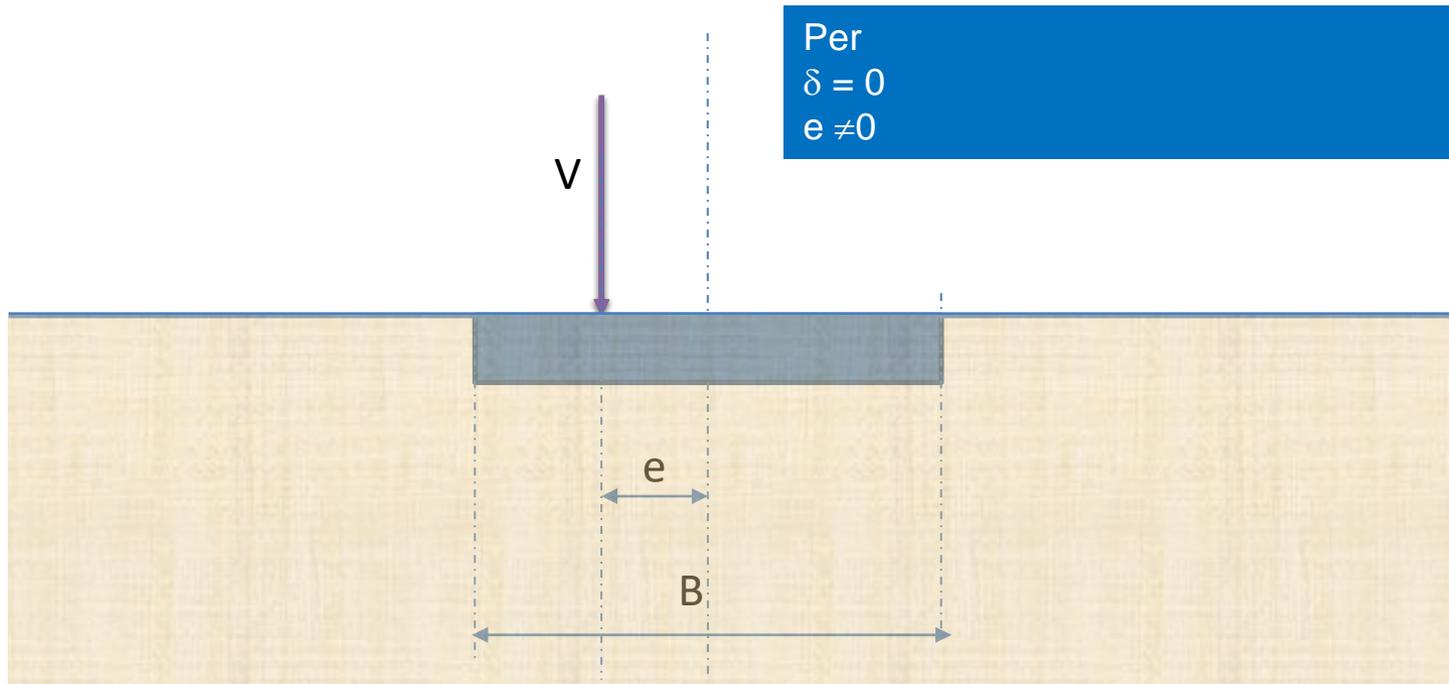
$\delta = (\text{inclinazione del carico } Q) = \arctg H/V$

FONDAZIONI DIRETTE: Domini di interazione del carico limite



Calcolo della pressione limite per le fondazioni dirette (q_{lim})

Bearing capacity of foundations



e eccentricità

$\delta = (\text{inclinazione del carico } Q) = \arctg H/V$

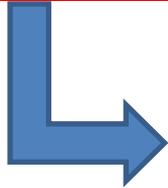
Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius
 Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»
 Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill
 Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo Q_{lim} - SLU

Formula generale

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

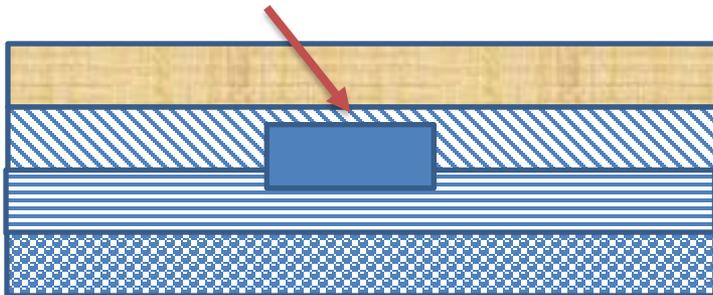
Quali le conoscenze necessarie del terreno?



Modello geotecnico

Suddivisione in unità «omogenee»

2



Per ogni unità: Tutti i valori caratteristici dei parametri geotecnici :

- Peso di volume
- Angolo di resistenza a taglio
- Coesione
- Coesione non drenata
- Densità Relativa
- Moduli di deformazione (G_0 , E , E_{ed} , ..)

Presenza e variazioni della falda



FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo q_{lim} – SLU - NTC 2018, cap. 6.4

Formula generale

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

6.4. OPERE DI FONDAZIONE

6.4.1. CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Le scelte progettuali per le opere di fondazione devono essere effettuate contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevazione.

Nel caso di opere situate su pendii o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio in assenza e in presenza dell'opera e di eventuali scavi, riporti o interventi di altra natura, necessari alla sua realizzazione.

Devono essere valutati gli effetti della costruzione dell'opera su manufatti attigui e sull'ambiente circostante. Nel caso di fondazioni su pali, le indagini devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e al regime delle pressioni interstiziali.



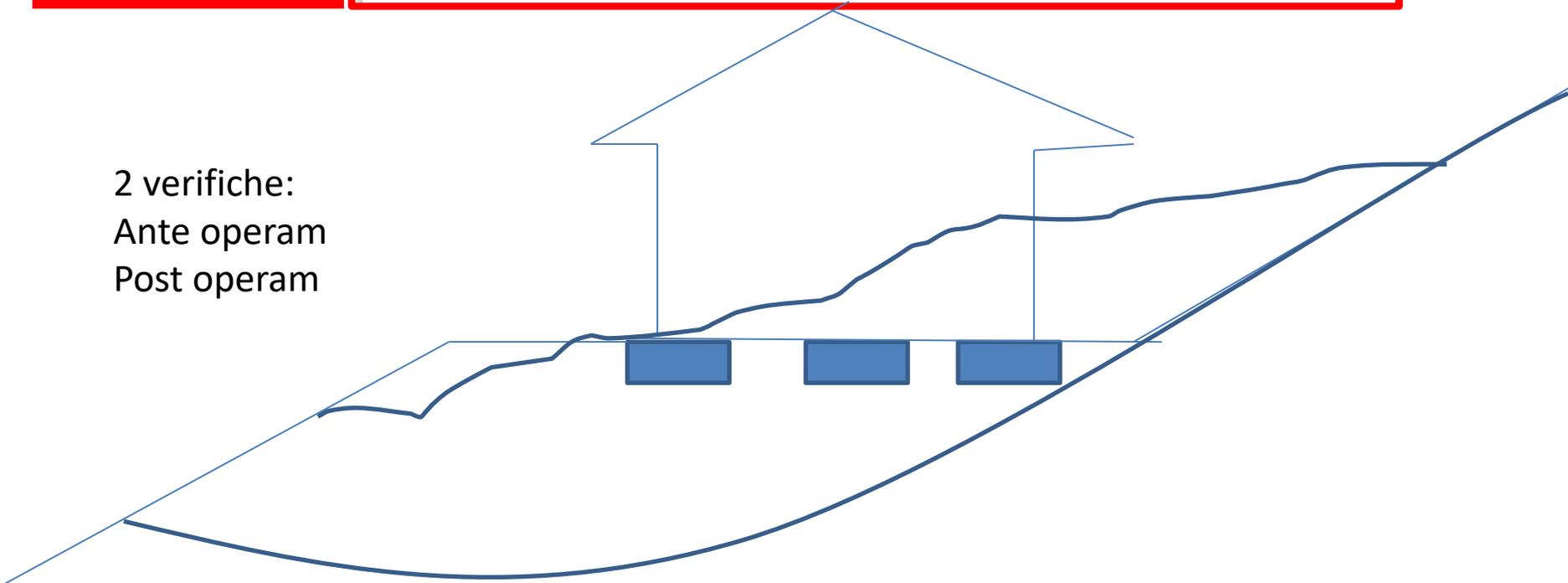
Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius
Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»
Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill
Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo q_{lim} – SLU - NTC 2018, cap. 6.4

Formula generale

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

2 verifiche:
Ante operam
Post operam





Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius

Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»

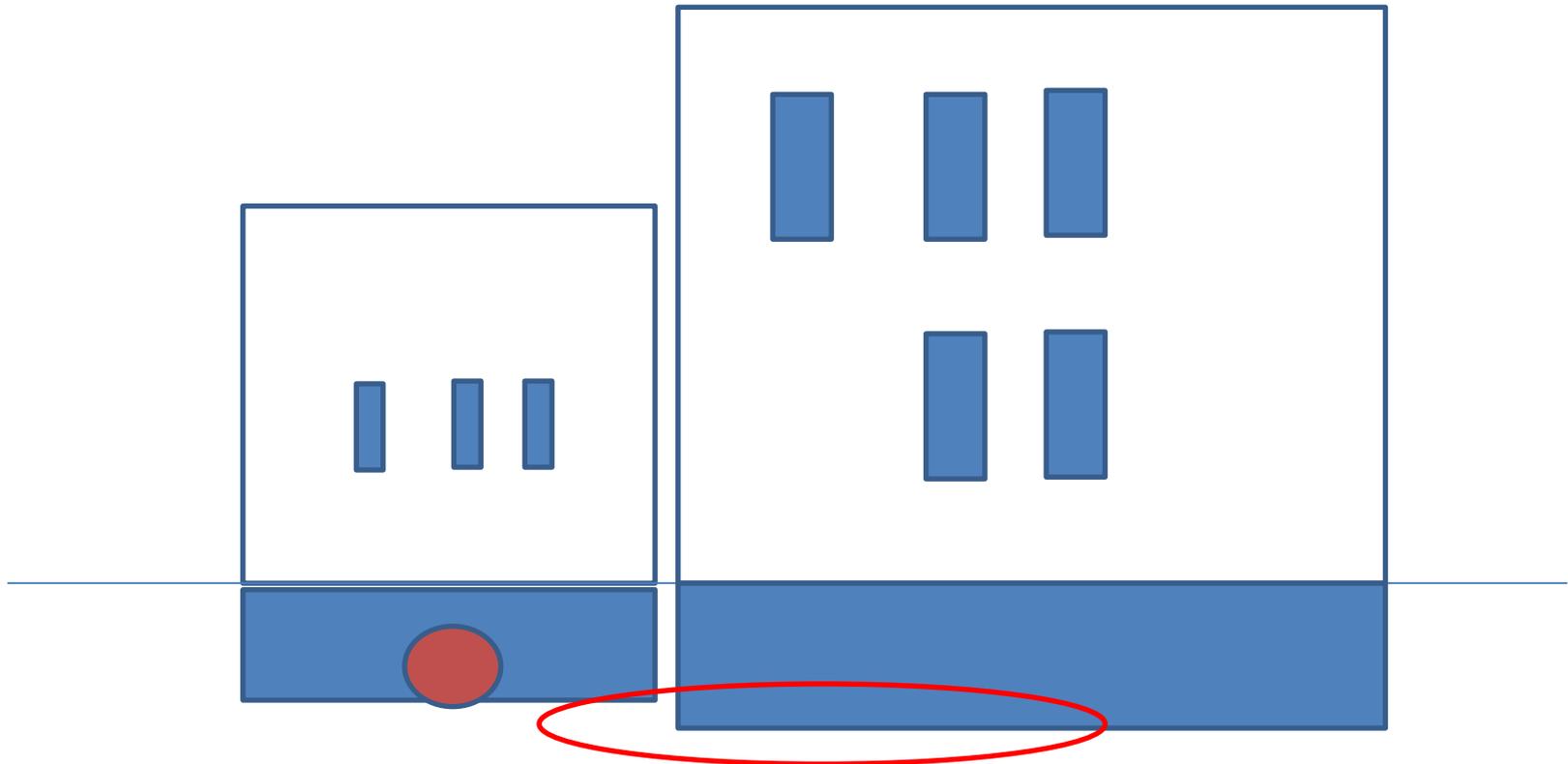
Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill

Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo q_{lim} – SLU - NTC 2018, cap. 6.4

Formula generale

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$





Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius
Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»
Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill
Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo Q_{lim} – SLU - NTC 2018, cap. 6.4

Formula generale

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

6.4. OPERE DI FONDAZIONE

6.4.2. FONDAZIONI SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo [§ 7.11.5.3.1](#)

Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius
 Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»
 Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill
 Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo Q_{lim} – SLU - NTC 2018, cap. 6.4

Formula generale

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

6.4. OPERE DI FONDAZIONE

6.4.2.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo Q_{lim} – SLU - NTC 2018, cap. 6.4

Formula generale

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

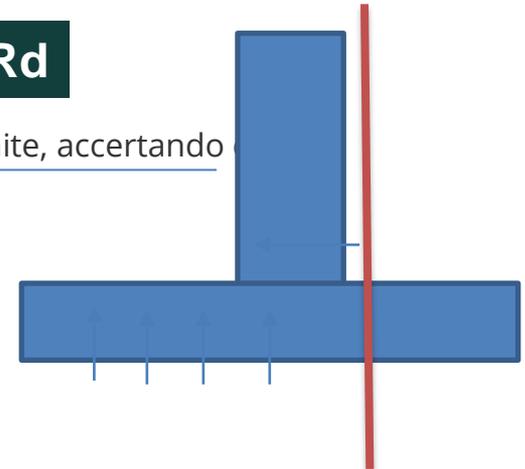
6.4. OPERE DI FONDAZIONE

6.4.2.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

$$E_d \leq R_d$$

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando condizione [\[6.2.1\]](#) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- **SLU di tipo geotecnico (GEO)**
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - stabilità globale.
- **SLU di tipo strutturale (STR)**
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.



La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la **Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1**, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle [6.2.I](#) e [6.2.II](#) per le azioni e i parametri geotecnici e nella [Tab. 6.8.I](#) per le resistenze globali. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la **combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle [6.2.I](#), [6.2.II](#) e [6.4.I](#).

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Testi di riferimento

Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius
 Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»
 Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill
 Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo Q_{lim} – SLU - NTC 2018, cap. 6.4

RELAZIONE GEOTECNICA: VALORI CARATTERISTICI ϕ' , c'

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

Azioni e sollecitazioni A

GEO

Ed ≤ Rd

APPROCCI E CONDIZIONI

STR

SLU

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

Riduzione dei valori dei parametri M



Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius

Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»

Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill

Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo Q_{lim} – SLU - NTC 2018, cap. 6.4

Formula generale

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

6.4. OPERE DI FONDAZIONE

6.4.2.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Tab. 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(4)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽⁴⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}



Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius

Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»

Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill

Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo Q_{lim} – SLU - NTC 2018, cap. 6.4

Formula generale

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

6.4. OPERE DI FONDAZIONE

6.4.2.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	γ_{γ}	1,0	1,0



Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius
Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»
Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill
Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo Q_{lim} – SLU - NTC 2018, cap. 6.4

Formula generale

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

6.4. OPERE DI FONDAZIONE

6.4.2.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Tab. 6.8.1 - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1



Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius
Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»
Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill
Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo Q_{lim} – SLU - NTC 2018, cap. 6.4

Formula generale

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

6.4. OPERE DI FONDAZIONE

Tab. 6.4.1 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$



Testi di riferimento

Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius

Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»

Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill

Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo Q_{lim} – SLU - NTC 2018, cap. 6.4

GEO

SLU

Combinazione 2

A2

M2

R2

q_{lim}

STR

SLU

Combinazione 1

A1

M1

R3

q_{lim}

$$Ed \leq Rd$$



Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius

Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»

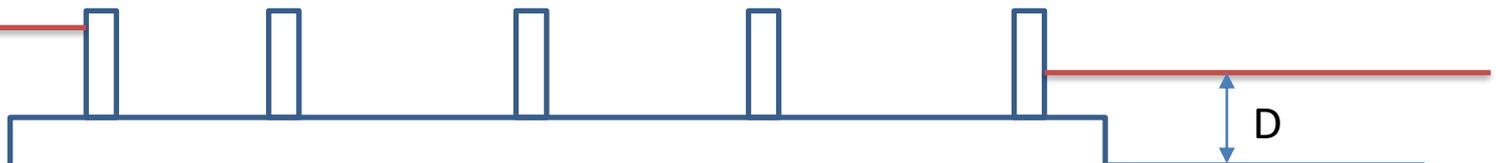
Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill

Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: PROGETTO

PROCESSO

- 1 **Conoscenza del territorio in cui si realizza l'opera**
- 2 **Conoscenza dell'opera da collegare al sottosuolo**
- 3 **Geologia – Geotecnica – Modello geologico – Modello geotecnico**
- 4 **Fattori ambientali: Individuazione della quota di impostazione della fondazione «D»**





Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius

Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»

Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill

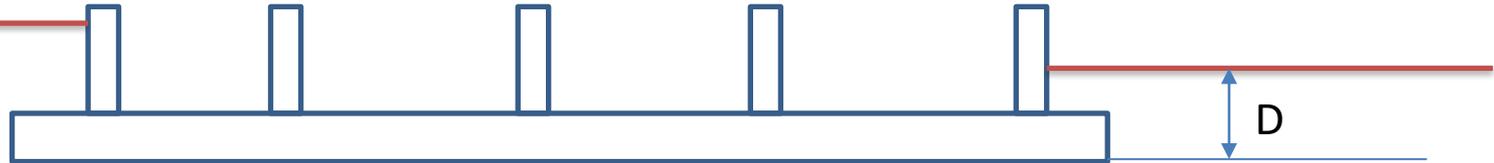
Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: PROGETTO

PROCESSO

4

Fattori ambientali: Individuazione della quota di impostazione della fondazione
«D»



5

Definizione del modello geotecnico: valori caratteristici di calcolo dei parametri geotecnici



Testi di riferimento

Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius
Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»
Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill
Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: PROGETTO

PROCESSO

5 Definizione del modello geotecnico: valori caratteristici di calcolo dei parametri geotecnici

Unità geotecniche
Parametri meccanici di resistenza
Parametri di deformazione
Permeabilità macrostrutturale e megastrutturale
Ecc..
ecc



DI CONFIDENZA PER IL
PROGETTISTA

Fine della relazione geotecnica



Università
degli Studi
di Ferrara

DE Department of
Engineering
Ferrara

INGEGNERIA CIVILE [1227]
CLASSE LM-23
Corso di Fondazioni [012388]
A.A. 2020-2021

Testi di riferimento

Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius

Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»

Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill

Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: PROGETTO

PROCESSO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLA FONDAZIONE

1. Definizione della distribuzione e delle geometrie delle fondazioni e del tipo di fondazione: plinto, trave, platea



Testi di riferimento

Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius
Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»
Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill
Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: PROGETTO

PROCESSO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLA FONDAZIONE

1. Analisi dei carichi

Tipologia: Permanenti, variabili, eccezionali

Tipologia: Statici, Dinamici

Distribuzione: verticali, orizzontali, variabili in pianta, ecc

Combinazioni: approcci



Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius

Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»

Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill

Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo Q_{lim} – SLU - NTC 2018, cap. 6.4

Formula generale

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

7.11.5. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE – FONDAZIONI

7.11.5.1 REGOLE GENERALI DI PROGETTAZIONE La progettazione delle fondazioni è **condotta unitamente alla progettazione dell'opera alla quale appartengono e richiede preliminarmente:**

1. la valutazione della risposta sismica locale del sito, secondo quanto indicato al § 7.11.3.1;
 2. la valutazione della sicurezza del sito nei confronti della liquefazione e della stabilità globale, secondo quanto indicato rispettivamente ai §§ 7.11.3.4. e 7.11.3.5;
- le analisi al punto (1) devono consentire di motivare la scelta dell'azione sismica adottata nella progettazione dell'intera opera;
 - le analisi al punto (2) devono indicare esplicitamente gli interventi eventualmente necessari a garantire la stabilità globale del sito. Per le azioni trasmesse in fondazione, nonché per i requisiti e i criteri di modellazione della stessa, si rinvia ai precedenti §§ 7.2.5 e 7.2.6.



FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo Q_{lim} – SLU - NTC 2018, cap. 6.4

Formula generale

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

7.11.5. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE – FONDAZIONI

7.11.5.2 **INDAGINI E MODELLO GEOTECNICO** Il modello geotecnico del sottosuolo da utilizzare nelle verifiche deve essere definito mediante l'interpretazione dei risultati di indagini e **prove definite dal progettista** ed eseguite con specifico riferimento alle scelte tipologiche del sistema di fondazione adottato per l'opera in progetto, tenendo conto di quanto riportato al precedente § 7.11.2 e al Capitolo 3 della presente norma.

7.11.5.3 **VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLV) E ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLD)** Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali e su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento di quella degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Devono essere considerati almeno gli stessi stati limite ultimi di cui ai § 6.4.2.1 e 6.4.3.1. Nelle verifiche si deve tener conto delle pressioni interstiziali preesistenti e di quelle eventualmente indotte dal moto sismico. Le verifiche allo stato limite ultimo di fondazioni superficiali e su pali sono condotte con le metodologie indicate nel Capitolo 6 e con le prescrizioni riportate al § 7.11.1.



Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius
Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»
Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill
Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo Q_{lim} – SLU - NTC 2018, cap. 6.4

Formula generale

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

7.11.5. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE – FONDAZIONI

7.11.5.3.1 Fondazioni superficiali La capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo (SLU) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione [6.2.1] e adottando i coefficienti parziali della Tabella 7.11.II. In tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudo-statico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale



- Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius
Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»
Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill
Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo Q_{lim} – SLU - NTC 2018, cap. 6.4

Formula generale

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

7.11.5. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE – FONDAZIONI

Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente JR di Tabella 7.11.II. Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo, il coefficiente JR può essere ridotto a

Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione. Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole. In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera. Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.



Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius
Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»
Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill
Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo Q_{lim} – SLU - NTC 2018, cap. 6.4

Formula generale

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

7.11.5. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE – FONDAZIONI

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

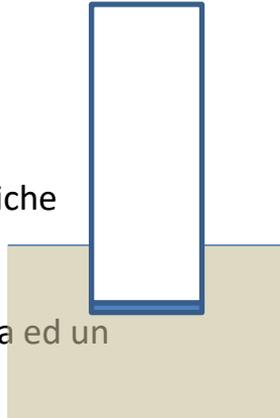
Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

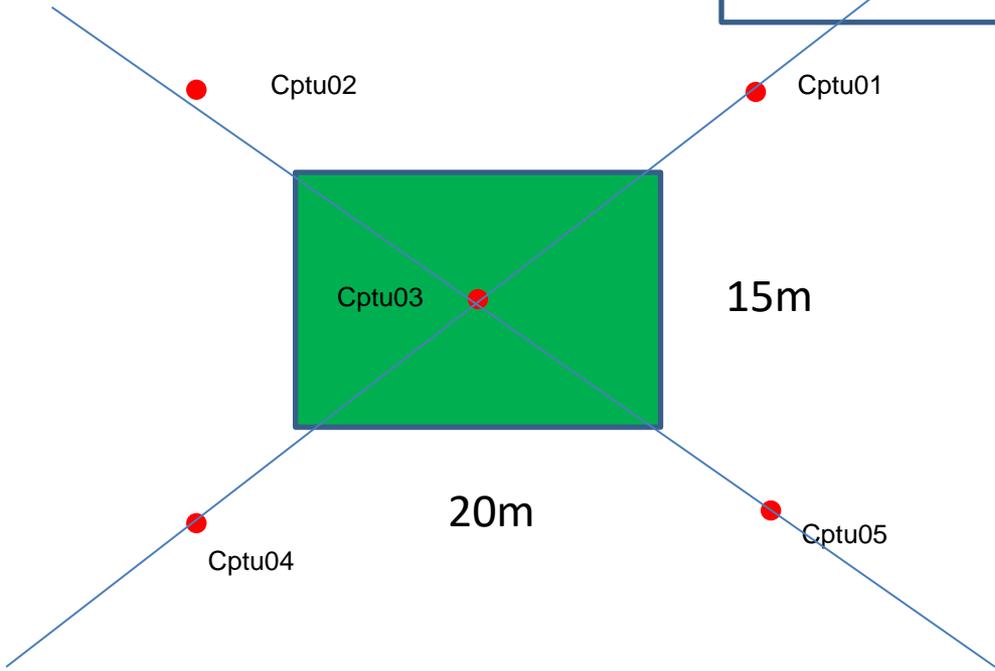
Testi di riferimento

Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius
Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»
Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill
Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

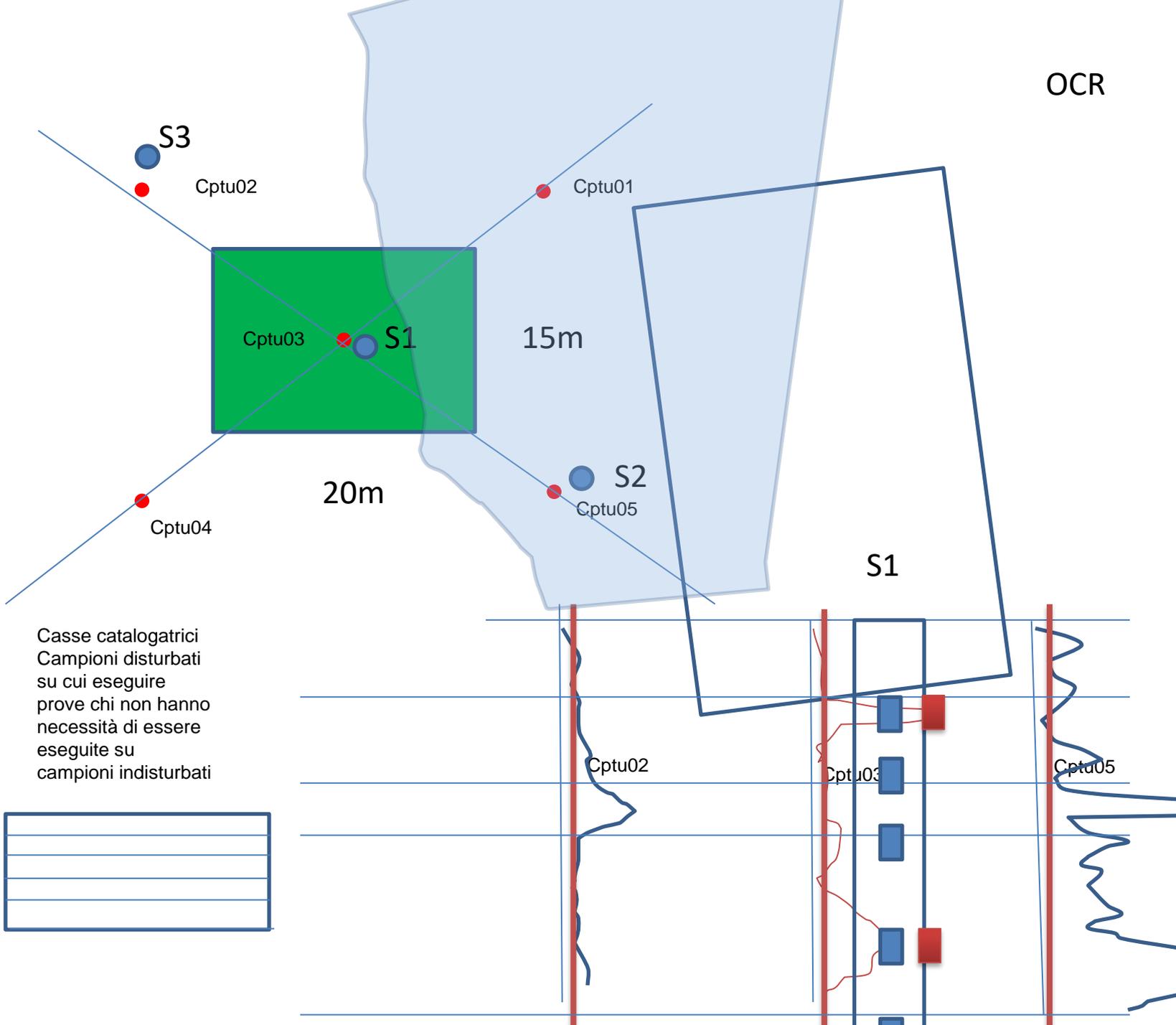
Incarico di progettazione delle fondazioni di un edificio residenziale

1. Dove viene realizzato? luogo, regione, comune,..
individuare le caratteristiche del luogo.
Acquisizione dati dal PSC de Comune, Regione??
Carte, le informazioni, la simicageologia, idrologia, carte tematiche
Esempio Ferrara:
2. Analisi architettonico e strutturale dell'opera da realizzare: Edificio residenziale di 5 piani fuori terra ed un piano interrato.
Assetto planovolumetrico architettonico: dimensioni
Tipo di struttura ed i materiali utilizzati
Carichi alla base delle strutture verticali
Torre di 5 piani con due appartamenti per piano.
Interrato: garages e cantine.
3. Pianificare la campagna geognostica: prove e sondaggi in sito; prove geotecniche di laboratorio
1° Fase: indagini conoscitive : CPTU
informazioni che mi consentono di affinare e stabilire dove eseguire la seconda campagna di indagini: sondaggi a carotaggio continuo.
2° Fase: Prove in sito, sondaggi meccanici a carotaggio continuo con prove in foro, prelievo di campioni semidisturbati, indisturbati per esecuzione di prove geotecniche di laboratorio





OCR



Casse catalogatrici
Campioni disturbati
su cui eseguire
prove chi non hanno
necessità di essere
eseguite su
campioni indisturbati

Testi di riferimento

Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius
Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»
Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill
Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

Incarico di progettazione delle fondazioni di un edificio residenziale

4. Pianificazione delle prove geotecniche di laboratorio:

Prove per determinazione delle caratteristiche litologiche e fisiche Q1, Q2, Q3
Prove meccaniche su campioni di classe Q4 , Q5

5. Analisi, interpretazione e valutazione critica delle indagini e prove in sito e prove di laboratorio

interpretazione con analisi critica delle prove
comparazione tra i valori determinati dello stesso parametro con
determinazioni dirette e da stime con correlazioni

6. Ripresa e revisione delle caratteristiche dell'opera da collegare al sottosuolo attraverso la fondazione

Operazione necessaria per calibrare nel modo più preciso possibile i valori
caratteristici dei parametri geotecnici al problema in esame

In questa fase è ancora più indispensabile la sinergia tra Architettura,

Strutture, Impianti, Ambiente, Sicurezza , **Geotecnica per la definizione dei**

valori caratteristici appropriati al tema in esame

7. Formazione del modello o dei modelli geotecnici di calcolo

Relazione geotecnica

Elaborati grafici con sovrapposizione delle opere da collegare al sottosuolo e sezioni geotecniche.



esempi



VRF-GEO-03.03.01 ProfGeoAutostrada.pdf



VRF-GEO-03.03.01 ProfGeoAutostrada.pdf



Università
degli Studi
di Ferrara

DE Department of
Engineering
Ferrara

INGEGNERIA CIVILE [1227]
CLASSE LM-23
Corso di Fondazioni [012388]
A.A. 2020-2021

Testi di riferimento

Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius

Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»

Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill

Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: CEDIMENTI

Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius
Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»
Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill
Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: CEDIMENTI (Limiti di esercizio)

Calcolo dei cedimenti nei terreni a grana fine

Possibili cause dei cedimenti di una fondazione:

- Deformazione del terreno di fondazione sotto l'azione dei carichi applicati alla fondazione stessa o a strutture circostanti
- Abbassamenti della falda – variazione del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo
- Vibrazioni indotte
- Scavi eseguiti in prossimità di na fondazione;
- Erosioni sotterranee;
- Saturazione di terreni collassabili;
- Cicli di rigonfiamento e contrazioni;
- Liquefazione.

Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius
Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»
Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill
Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: CEDIMENTI (Limiti di esercizio)

Calcolo dei cedimenti nei terreni a grana fine

Secondo i classici metodi della geotecnica il calcolo dei cedimenti si esegue schematizzando il sottosuolo come un mezzo continuo deformabile, alla frontiera del quale sono applicate distribuzioni di carico **supposte note**.

Il calcolo si articola generalmente. Nelle seguenti fasi. :

- Calcolo delle tensioni litostatiche e degli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo dai carichi applicati con la fondazione.
- Determinazione sperimentale delle caratteristiche tensione, - deformazione - tempo dei vari terreni presenti nel sottosuolo e scelta dei valori rappresentativi.
- Calcolo delle deformazioni unitarie e loro integrazione.
- Calcolo del decorso nel tempo dei cedimenti.

Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius
Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»
Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill
Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: CEDIMENTI (Limiti di esercizio)

Calcolo dei cedimenti nei terreni a grana fine

Secondo i classici metodi della geotecnica il calcolo dei cedimenti si esegue schematizzando il sottosuolo come un mezzo continuo deformabile, alla frontiera del quale sono applicate distribuzioni di carico **supposte note**.

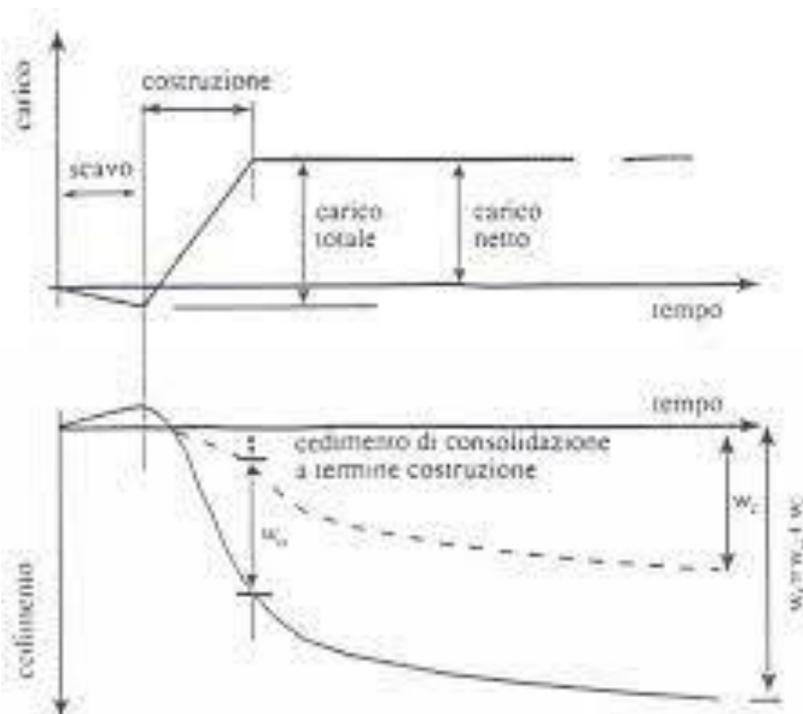
Il calcolo si articola generalmente. Nelle seguenti fasi. :

- Calcolo delle tensioni litostatiche e degli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo dai carichi applicati con la fondazione.
- Determinazione sperimentale delle caratteristiche tensione, - deformazione - tempo dei vari terreni presenti nel sottosuolo e scelta dei valori rappresentativi.
- Calcolo delle deformazioni unitarie e loro integrazione.
- Calcolo del decorso nel tempo dei cedimenti.

Per i terreni a grana grossa si è costretti a procedimenti empirici vista la difficoltà di prelevare campioni indisturbati nei terreni a grana grossa e comunque non sarebbe rilevante il decorso nel tempo del cedimento

FONDAZIONI DIRETTE: CEDIMENTI (Limiti di esercizio)

Calcolo dei cedimenti nei terreni a grana fine



All'atto della applicazione del carico avvengono Cedimenti a volume costante dell'insieme scheletro solido-acqua (**Cedimento Immediato o non drenato o distorsione w_0**)

Successivamente avviene un cedimento graduale, nel tempo, a seguito dell'espulsione dell'acqua dai pori del terreno con la conseguente dissipazione della sovrappressione interstiziale: (**Cedimento per consolidazione w_c**)

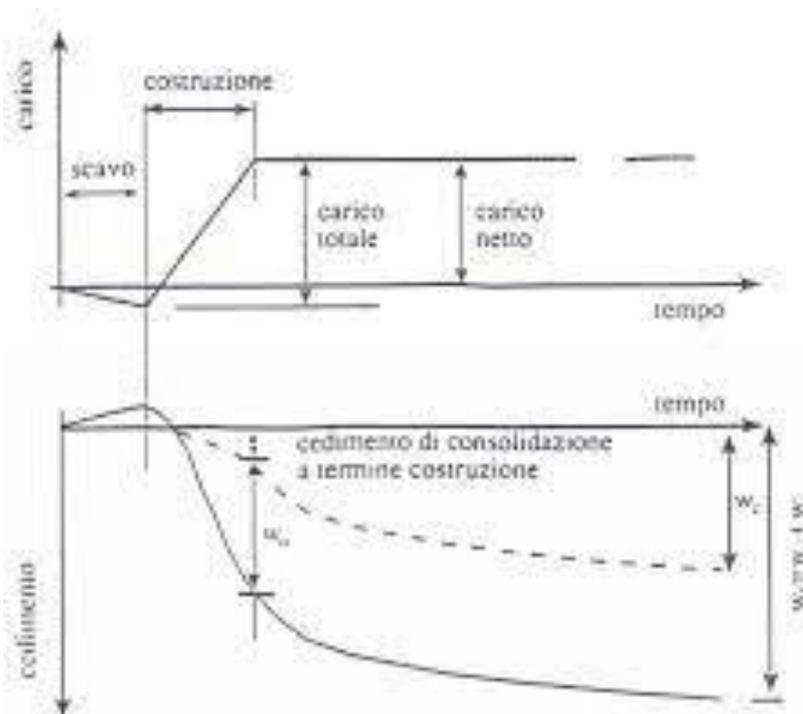
Ad un generico tempo t si può porre:

$$w = w_0 + U w_c$$

$0 \leq U \leq 1$: grado di consolidazione

FONDAZIONI DIRETTE: CEDIMENTI (Limiti di esercizio)

Calcolo dei cedimenti nei terreni a grana fine



In genere si può assumere che l'aliquota del cedimento per consolidazione che si verifica durante la fase di costruzione dell'opera dia da ritenersi trascurabile. Non è però sempre così, dipende dalle dimensioni e dalle caratteristiche del sistema.

Tuttavia se poniamo l'origine dei tempi al termine della costruzione dell'edificio si può scrivere:

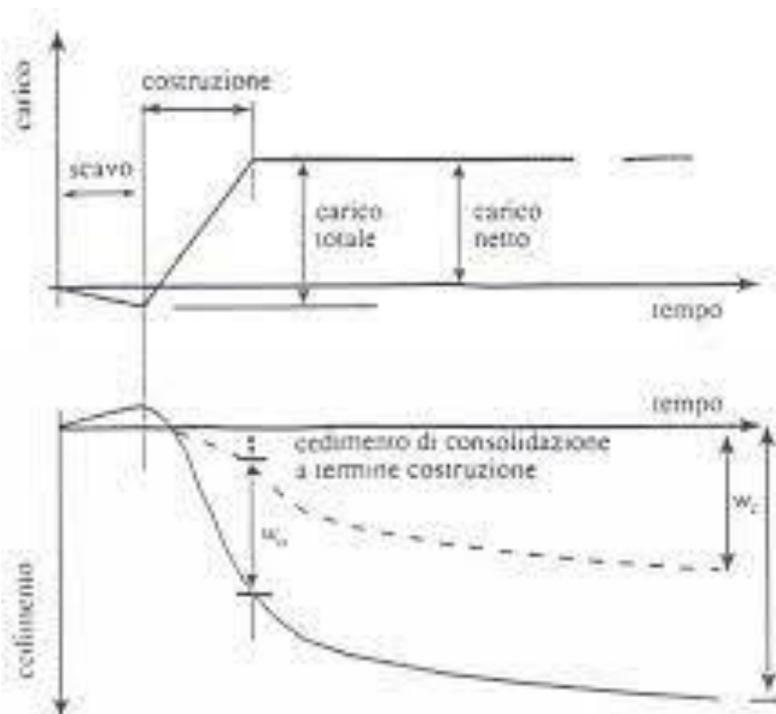
$$\text{Per } t=0 \Rightarrow U=0 \Rightarrow w=w_0$$

$$\text{Per } t=\infty \Rightarrow U=1 \Rightarrow w=w_0 + w_c = w_f \text{ (ced. finale)}$$

Per molti terreni in realtà si registra un comportamento viscoso dello scheletro solido che comporta ulteriori cedimenti anche a tensioni effettive costanti. (**Cedimento secondario**)

FONDAZIONI DIRETTE: CEDIMENTI (Limiti di esercizio)

Calcolo dei cedimenti nei terreni a grana fine – Metodo Edometrico

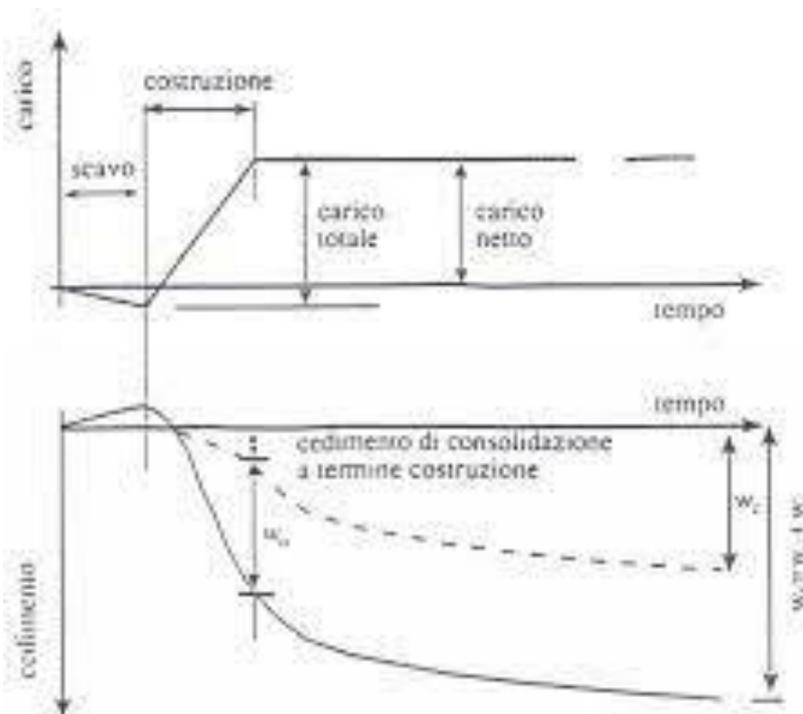


Sviluppato da Terzaghi negli anni '20 è un metodo utilizzato per i terreni a grana fine, poco permeabili. Il calcolo del cedimento è basato sulla prova edometrica: compressione con espansione laterale impedita.

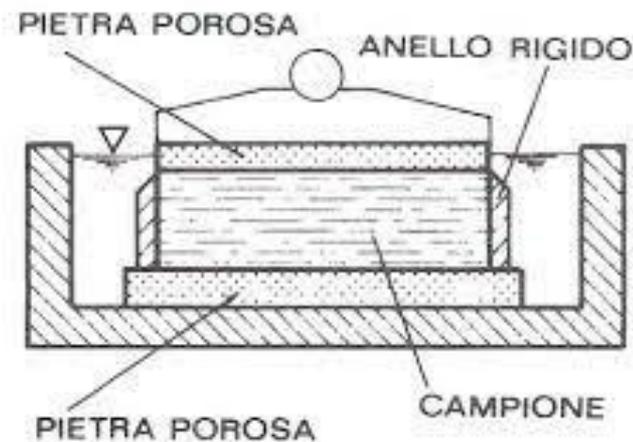
Per quanto riguarda il calcolo dei cedimenti del terreno al di sotto della fondazione si può senz'altro ritenere che non si manifestino espansioni o contrazioni laterale e per questo la prova edometrica può essere ritenuta un modello plausibile per il calcolo del cedimento..

FONDAZIONI DIRETTE: CEDIMENTI (Limiti di esercizio)

Calcolo dei cedimenti nei terreni a grana fine – Metodo Edometrico



Sviluppato da Terzaghi negli anni '20 è un metodo utilizzato per i terreni a grana fine, poco permeabili. Il calcolo del cedimento è basato sulla prova edometrica: compressione con espansione laterale impedita.



Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius

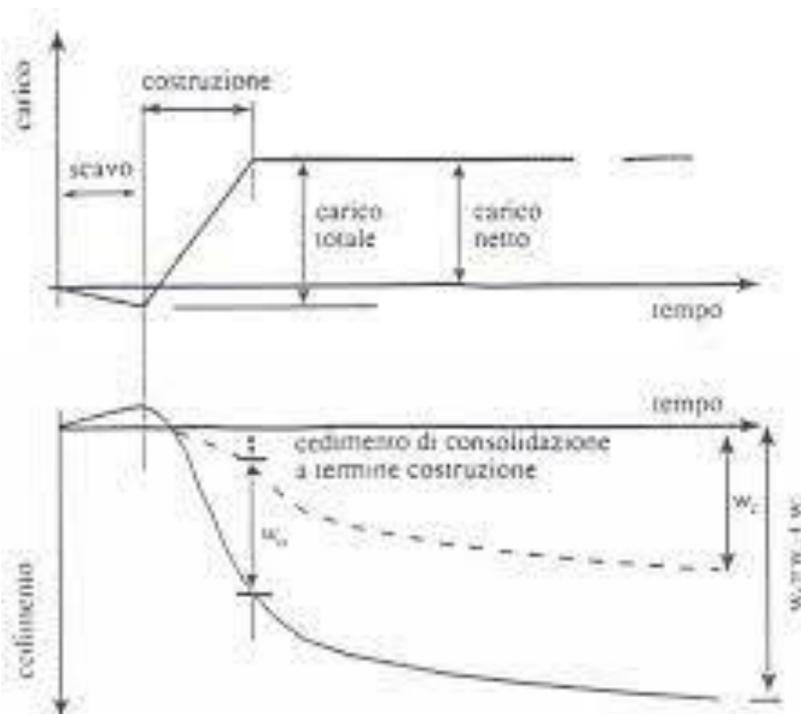
Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»

Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill

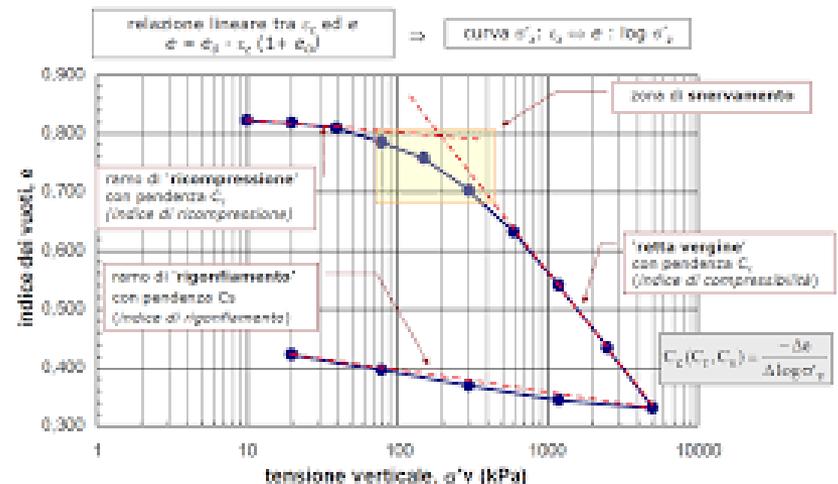
Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: CEDIMENTI (Limiti di esercizio)

Calcolo dei cedimenti nei terreni a grana fine – Metodo Edometrico



Sviluppato da Terzaghi negli anni '20 è un metodo utilizzato per i terreni a grana fine, poco permeabili. Il calcolo del cedimento è basato sulla prova edometrica: compressione con espansione laterale impedita.



Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius

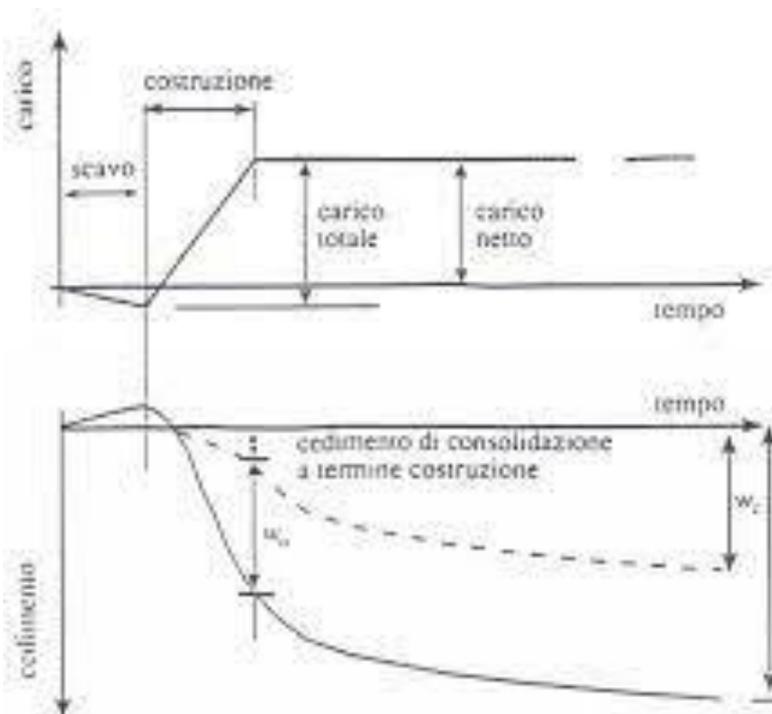
Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»

Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill

Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: CEDIMENTI (Limiti di esercizio)

Calcolo dei cedimenti nei terreni a grana fine – Metodo Edometrico

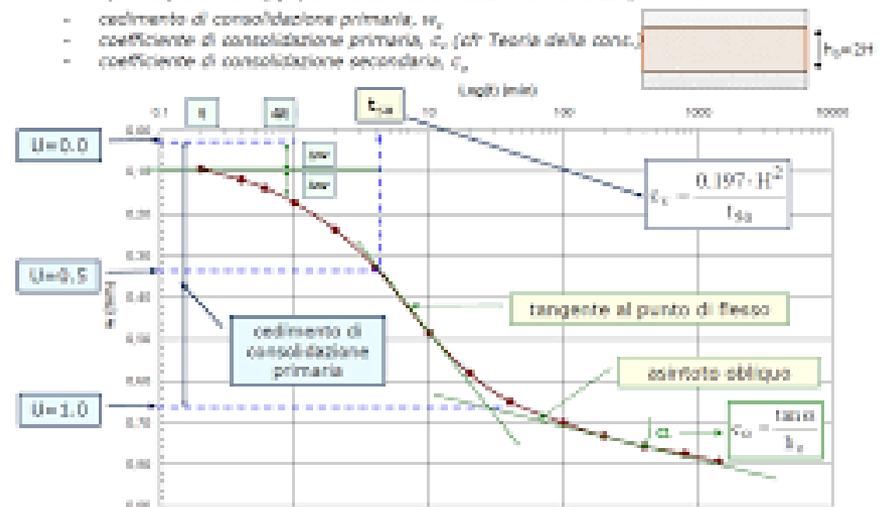


Sviluppato da Terzaghi negli anni '20 è un metodo utilizzato per i terreni a grana fine, poco permeabili. Il calcolo del cedimento è basato sulla prova edometrica: compressione con espansione laterale impedita.

Metodo di Casagrande

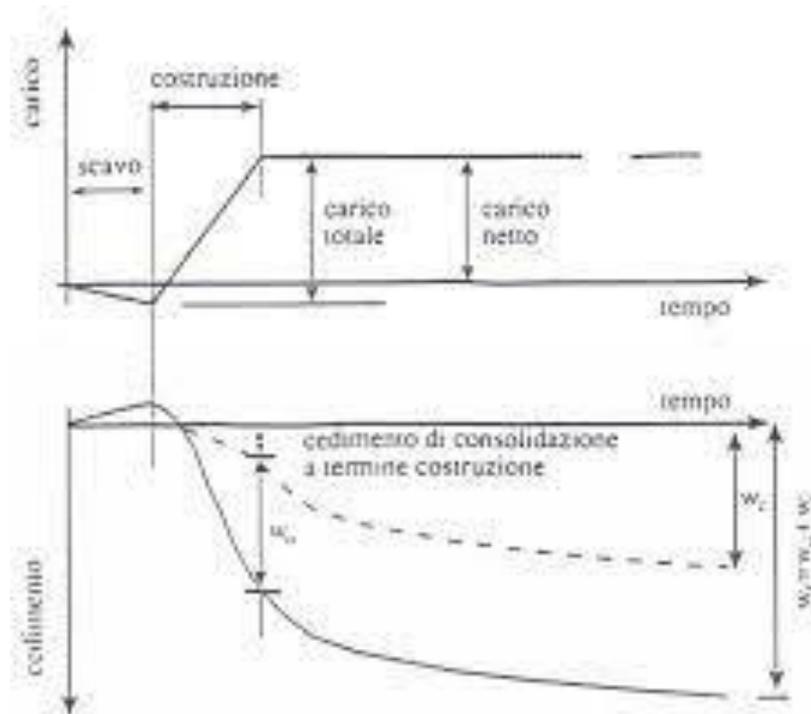
Principio: depurare la $w(t)$ sperimentale dalla 'testa' e della 'coda' per estrarre

- cedimento di consolidazione primaria, w_p
- coefficiente di consolidazione primaria, c_v (cf Teoria della cons.)
- coefficiente di consolidazione secondaria, c_s



FONDAZIONI DIRETTE: CEDIMENTI (Limiti di esercizio)

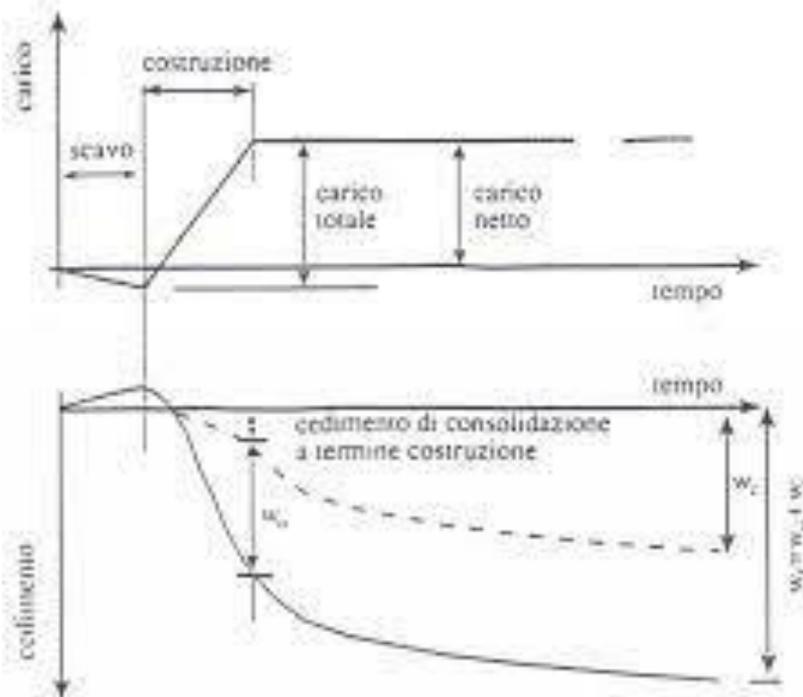
Calcolo dei cedimenti nei terreni a grana fine – Metodo Edometrico



Nello schema edometrico il cedimento istantaneo non può che essere nullo. Essendolo in tale schema impossibile un cedimento senza variazione di volume. Si infatti del tabù su V uguale $\epsilon \times 0 + \Delta V / V = 0$. Dovendo essere per ipotesi $\epsilon = 0$ ed è quindi nullo, il cedimento $\Delta V / V = 0$ uguale all' integrale tra zero $\int_0^t \epsilon \times V dt = 0$. Disegnata come abbiamo detto, il Metodo edometrico viene applicato in via approssimata anche a situazioni geometriche non strettamente lo metriche nelle quali in realtà si verifica un cedimento istantaneo. E allora evidente che il metodo consente solo una valutazione del cedimento finale, senza alcuna possibilità di discernere fra cedimento istantaneo e cedimento di consolidazione.

FONDAZIONI DIRETTE: CEDIMENTI (Limiti di esercizio)

Calcolo dei cedimenti nei terreni a grana fine – Metodo Edometrico



Operativamente il metodo è di grande semplicità ed i relativi calcoli possono essere agevolmente eseguiti a mano. Si pone la relazione nella quale si una prima vetta rappresenta l'incremento di tensione indotto dal carico in Fondazione e le integrate viene approssimato da una sommatoria, operando come in figura 8 3 i valori EED vengono assunti in corrispondenza delle tensioni iniziali. Dell' incremento di tensioni relative ciascun approfondita, tenendo così conto in modo molto semplice. Fedele della natura non lineare della relazione, tensione, deformazioni, come risulta dalla figura 8 3 gli incrementi di tensione. Nel sottosuolo vengono calcolati per il carico netto ottenuto sottraendo dall'intensità Q del carico applicato, il valore γ della tensione litostatica, gente sul piano di posa prima della realizzazione della Fondazione. Cioè più tra le due tribù ireal terreno, un comportamento perfettamente plastico, in altri termini, si assume che a seguito dello scarico tensionale dovuto allo scavo non si verifica alcun rigonfiamento e poi all'applicazione del carico non si verifica alcun cedimento. Ti ricarico applicato, eccede il valore γ di.

Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius

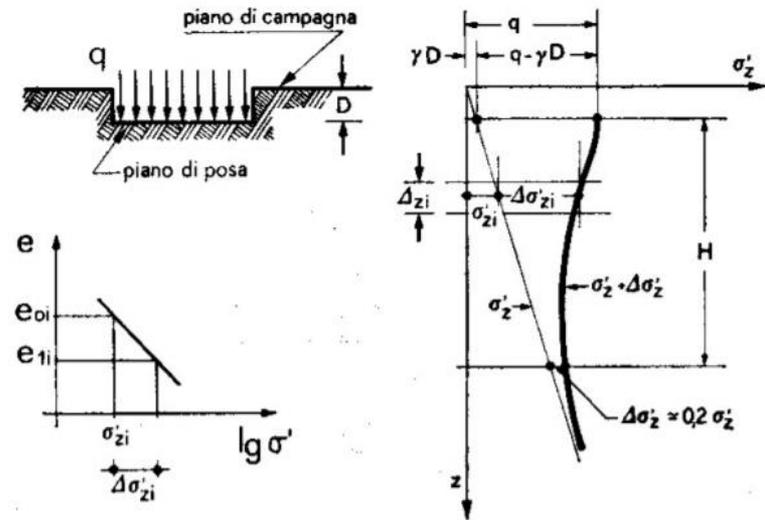
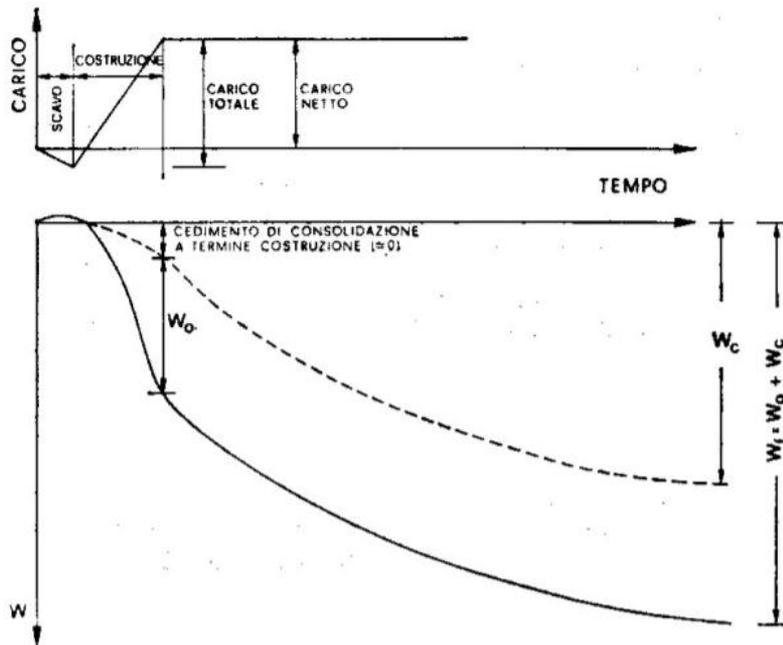
Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»

Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill

Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: CEDIMENTI (Limiti di esercizio)

Calcolo dei cedimenti nei terreni a grana fine – Metodo Edometrico



$$\Delta w_{edi} = \frac{\Delta \sigma'_{zi}}{E_{ed}} \Delta z_i = \frac{e_{oi} - e_{1i}}{1 + e_{oi}} \Delta z_i$$

$$w_{ed} = \sum_{z=0}^H \Delta w_{edi}$$

Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius

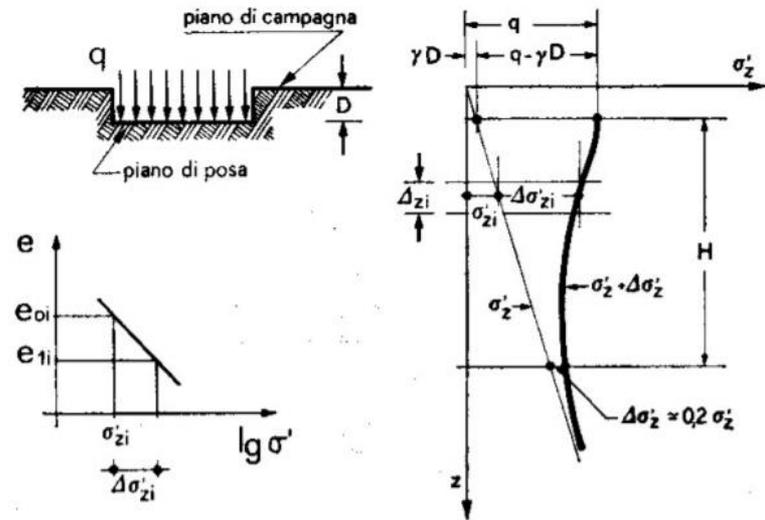
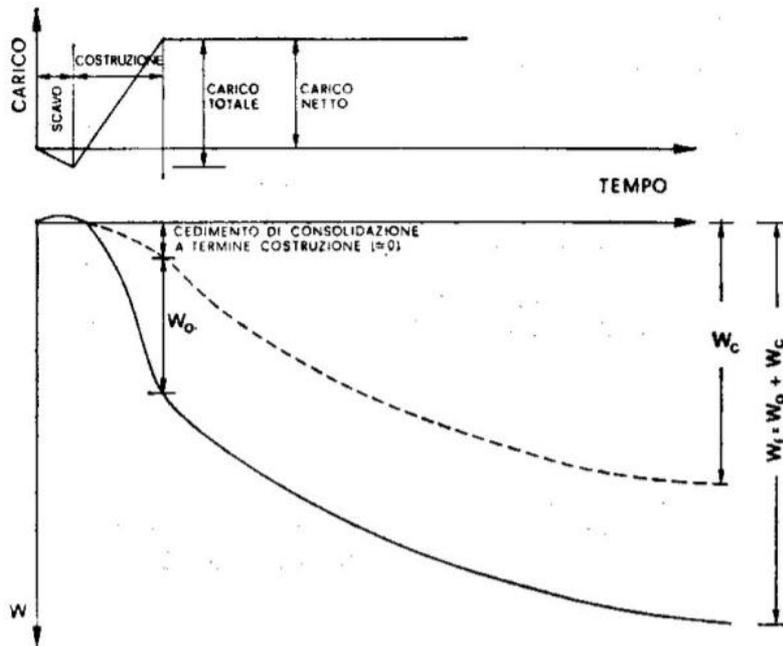
Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»

Bowles J. (1988) «Foundation Analysis and Design» – Ed. McGraw-Hill

Dispense Fioravante V. «geotecnica» (Unife)

FONDAZIONI DIRETTE: CEDIMENTI (Limiti di esercizio)

Calcolo dei cedimenti nei terreni a grana fine – Metodo Edometrico



$$\Delta w_{ed i} = \frac{\Delta \sigma'_{zi}}{E_{ed}} \Delta z_i = \frac{e_{0i} - e_{1i}}{1 + e_{0i}} \Delta z_i$$

$$w_{ed} = \sum_{z=0}^H \Delta w_{ed i}$$