

Lezione 8

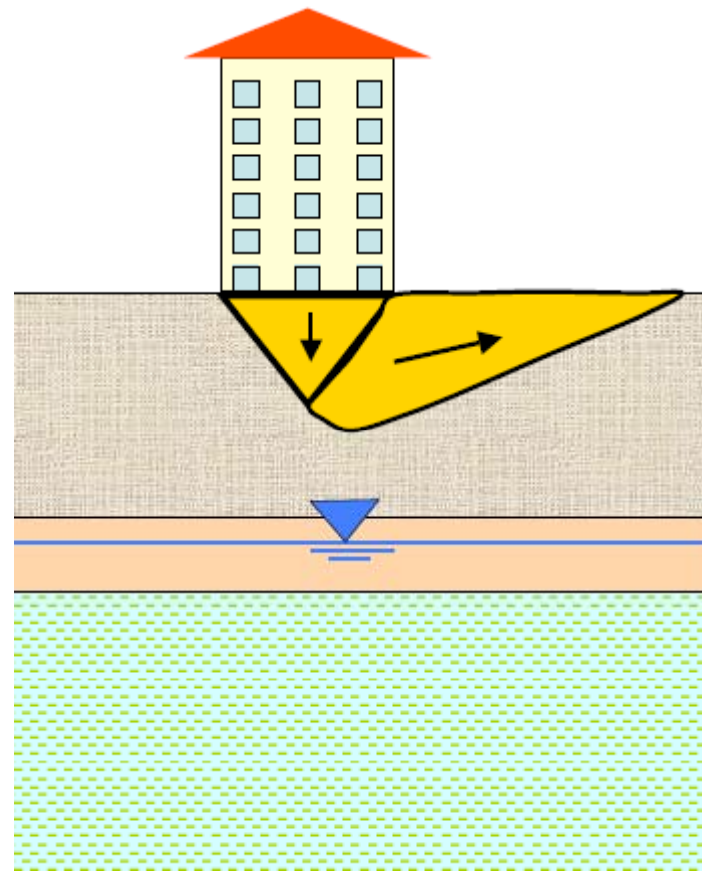
GEOTECNICA

Docente: Ing. Giusy Mitaritonna
e-mail: *g.mitaritonna@poliba.it*

- Lezione 8 -

- Fondazioni superficiali: requisiti di progetto
- Tipologie di fondazioni superficiali
- Carico limite delle fondazioni superficiali (soluzione di Terzaghi, coefficienti di forma)
- Carico limite delle fondazioni superficiali in condizioni non drenate e in condizioni drenate
- Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi per la progettazione geotecnica (DM. 14.01.2008)
- Verifiche agli stati limite ultimi per le fondazioni superficiali (DM. 14.01.2008)

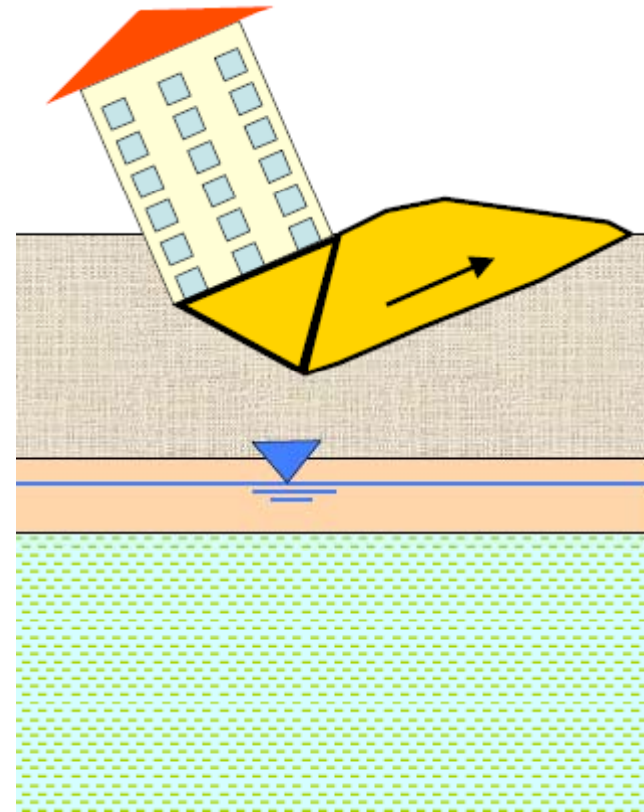
Stabilità delle fondazioni superficiali



Stabilità delle fondazioni superficiali



Comportamento a collasso delle fondazioni



8.A

Fondazioni superficiali:

requisiti di progetto

- FONDAZIONE: è quella parte di una struttura a diretto contatto con il terreno, al quale vincola stabilmente la struttura stessa ed al quale trasmette i carichi su di essa agenti
- Carichi agenti nella struttura in elevazione: dell'ordine di molti MPa; carichi unitari sopportabili dai terreni do fondazione: dell'ordine delle decine o centinaia di kPa
- La struttura di fondazione ripartisce le sollecitazioni provenienti dalla struttura in elevazione su una superficie sufficientemente grande da assicurare il rispetto di determinati requisiti

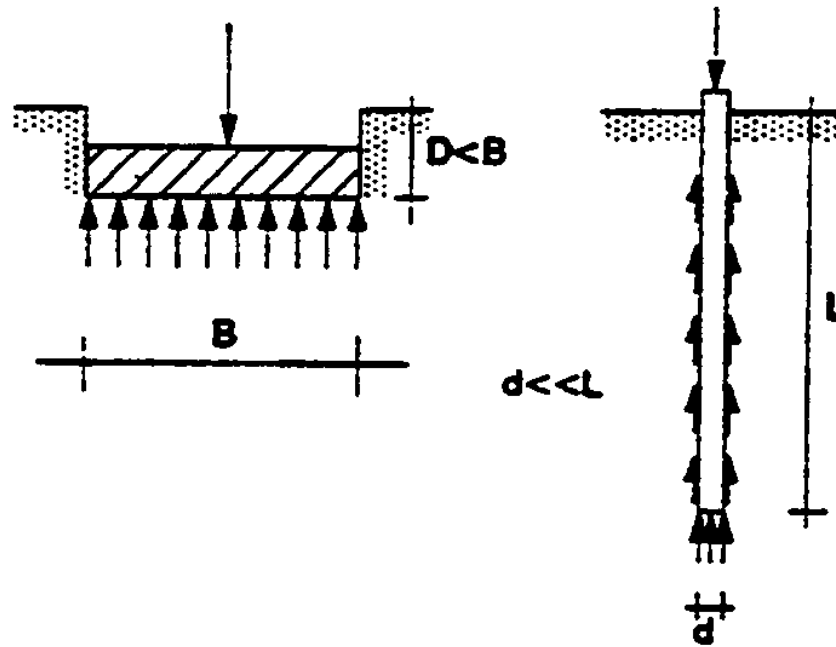
- Requisiti da soddisfare nel progetto geotecnico delle fondazioni:
 - sicurezza rispetto ad un fenomeno di rottura per CARICO LIMITE dei terreni di fondazione (la fondazione deve determinare nel terreno uno stato tensionale sufficientemente lontano da quello che produce rottura);
 - limitazione degli SPOSTAMENTI assoluti e differenziali a valori compatibili con la STATICA e la FUNZIONALITA' della struttura in elevazione;

- Altri requisiti:
 - lo stato di sforzo nella struttura di fondazione deve essere compatibile con i requisiti strutturali riguardanti la resistenza dei materiali, l'insorgere di stati di fessurazione, la durabilità;
 - deve essere garantito che la soluzione in progetto sia realizzabile in modo sicuro e, per quanto possibile, agevole;
 - la soluzione in progetto deve rispondere anche a criteri di economicità.

Il progetto delle fondazioni si articola in una successione di fasi:

- indagini, rilievi e prove tendenti alla *caratterizzazione geotecnica* del terreno
- determinazione dell'*entità e distribuzione dei carichi* esercitati dalla sovrastruttura
- scelta del *tipo di fondazione* e della profondità del piano di posa
- calcolo del *carico limite di rottura* del complesso terreno-fondazione
- analisi del regime di tensioni e deformazioni dell'insieme terreno-fondazione-sovrastuttura sotto l'azione dei carichi di esercizio (e.s.: cedimenti)
- studio delle modalità esecutive
- *piano dei controlli* in corso d'opera ed in fase di esercizio, computo metrico e preventivo di spesa, ...

- Fondazione superficiale: il rapporto fra la profondità del piano di posa D e la sua larghezza in pianta B risulta minore o non molto maggiore dell'unità
- Fondazione profonda: lo stesso rapporto, L/d , è molto maggiore dell'unità



Normativa e raccomandazioni

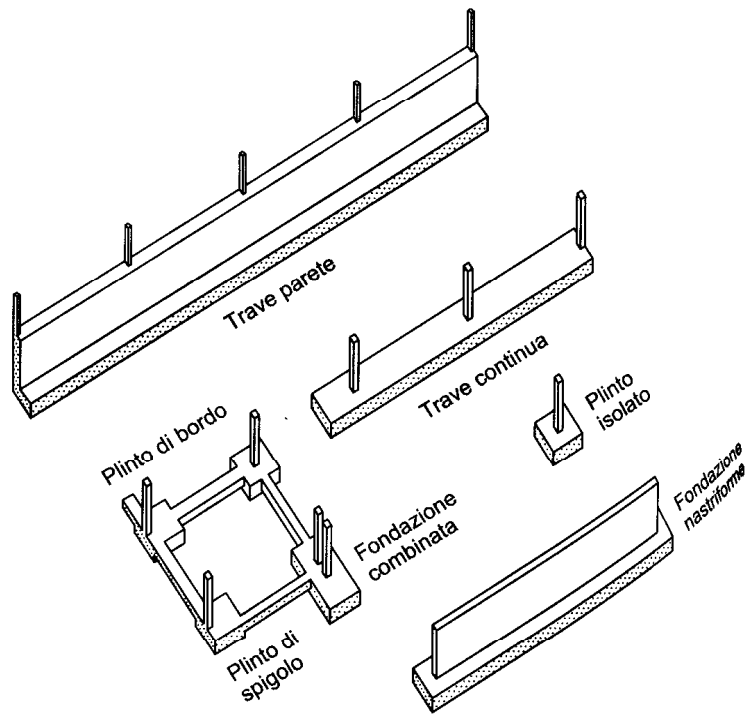
- **D.M. 14.01.2008** “*Norme tecniche per le costruzioni*”.
- **Circolare interpretativa n. 617 del 2.02.2009** “*Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)*”.

Un complesso di raccomandazioni più specifiche , anche senza alcun carattere di legge, sono le “*Linee Guida*”, pubblicate dall’Associazione Italiana di Geotecnica (AGI, 2005).

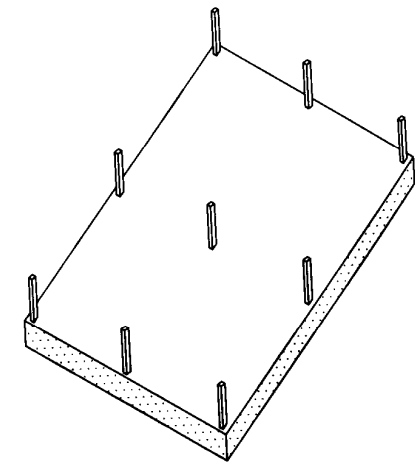
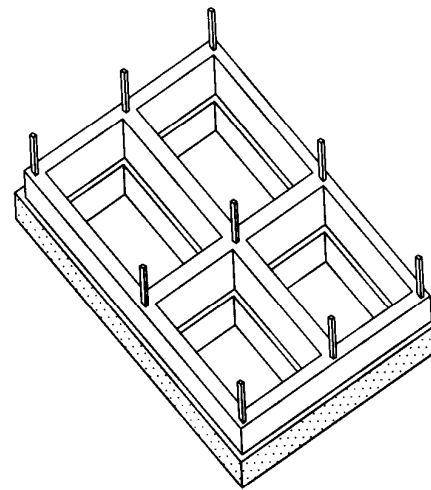
8.B

Tipologie di fondazioni superficiali

- Le strutture di fondazione vengono realizzate quasi sempre in c.a., anche per strutture in elevazione in muratura o in acciaio
- Le forme più comuni sono il plinto isolato, la trave rovescia, la platea

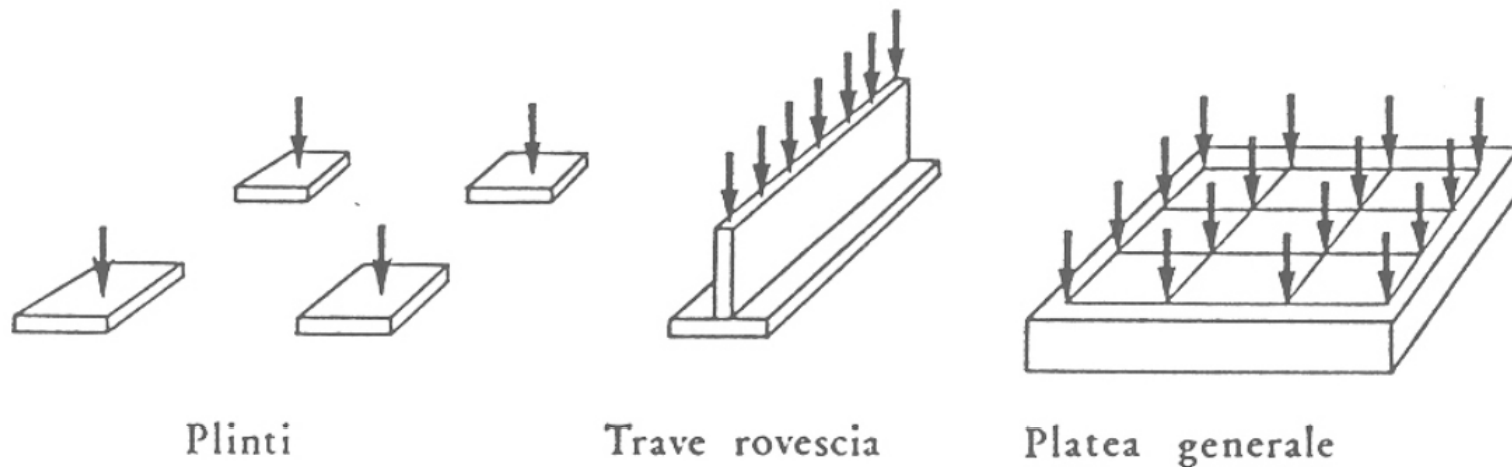


Graticcio di travi



Platea

- Nel passare da plinto isolato a trave rovescia, a graticcio di travi a platea si determina quanto segue:



⇒ Aumenta l'**area** della fondazione e dunque si riduce la pressione trasferita al terreno;

⇒ Aumenta la **rigidezza** della fondazione, rendendo la struttura meno sensibile ad eventuali cedimenti differenziali.

Spesso questo secondo effetto risulta più importante del primo ed è quello che determina la scelta della tipologia di fondazione

Scelta del piano di posa

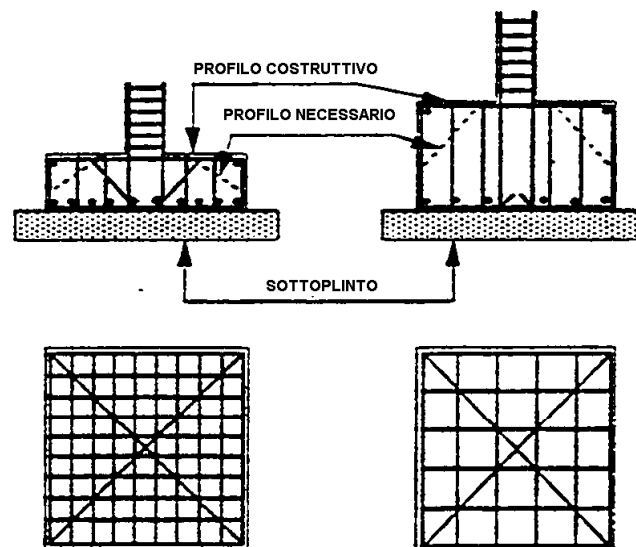
La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del terreno e alle condizioni ambientali.

Deve avere profondità tale da:

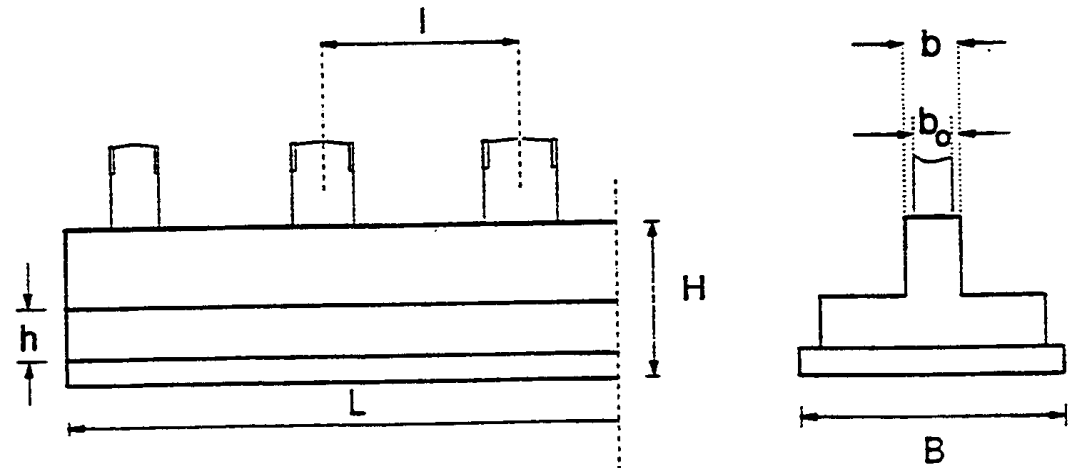
1. Superare lo strato superficiale di terreno vegetale ed eventuali terreni con caratteristiche scadenti;
2. Superare lo strato di terreno soggetto all'azione del gelo o a variazioni stagionali del contenuto in acqua (per le regioni italiane, dell'ordine di uno o due metri);
3. Mettersi al sicuro dall'azione delle acque superficiali.

Tutti gli elementi di una fondazione è auspicabile che vengano impostati ad un unico livello, sia per motivi di sicurezza durante le costruzione, sia per un migliore comportamento in esercizio.

- Il PLINTO ha generalmente forma in pianta isometrica (quadrata, poligonale, circolare); in presenza di significative eccentricità dovute ai carichi permanenti può avere forma rettangolare
- Forma a parallelepipedo, no a tronco di piramide
- Sottoplinto in calcestruzzo magro, collegamento fra i plinti mediante travi



- Si ricorre alle TRAVI ROVESCE quando i pilastri sono disposti lungo un allineamento con interasse relativamente ridotto e le caratteristiche del terreno sono tali che i possibili plinti di fondazione risultano molto ravvicinati
- Collegamento trasversale mediante cordoli; reticolo di travi rovesce



- Si ricorre alle PLATEE quando l'area di impronta del reticolo di travi rovesce eccede il 50 ÷ 60 % dell'area di impronta dell'edificio
- Funzione di impermeabilizzazione

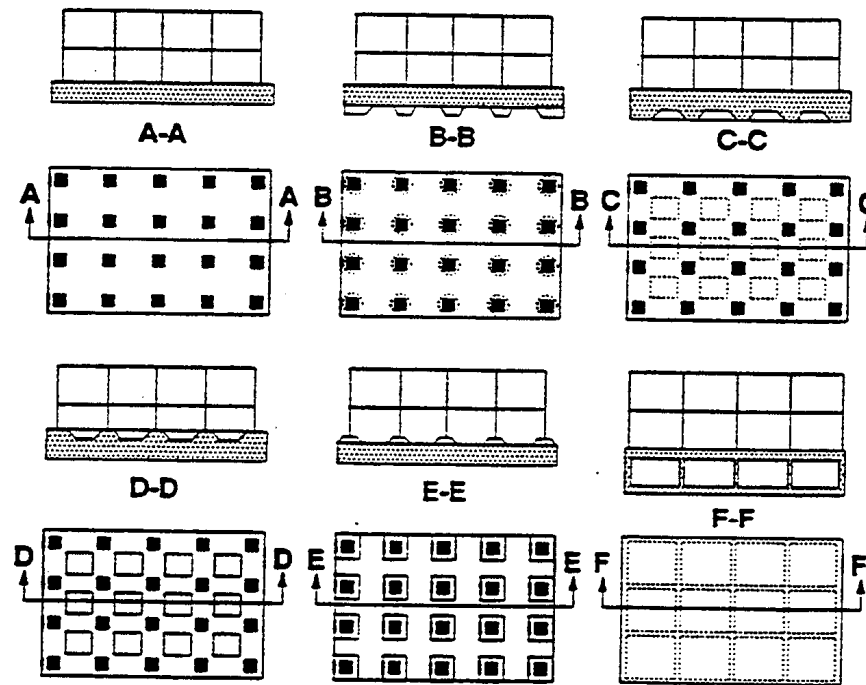
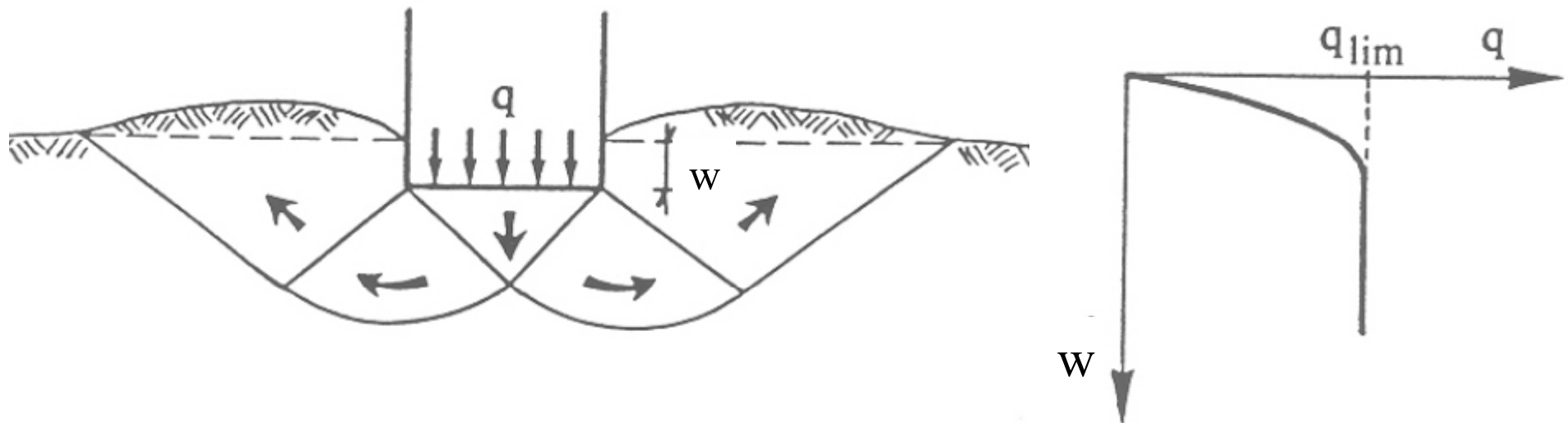


Fig. 6.12. Tipi strutturali di platee di fondazione. a) Piastra a spessore costante; b) piastra con spessore incrementato sotto i pilastri; c) piastra nervata inferiormente; d) piastra a fungo; e) piastra scatolare

8.C

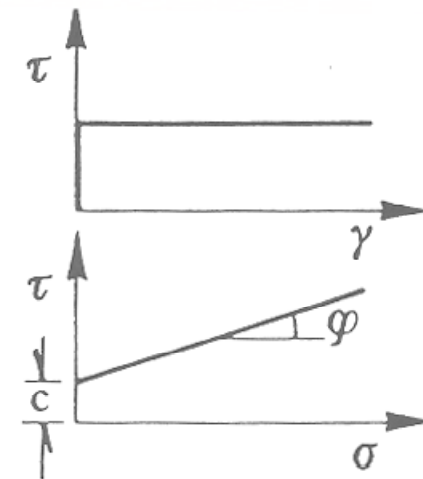
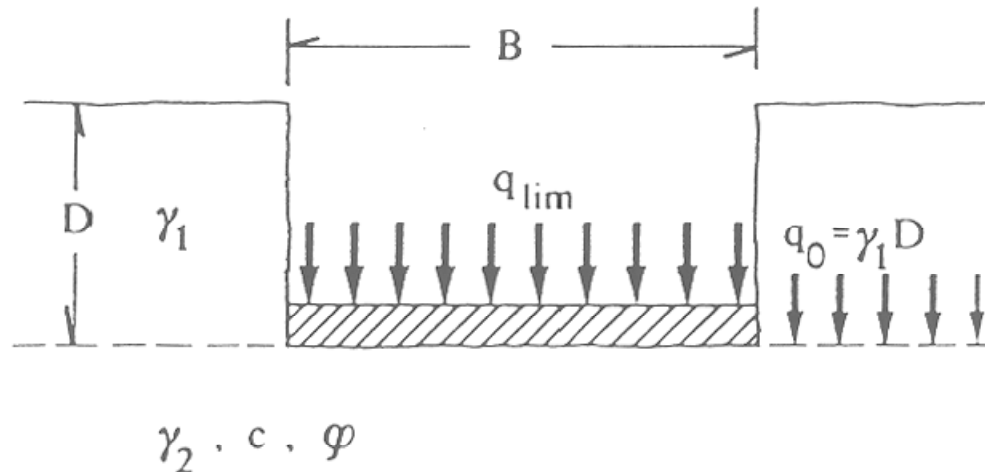
**Carico limite delle fondazioni superficiali
(soluzione di Terzaghi, coefficienti di forma)**

- Calcolo del carico limite q_{lim} per rottura generale



Carico Limite: Formula trinomia di Terzaghi

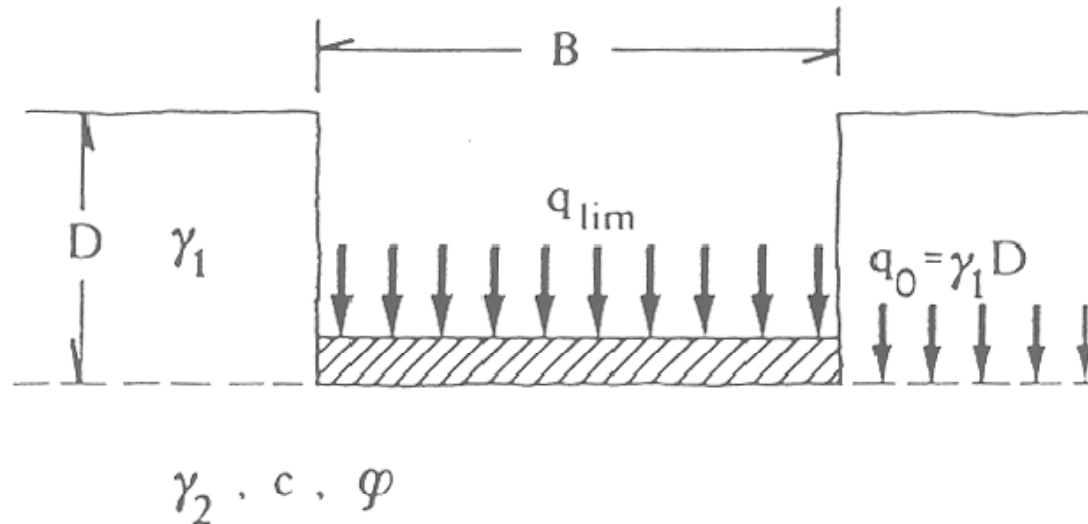
1. Rottura generale
2. Fondazione nastriforme indefinita
3. Terreno a comportamento rigido-plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb ($\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$)
4. Sulla fondazione agiscono carichi verticali centrati
5. Piano campagna e piano di posa orizzontali
6. Terreno omogeneo



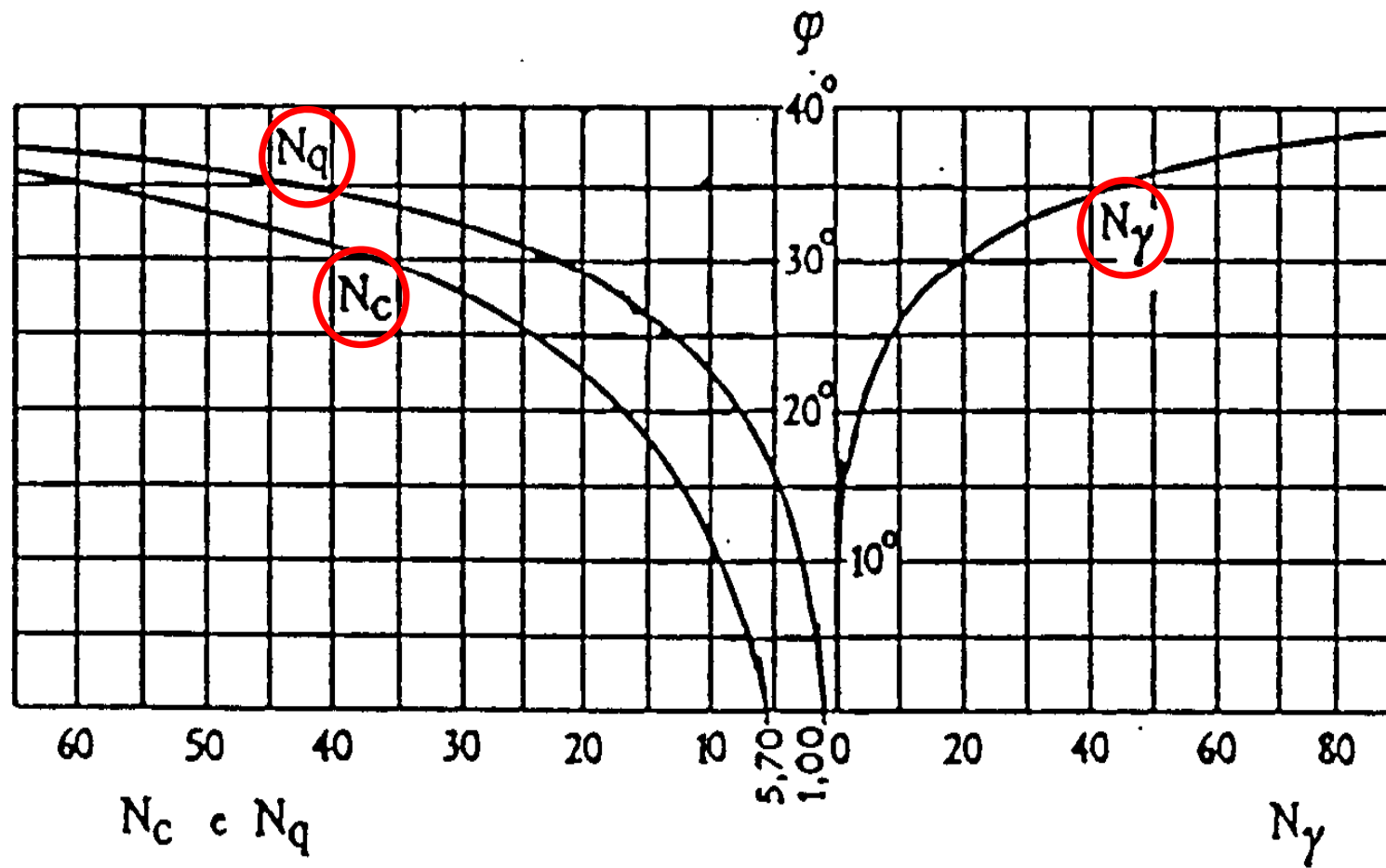
Carico Limite: Formula trinomia di Terzaghi

- Carico Limite o capacità portante

$$q_{\text{lim}} = c \cdot N_c + \frac{1}{2} B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q$$



- c = coesione ($c = c_u$ a B.T., $c = c'$ a L.T.)
- N_c, N_γ, N_q coefficienti di capacità portante dipendenti da φ ($\varphi=0$ a B.T., $\varphi = \varphi'$ a L.T.)



- Nel calcolo del carico limite di fondazioni rettangolari, quadrate o circolari la relazione di Terzaghi si modifica nella:

$$q_{\text{lim}} = c \cdot N_c \cdot s_c + \frac{1}{2} B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q$$

- s_c , s_γ , s_q sono coefficienti di forma
- Per fondazioni quadrate o rettangolari (con $B \leq L$):

$$s_c = s_q = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B}{L}$$
- Per fondazioni circolari: $s_c = 1.3$ $s_q = 1$ $s_\gamma = 0.6$

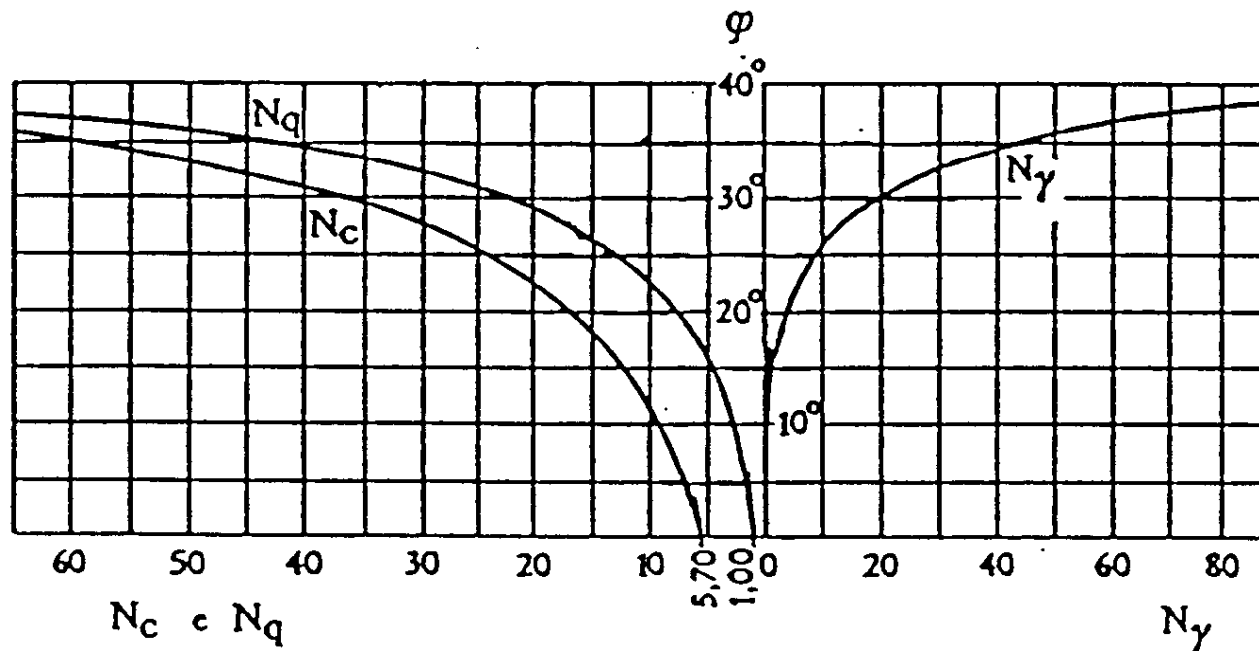
8.D

**Carico limite delle fondazioni superficiali in
condizioni non drenate e in condizioni
drenate**

- Per i terreni a grana fine in condizioni NON DRENATE: analisi in tensioni totali

$$\begin{cases} c = c_u \\ \varphi = 0 \\ \gamma = \gamma_{TOT}! \end{cases} \quad \begin{cases} N_c = 5.7 \\ N_\gamma = 0 \\ N_q = 1 \end{cases}$$

$$q_{lim} = 5.7 \cdot C_u \cdot s_c + \gamma_1 \cdot D \cdot 1 \cdot s_q$$

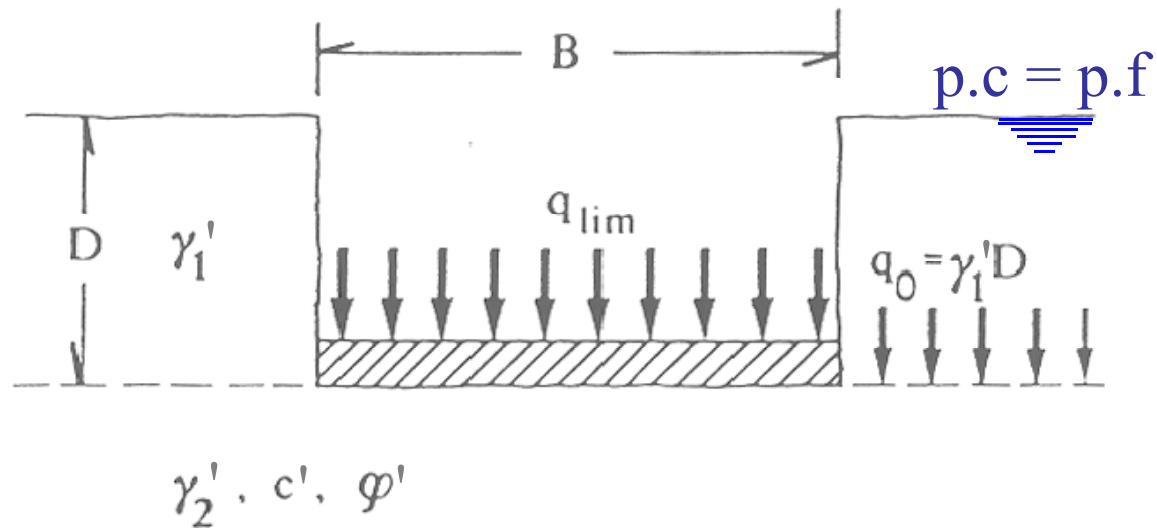


- Per tutti i terreni in condizioni DRENATE: analisi in tensioni efficaci

$$\left\{ \begin{array}{l} c = c' \\ \varphi = \varphi' \\ \gamma = \gamma' = \gamma - \gamma_w \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_c \\ N_\gamma \\ N_q \end{array} \right. \quad \text{funzione di } \varphi'$$

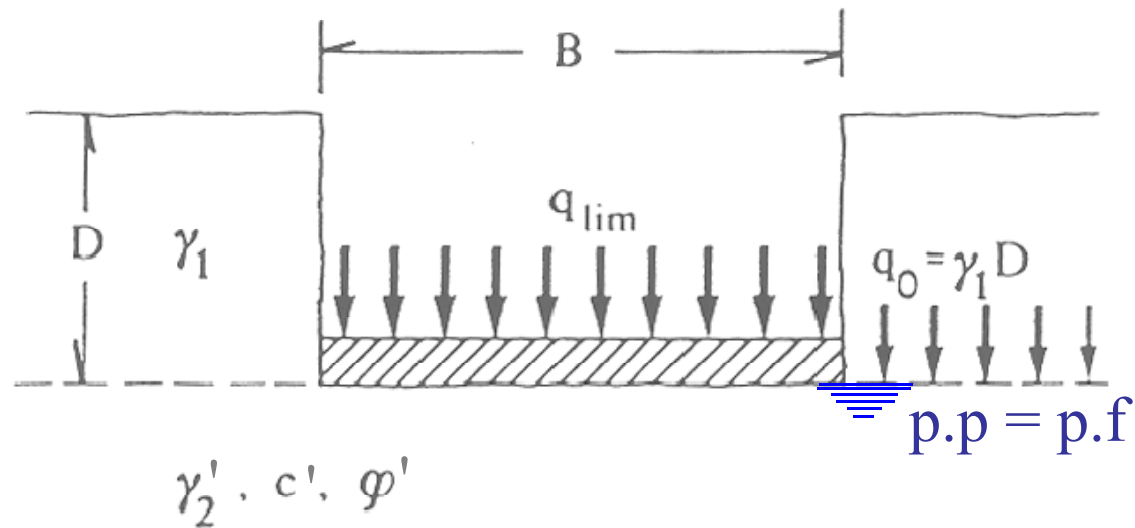
- Per superficie di falda al piano campagna:

$$q_{\text{lim}} = c' \cdot N_c \cdot s_c + \frac{1}{2} B \cdot \gamma'_2 \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + \gamma'_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q$$



- Per superficie di falda al piano di posa:

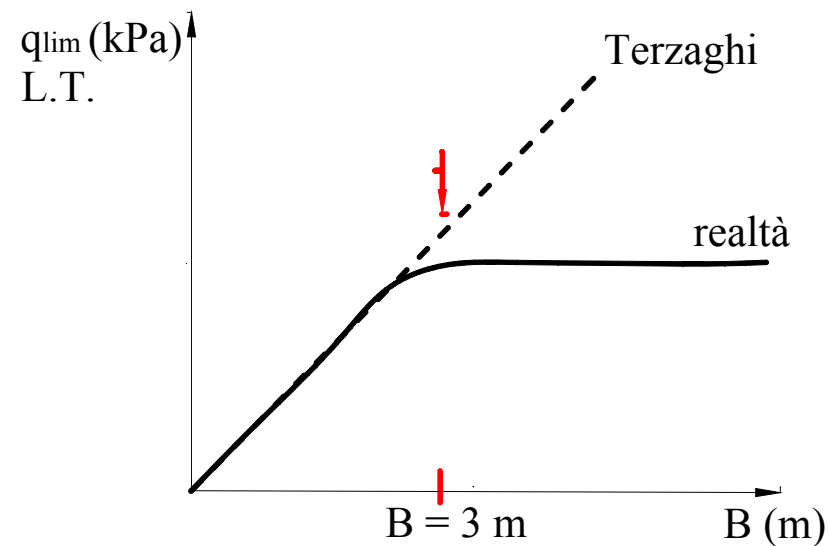
$$q_{\text{lim}} = c' \cdot N_c \cdot s_c + \frac{1}{2} B \cdot \gamma'_2 \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q$$



- Per superficie di falda a profondità maggiore di $D+B$

$$q_{\text{lim}} = c' \cdot N_c \cdot s_c + \frac{1}{2} B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q$$

- Limiti di applicabilità della relazione di Terzaghi: a lungo termine la relazione prevede una dipendenza lineare tra q_{lim} e B
- In realtà ciò è vero per $B \leq 3$ m. Per $B > 3$ m, il meccanismo di rottura è diverso da quello ipotizzato da Terzaghi rendendo non più conveniente l'allargamento della fondazione al fine di un aumento di q_{lim}



- Cautelativamente, $B_{max} = 3$ m

8.E

**Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi per la
progettazione geotecnica (DM. 14.01.2008, Cap. 6)**

Cosa è uno Stato Limite?

È la condizione superata la quale la struttura non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

Stato Limite Ultimo (SLU):

crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera.

Stato Limite di Esercizio (SLE):

tutti i requisiti atti a garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione (§6.2.3.1):

$$E_d \leq R_d$$

Valore di progetto dell'azione
o dell'effetto dell'azione

$$\longrightarrow E_d = E \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Valore di progetto della
resistenza del sistema geotecnico

$$\longrightarrow R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$F_k, X_k \longrightarrow$ Azioni e parametri caratteristici

$\gamma_F \cdot F_k, \frac{X_k}{\gamma_M} \longrightarrow$ Azioni e parametri di progetto

$a_d \longrightarrow$ Geometria di progetto

$\gamma_R \longrightarrow$ Coefficiente che opera direttamente sulla resistenza del sistema

Per valore *caratteristico* di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato

La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di **coefficienti parziali**, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Specificati per ogni tipo di opera!!!!

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

- 1) Nel primo approccio progettuale (**Approccio 1**) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:
 - 1a) la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno,
 - 1b) la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

- 2) Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

I coefficienti parziali γ_F relativi alle **AZIONI** sono indicati nella Tab. 6.2.I (§6.2.3.1.1):

Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU *	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti “G”	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili “Q”	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

* = stato limite di equilibrio come corpo rigido

(ribaltamento muro a gravità, sollevamento fondo scavo)

$$es : E_d = \gamma_G G + \gamma_Q Q$$

Il valore di progetto della **RESISTENZA** (R_d) può essere determinato (§6.2.3.1.2) :

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

Tabella 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)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

$$c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_{c'}}; \quad \text{tag} \phi'_d = \frac{\text{tag} \phi'_k}{\gamma_{\phi'}}; \quad c_{ud} = \frac{c_{uk}}{\gamma_{cu}}; \quad \gamma_d = \frac{\gamma}{\gamma_\gamma}$$

PS: nell'uso dell'espressione trinomia di Terzaghi per la valutazione del carico limite ($R = q_{lim}A$), devono essere impiegati i valori di progetto dei parametri di resistenza (c'_d, ϕ'_d, c_{ud}), tali parametri devono essere impiegati anche per la determinazione di N_c, N_q e N_γ .

8.F

**Verifiche agli stati limite ultimi DM. 14.01.2008
per le Fondazioni superficiali**

OPERE DI FONDAZIONE (§6.4)

FONDAZIONI SUPERFICIALI (§6.4.2)

Verifiche agli stati limite ultimi (SLU, § 6.4.2.1)

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

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- *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 secondo l'**Approccio 1**:

- Combinazione 2: (A2-M2-R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

La **rimanenti verifiche** devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1-M1-R1)
- Combinazione 2: (A2-M2-R2)

Approccio 2:

(A1-M1-R3).

Nelle verifiche effettuate con l'Approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tabella 6.4.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

mettendo in ordine le idee...

- 1) Il valore di progetto delle azioni E_d (carico d'esercizio) nei due approcci è calcolata considerando i coefficienti parziali γ_F adeguati (Tabella 6.2.I):

$$es : E_d = \gamma_G G + \gamma_Q Q$$

- 2) Calcolata la resistenza del sistema R , con la formula trinomia di Terzaghi ($R = q_{lim} A$), utilizzando i parametri di progetto delle proprietà del terreno X_d ricavati dai "valori caratteristici X_k " mediante la:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$

dove γ_M sono i coefficienti parziali (Tabella 6.2.II),

- 3) a questa si applica direttamente un coefficiente parziale γ_R (Tabella 6.4.I) ottenendo la resistenza di progetto R_d :

$$R_d = \frac{R}{\gamma_R}$$

La verifica impone che sia soddisfatta la disuguaglianza

$$E_d \leq R_d$$

Approccio 2 (A1,M1,R3)

1) Il valore di progetto delle azioni E_d (carico d'esercizio):

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	A1
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1,0
	Sfavorevole		1,3

$$E_d = \gamma_G G = 1.3G$$

2) parametri di progetto delle proprietà del terreno X_d

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M1
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0

$$es : c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_{c'}} = \frac{c'_k}{1} = c'_k$$

3) calcolata la resistenza del sistema R a questa si applica direttamente un coefficiente parziale γ_R (Tabella 6.4.I) ottenendo la resistenza di progetto R_d :

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 2,3$

$$R_d = \frac{R}{\gamma_R} = \frac{q_{lim} A}{2.3}$$