



FONDAZIONI: TIPOLOGIE

Testi di riferimento

Viggiani C. (1998) «Fondazioni» Ed. Hevelius
Lancellotta R., Calavera J. (2000) «Fondazioni»

FONDAZIONI DIRETTE - SUPERFICIALI

FONDAZIONI INDIRETTE - SEMIPROFONDE

FONDAZIONI INDIRETTE - PROFONDE



FONDAZIONI DIRETTE

Tipologia

- **Plinti di fondazione**
- **Travi di fondazione**
- **Reticoli di travi**
- **Platee**



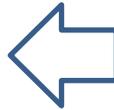
- Caratteristiche della struttura in elevazione da collegare al terreno
- Caratteristiche del terreno di fondazione

Declinando il termine caratteristiche in tutte le forme e le condizioni che riguardano i due sistemi



FONDAZIONI DIRETTE

Scelta del piano di posa



- Superare, in profondità, gli strati superficiali: terreno vegetale, relitti, detriti, riporti con terreni e materiali scadenti
- Superare, in profondità, gli strati di terreno soggetti alle azioni del gelo, e alle oscillazioni stagionali del contenuto d'acqua
- Porre le fondazioni al sicuro dalle azioni di acque superficiali (falde superficiali, infiltrazioni ecc). In presenza di falda è necessario porre le fondazioni o sopra la falda anche nelle condizioni di massimo livello raggiungibile dalla falda oppure al di sotto del livello minimo della quota della falda.
- Le fondazioni di un immobile devono essere possibilmente impostate tutte alla stessa quota.
- Il piano di posa stabilito in sede di progettazione deve essere verificato in sede di costruzione, al momento dell'apertura degli scavi. Deve essere il DL (come prescrive la normativa) a dichiarare la corrispondenza del piano di posa delle fondazioni al progetto e quindi approvare definitivamente il piano di posa alla luce degli aspetti che devono essere riportati nel progetto.



FONDAZIONI DIRETTE

Scelta del piano di posa



- Nel caso di fondazioni disposte nell'alveo dei fiumi e dei corsi d'ascia in generale, il piano di posa deve essere fissato al di sotto della profondità massima alla quale può giungere il fenomeno dell'erosione di fondo.
- Pile e spalle di ponti



FONDAZIONI DIRETTE

Scelta del piano di posa



- Nel caso di fondazioni disposte nell'alveo dei fiumi e dei corsi d'ascia in generale, il piano di posa deve essere fossato al di sotto della profondità massima alla quale può giungere il fenomeno dell'erosione di fondo.
- Pile e spalle di ponti



FONDAZIONI DIRETTE

Scelta del piano di posa

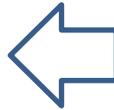


- Nel caso di fondazioni disposte nell'alveo dei fiumi e dei corsi d'ascia in generale, il piano di posa deve essere fossato al di sotto della profondità massima alla quale può giungere il fenomeno dell'erosione di fondo.
- Pile e spalle di ponti

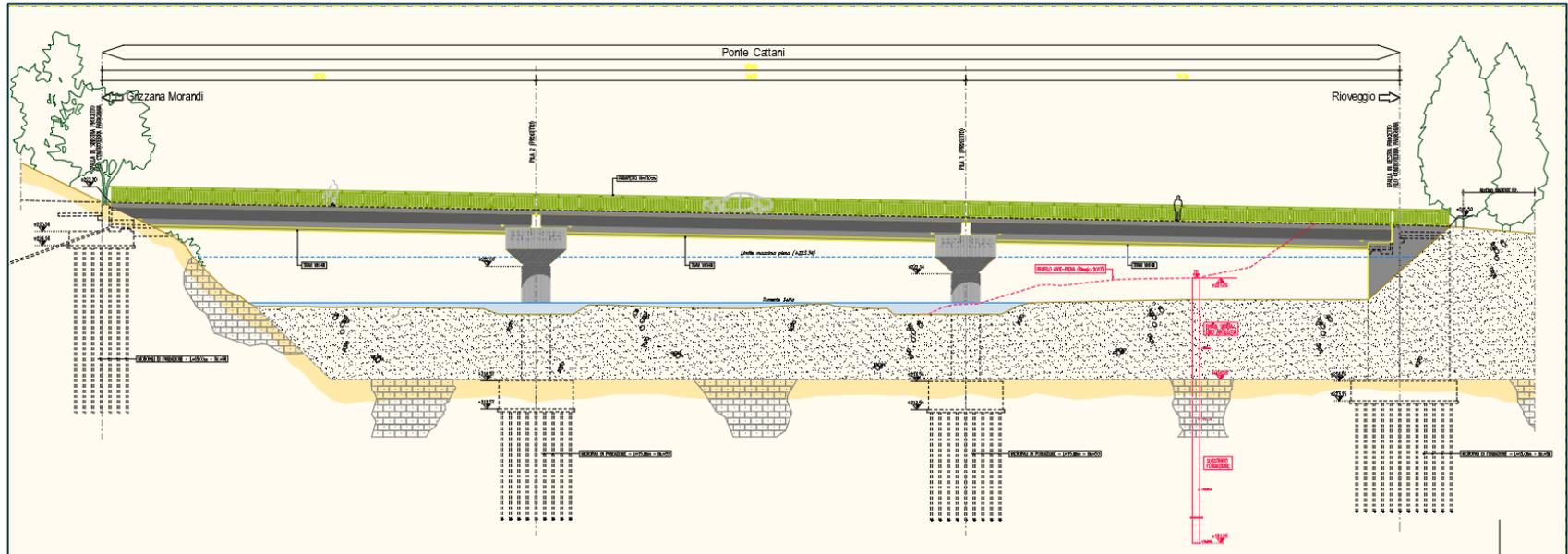


FONDAZIONI DIRETTE

Scelta del piano di posa



- Nel caso di fondazioni disposte nell'alveo dei fiumi e dei corsi d'ascia in generale, il piano di posa deve essere fossato al di sotto della profondità massima alla quale può giungere il fenomeno dell'erosione di fondo.
- Pile e spalle di ponti





FONDAZIONI DIRETTE

Scelta del piano di posa



- Nel caso di fondazioni disposte nell'alveo dei fiumi e dei corsi d'acqua in generale, il piano di posa deve essere fissato al di sotto della profondità massima alla quale può giungere il fenomeno dell'erosione di fondo.
- Pile e spalle di ponti
- Lo scalzamento delle fondazioni di ponti si è purtroppo verificato frequente negli ultimi tempi e questo è legato alla dinamica dell'idraulica dei corsi d'acqua, alle variazioni morfologiche, al processo naturale di abbassamento degli alvei per aumento dell'erosione .
- Fondamentale, dunque, nella definizione del piano di posa e nella conformazione delle fondazioni in alveo, l'analisi idraulica approfondita del corso d'acqua, delle piene duecentennali, cinquecentennali, delle condizioni che potranno in futuro determinare variazioni dell'alveo. Occorre considerare una importante quantità di elementi che potranno influire sulla stabilità delle fondazioni e del ponte.
- Influisce sulla erosione del fondo anche le forme che sono assegnate alle pile in alveo



$$\frac{s}{b} = K1 \cdot K2 \cdot f\left(\frac{a}{b}\right)$$

$$FS = i_c / i_m$$

FONDAZIONI DIRETTE

Fondazioni a plinto In alveo

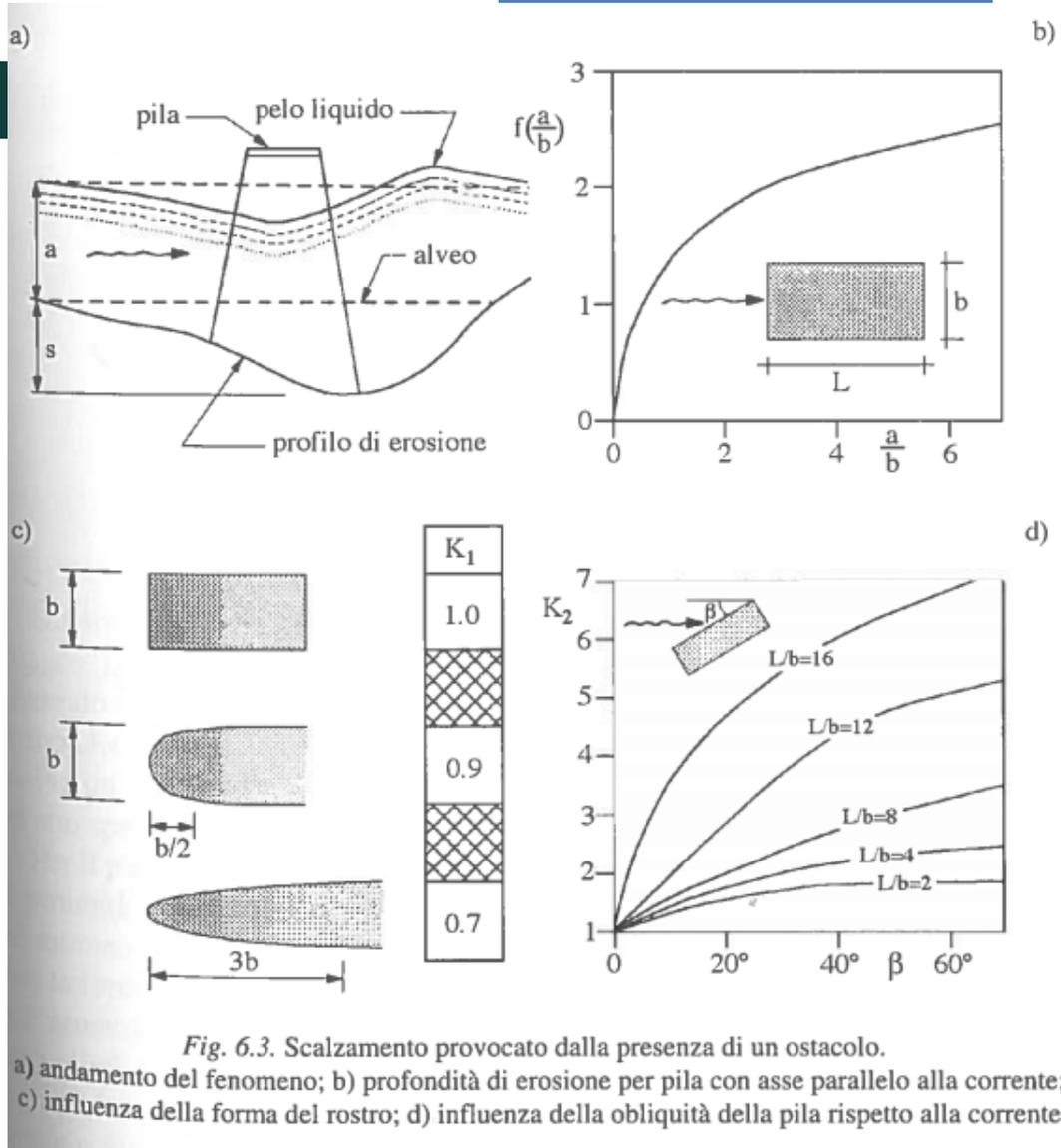
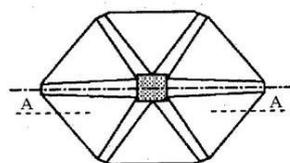
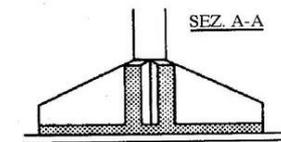
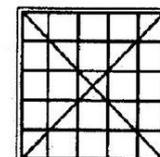
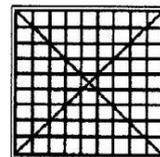
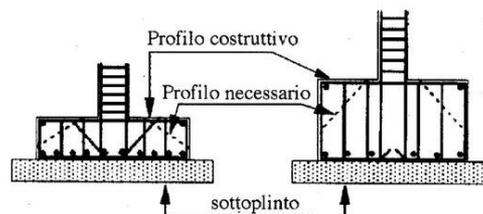
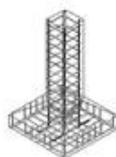
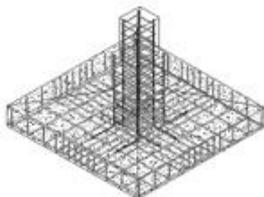
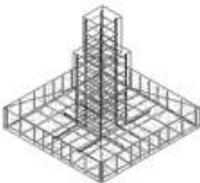
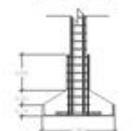
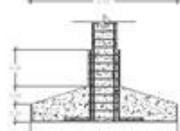
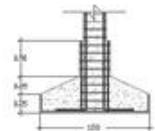
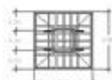
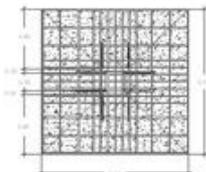
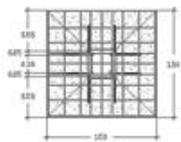
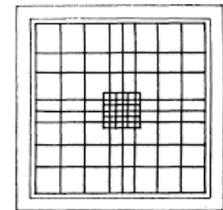
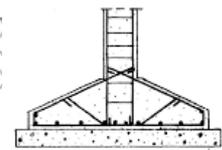
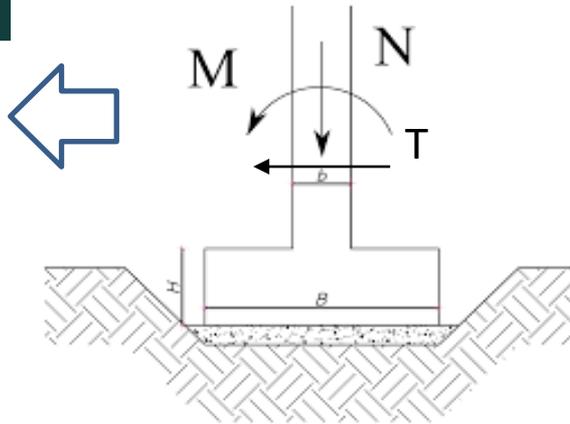


Fig. 6.3. Scalmamento provocato dalla presenza di un ostacolo.
a) andamento del fenomeno; b) profondità di erosione per pila con asse parallelo alla corrente;
c) influenza della forma del rostro; d) influenza della obliquità della pila rispetto alla corrente



FONDAZIONI DIRETTE

Fondazioni a plinto Plinto isolato



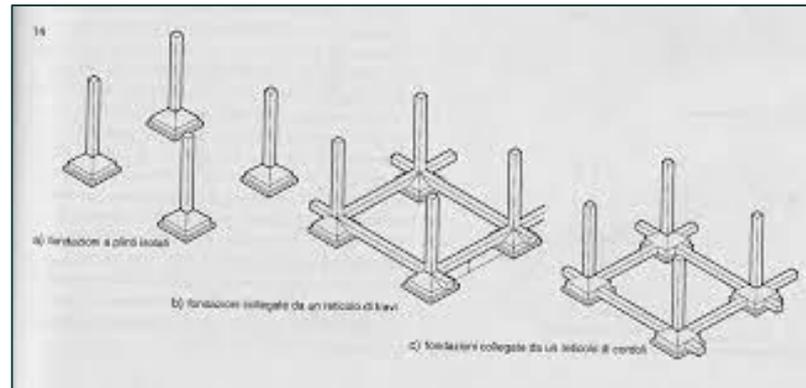
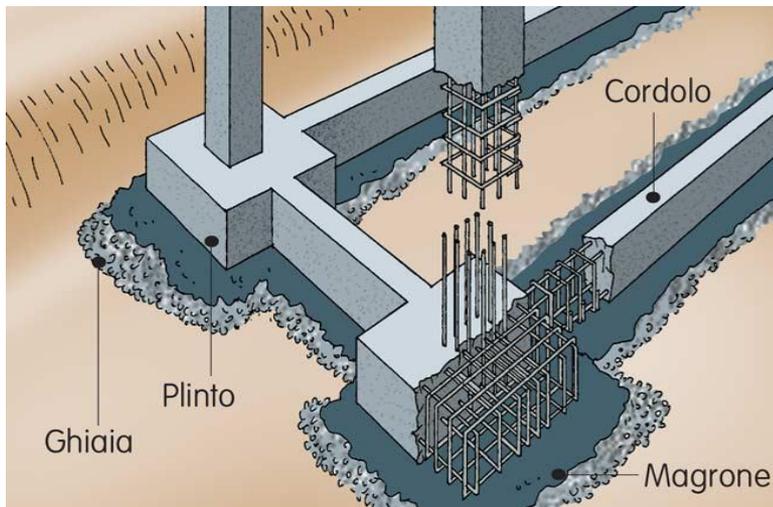
Plinto nervato

I plinti sono generalmente collegati tra loro. La normativa impone che in zone sismiche i plinti siano collegati tra loro nelle due direzioni Cap.7 NTC2018

FONDAZIONI DIRETTE

Fondazioni a plinto

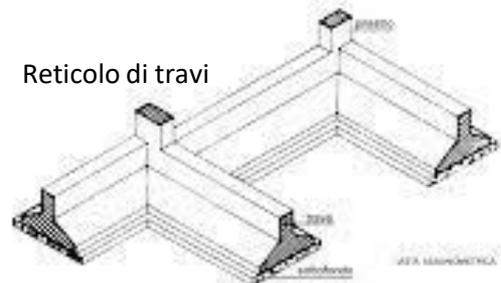
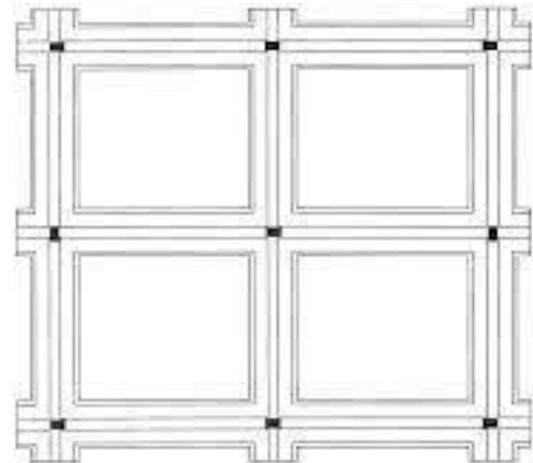
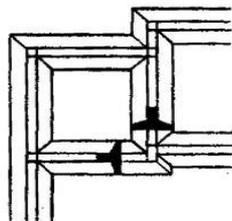
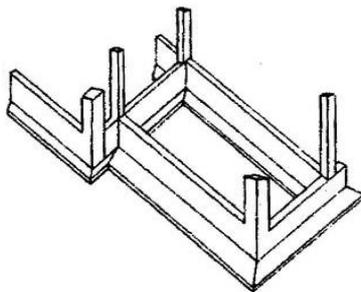
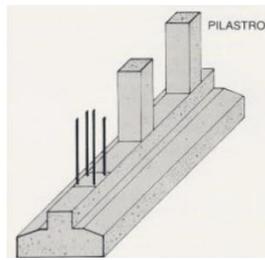
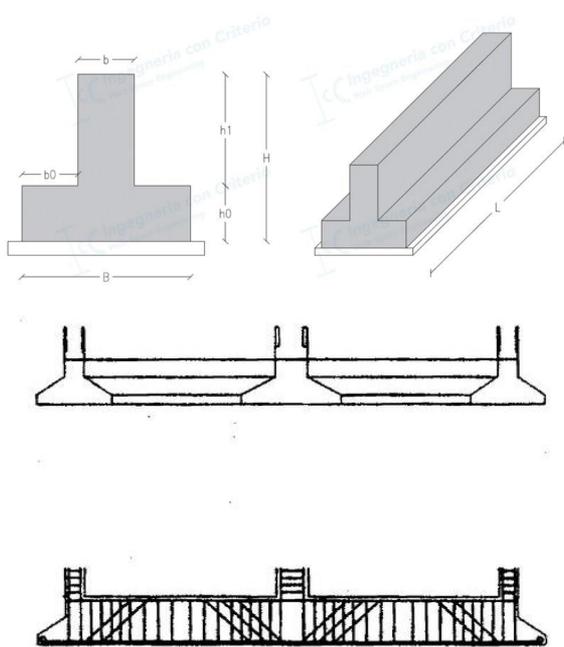
Plinti collegati



FONDAZIONI DIRETTE

Fondazioni continue

Travi rovesce e reticoli di travi



Reticolo di travi

Si parla di reticolo di travi quando le travi sono collegate trasversalmente da cordoli o travi a loro volta equivalenti alle prime.

La trave rovescia ha in genere una soletta a contatto con il terreno ed una nervatura sulla quale si collegano i pilastri ed i setti dell'immobile

FONDAZIONI DIRETTE

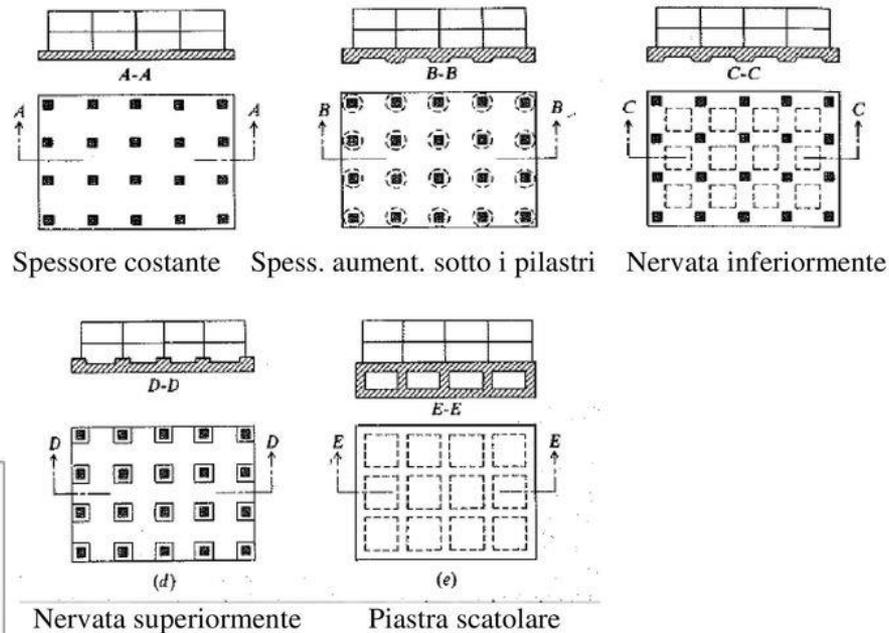
Fondazioni continue

Travi rovesce e reticoli di travi

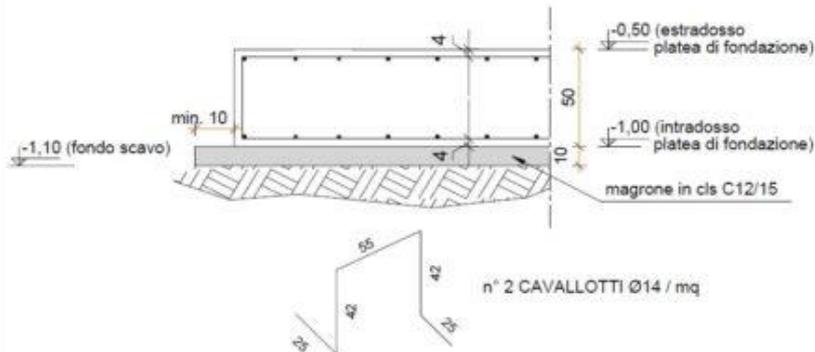


FONDAZIONI DIRETTE

Fondazioni continue Platee



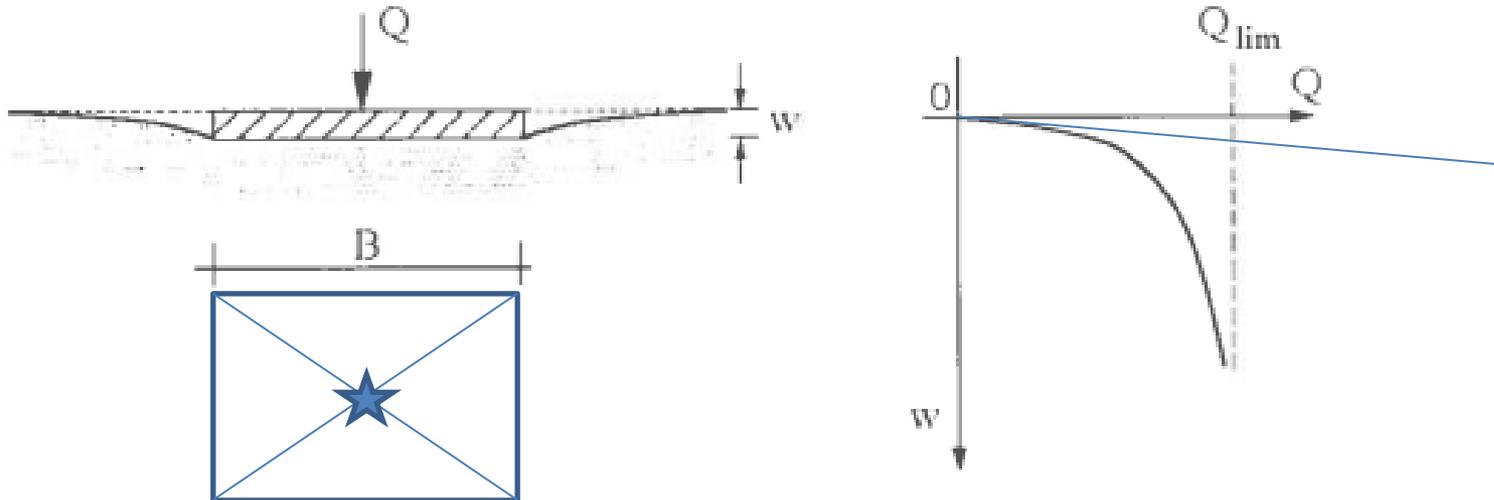
SEZIONE TIPO - COPRIFERRO MINIMO ARMATURA PLATEA
 Scala 1:25



La platea può risultare conveniente se non indispensabile nei casi di piani interrati particolarmente se il piano di posta è sotto falda.

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

Definizioni e fenomenologia

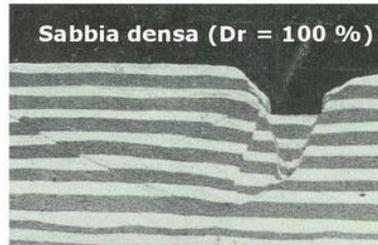


Se immaginiamo di realizzare una fondazione a plinto, di forma rettangolare, in cemento armato, posta sul piano di posa previsto per la fondazione e applichiamo un carico Q sul plinto, con valore via via crescente, possiamo vedere, in un diagramma carico-spostamento che nella prima fase di applicazione del carico la curva si mantiene su un andamento pressochè lineare poi, mano mano che il carico cresce la curva inizia ad aumentare il gradiente fino a raggiungere un valore per il quale a piccoli incrementi di carico corrispondono cedimenti molto elevati .

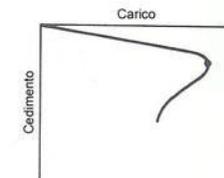
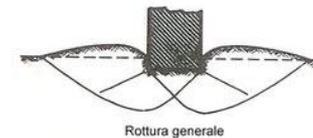
FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

Definizioni e fenomenologia : Meccanismi di rottura

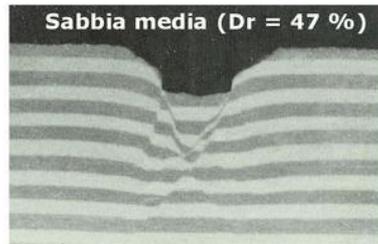
Le superfici di rottura si estendono fino a raggiungere la superficie del piano campagna. A questo meccanismo di rottura corrisponde un comportamento della fondazione di tipo plastico o fragile



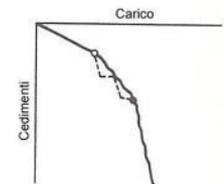
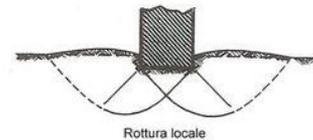
Rottura generale



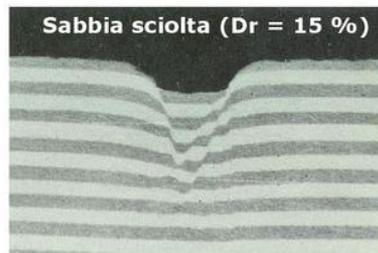
Le superfici di rottura interessano soltanto la zona in prossimità del cuneo sottostante la fondazione



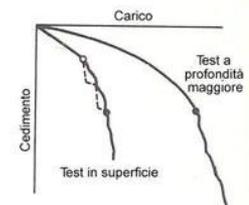
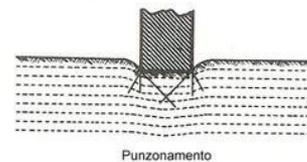
Rottura locale



Le superfici di rottura coincidono praticamente con le facce laterali del cuneo. Il terreno sotto la fondazione si comprime con riduzione dell'indice dei vuoti. Ad un meccanismo di questo tipo si unisce un comportamento plastico con incrudimento della fondazione, con aumento del cedimento all'aumento del carico senza una chiara determinazione del carico limite.



Punzonamento

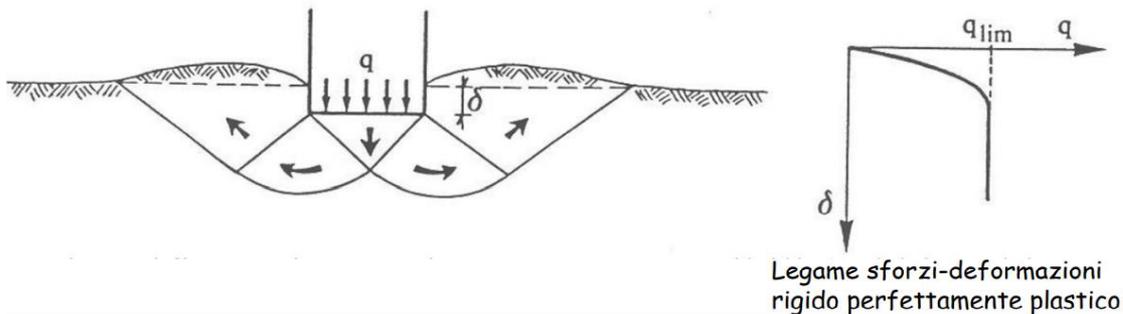


FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

Definizioni e fenomenologia : Meccanismo di rottura generale

Con formazione di superfici di scorrimento ben definite, che dalla fondazione si sviluppano fino al piano campagna

- il terreno sottostante la fondazione è spinto verso il basso e lateralmente e quello posto ai lati si solleva (rotazione della fondazione)
- si verifica nei terreni poco compressibili (sabbie addensate, argille consistenti)
- il valore del carico limite risulta chiaramente individuato come punto di massimo della curva carichi-cedimenti

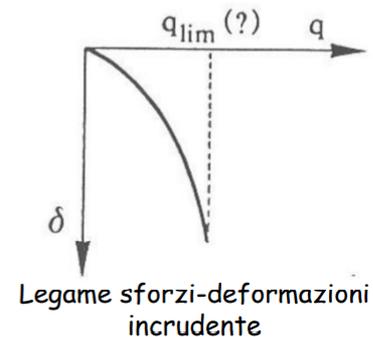
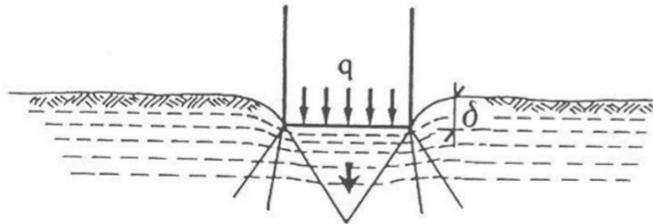


FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

Definizioni e fenomenologia : Meccanismo di rottura per punzonamento

La fondazione affonda per effetto della formazione di piani di taglio verticali

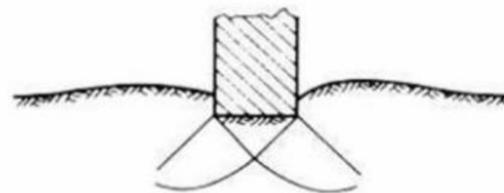
- si verifica nei terreni molto compressibili (sabbie poco addensate e argille tenere)
- è caratterizzata dall'assenza di superfici di scorrimento ben definite
- sulla curva carichi-cedimenti i cedimenti crescono con gradualità all'aumentare del carico senza consentire una precisa individuazione del carico limite



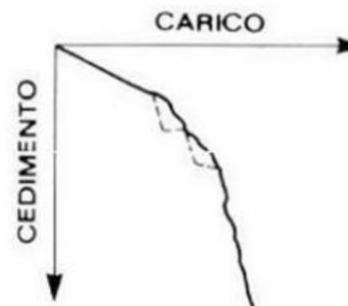
FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

Definizioni e fenomenologia : Meccanismo di rottura locale

Meccanismo intermedio governato sia dalla compressibilità del terreno sia dalla formazione di superfici di scorrimento, che però non raggiungono la superficie

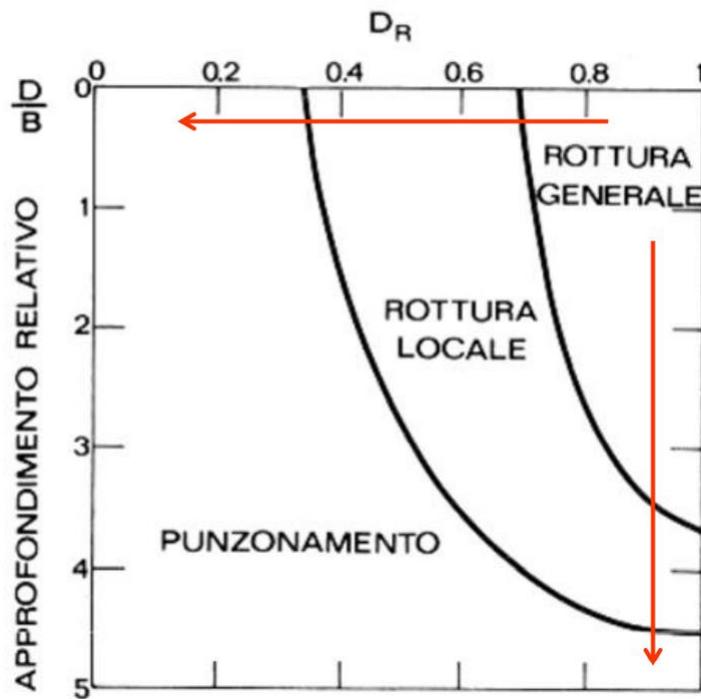


b) ROTTURA LOCALE



FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

Definizioni e fenomenologia : Diagramma per valutazione del tipo di rottura per le SABBIE



Densità Relativa vs Rapporto tra profondità di posa «D» della fondazione e larghezza minima della fondazione «B»

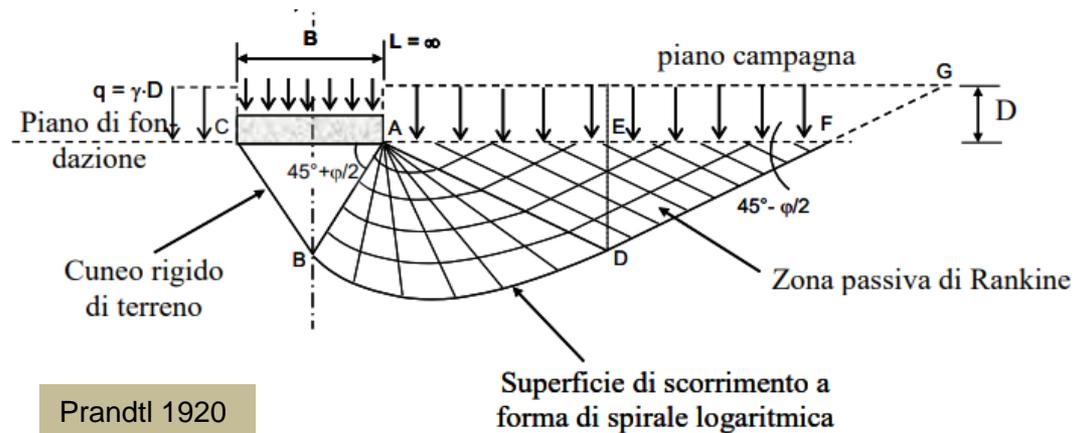
FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

Calcolo della capacità portante

I due principali studi teorici per il calcolo della capacità portante, dai quali deriva la maggior parte delle soluzioni proposte successivamente, sono stati condotti da **Prandtl (1920)** e **Terzaghi (1943)**, per fondazione nastriforme (problema piano) utilizzando il **metodo dell'equilibrio limite**. Entrambi schematizzano il terreno come **un mezzo continuo, omogeneo e isotropo, a comportamento rigido plastico e per il quale vale il criterio di rottura di Mohr-Coulomb**.

Prandtl ipotizza:

assenza di attrito tra fondazione e terreno sottostante e quindi che la rottura avvenga con la formazione di un cuneo in condizioni di spinta attiva di Rankine (in cui le tensioni verticale ed orizzontale sono principali, la tensione verticale è la tensione principale maggiore, la tensione orizzontale è la tensione principale minore) le cui facce risultano inclinate di un angolo di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale, essendo φ l'angolo di resistenza al taglio del terreno. Il cuneo è spinto verso il basso e, in condizioni di equilibrio limite, produce la rottura del terreno circostante secondo una superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica, con anomalia ϕ (zona di taglio radiale)



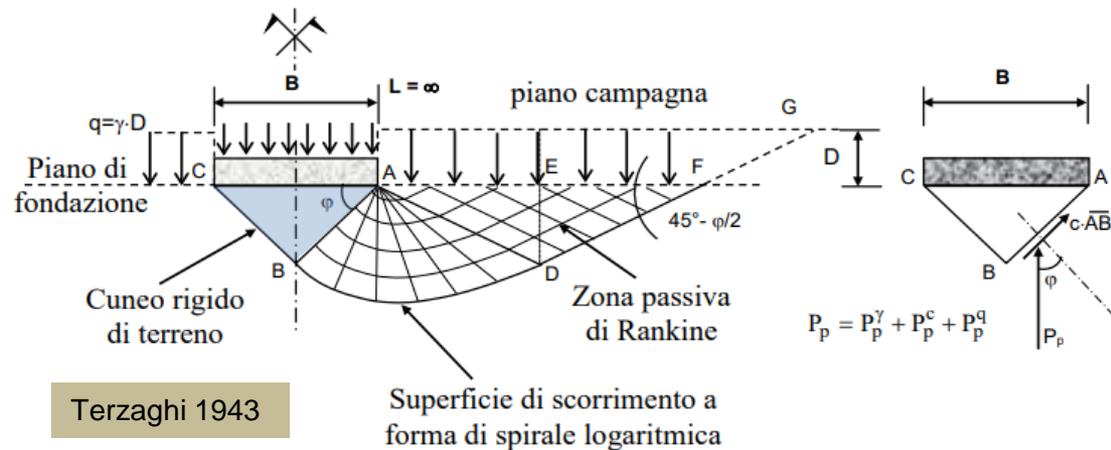
Come caso particolare, per $\varphi = 0$ il cuneo sottostante la fondazione ha le pareti inclinate a 45° , la zona di taglio radiale è limitata da una superficie circolare (spirale logaritmica ad anomalia 0) e la zona passiva ha piani di scorrimento inclinati a 45° .

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

Calcolo della capacità portante

I due principali studi teorici per il calcolo della capacità portante, dai quali deriva la maggior parte delle soluzioni proposte successivamente, sono stati condotti da **Prandtl (1920)** e **Terzaghi (1943)**, per fondazione nastriforme (problema piano) utilizzando il **metodo dell'equilibrio limite**. Entrambi schematizzano il terreno come **un mezzo continuo, omogeneo e isotropo, a comportamento rigido plastico e per il quale vale il criterio di rottura di Mohr-Coulomb**.

Il meccanismo di rottura di **Terzaghi** ipotizza (secondo uno schema più aderente alle condizioni reali) la presenza di attrito tra fondazione e terreno. In questo caso il **cuneo** sottostante la fondazione è in condizioni di **equilibrio elastico**, ha superfici inclinate di un angolo φ rispetto all'orizzontale, e penetra nel terreno come se fosse parte della fondazione stessa.



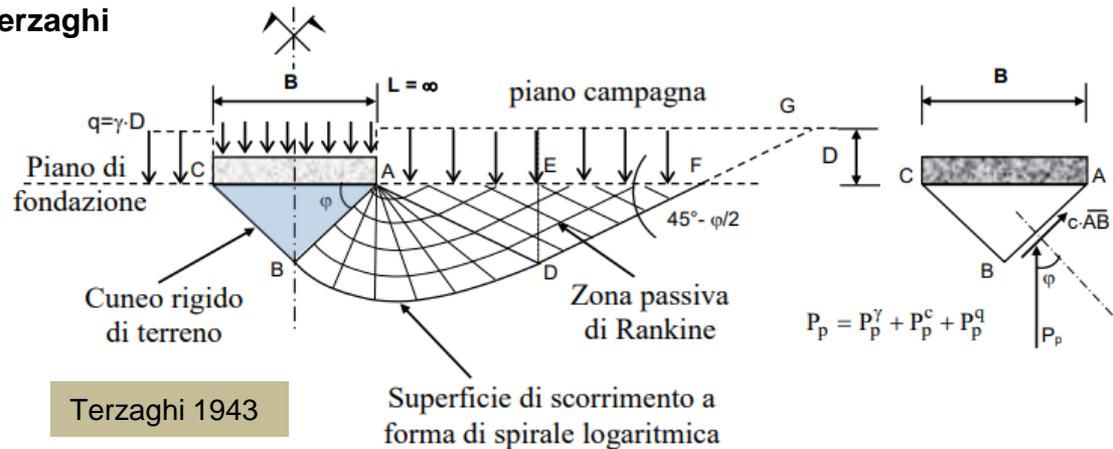
FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

Calcolo della capacità portante: Terzaghi

Per il calcolo del carico limite esistono solo formule approssimate trinomie ottenute, per sovrapposizione di effetti, dalla somma di **tre componenti** da calcolare separatamente, che rappresentano rispettivamente i contributi:

- (1) **coesione e attrito interno di un terreno privo di peso e di sovraccarichi;**
- (2) **attrito interno di un terreno privo di peso ma sottoposto all'azione di un sovraccarico q ;**
- (3) **attrito interno di un terreno dotato di peso e privo di sovraccarico.**

Ogni componente viene calcolata supponendo che la superficie di scorrimento corrisponda alle condizioni previste per quel particolare caso. Poiché le superfici differiscono fra loro e dalla superficie del terreno reale, il risultato è approssimato. L'errore comunque è piccolo e a favore della sicurezza.



La soluzione, per fondazione nastriforme con carico verticale centrato, è espressa dalla **formula trinomia del carico limite**

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



N_{γ} , N_c , N_q sono quantità adimensionali, detti **fattori di capacità portante**, funzioni dell'angolo di resistenza al taglio ϕ e della forma della superficie di rottura considerata

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

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

Calcolo della capacità portante: Terzaghi – fattori di capacità portante

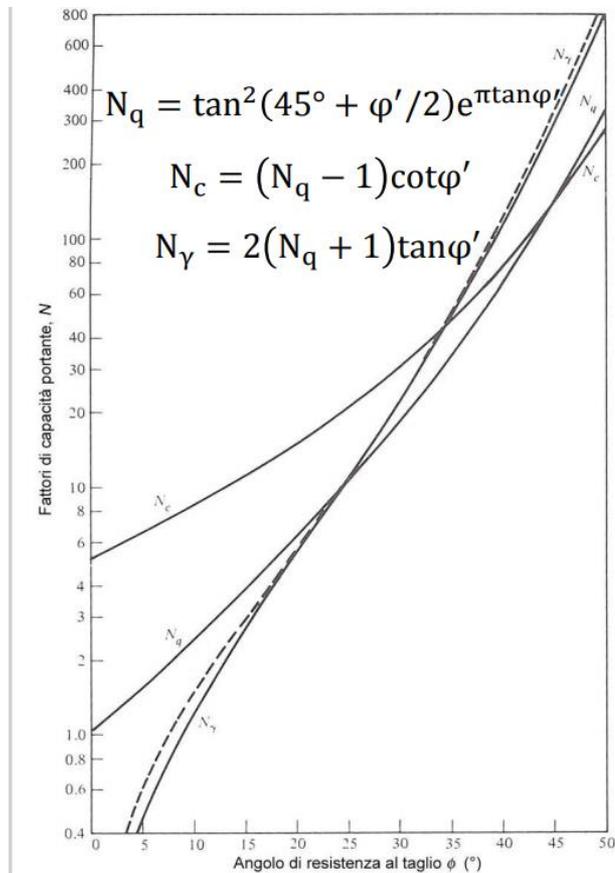


Tabella 2.1 Coefficienti di capacità portante (Vesic, 1975).

ϕ'	N_c	N_q	N_{γ}
0	5,14	1	0
16	11,63	4,34	3,06
17	12,34	4,77	3,53
18	13,10	5,26	4,07
19	13,93	5,80	4,68
20	14,83	6,40	5,39
21	15,81	7,07	6,20
22	16,88	7,82	7,13
23	18,05	8,66	8,20
24	19,32	9,60	9,44
25	20,72	10,66	10,88
26	22,25	11,85	12,54
27	23,94	13,20	14,47
28	25,80	14,72	16,72
29	27,86	16,44	19,34
30	30,14	18,40	22,40
31	32,67	20,63	25,99
32	35,49	23,18	30,21
33	38,64	26,09	35,19
34	42,16	29,44	41,06
35	46,12	33,30	48,03
36	50,59	37,75	56,31
37	55,63	42,92	66,19
38	61,35	48,93	78,02
39	67,87	55,96	92,25
40	75,31	64,20	109,41
41	83,86	73,90	130,21
42	93,71	85,37	155,54
43	105,11	99,01	186,53
44	118,37	115,31	224,63
45	133,87	134,87	271,75
46	152,10	158,50	330,34
47	173,64	187,21	403,65
48	199,26	222,30	496,00
49	229,92	265,50	613,14
50	266,88	319,06	762,86



FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

Calcolo della capacità portante: punzonamento (Vesic)

Vesic (1975) : Studio del fenomeno della rottura per punzonamento di una fondazione diretta

Ipotesi:

- Terreno come mezzo elastico perfettamente plastico
- Rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica indefinita

Si definisce:

- **Indice di rigidezza : $I_r = G / (c + \sigma \tan \phi)$**

In cui:

- G : modulo elastico trasversale (di taglio)
- σ : tensione normale media = tensione efficace litostatica a profondità $z = D + B/2$



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

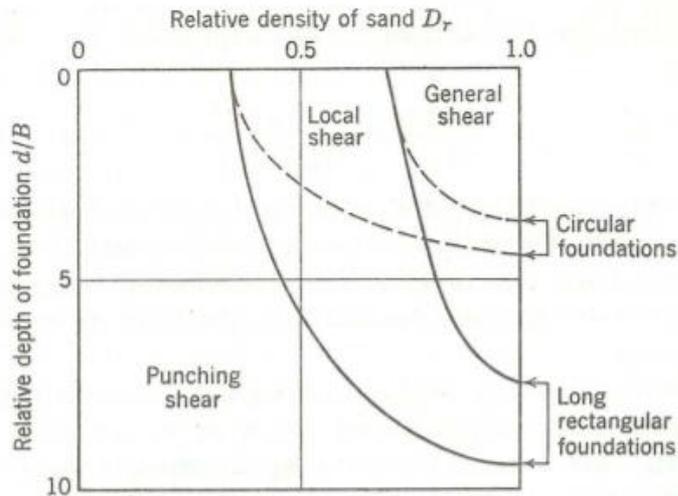
FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

Calcolo della capacità portante: punzonamento (Vesic)

La teoria di Vesic per la determinazione del carico limite può essere ricondotta alla formula trinomia dove però i coefficienti fattori di capacità portante devono essere moltiplicati per tre coefficienti correttivi:

Ψ_q
 Ψ_c
 Ψ_{γ} } Coefficienti di punzonamento

Funzione di ϕ , I_r , rapporto B/L



Si verifica:

per terreni poco addensati (D_r ridotta)
e/o fondazioni profonde (d/B elevato)

Non si verifica:

in condizioni non drenate
per terreni a grana fine.
Per essi il volume deve essere costante
→ è possibile solo rottura generale

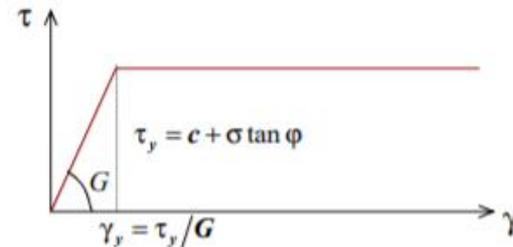
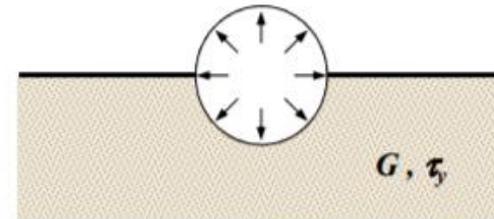
**Modello di riferimento (Vesic, 1975):
espansione cavità cilindrica
in semispazio elastico - perfettamente plastico**



Si verifica il meccanismo di punzonamento se:

indice di rigidezza $I_r = \frac{G}{c + q \tan \phi} = \frac{G}{\tau_y} = \frac{1}{\gamma_y} < I_{r,crit}$

dove $I_{r,crit} = \frac{1}{2} \exp \left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) \right]$



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

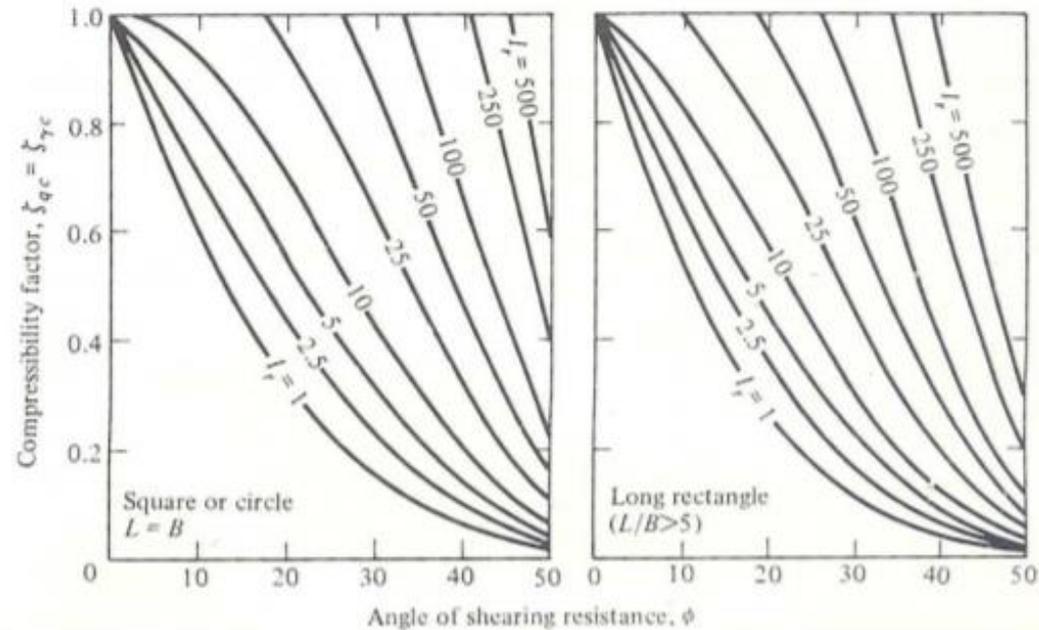
FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

Calcolo della capacità portante: punzonamento (Vesic)

Se $I_r < I_{r,crit}$ si adottano i coefficienti riduttivi $\psi_q, \psi_c, \psi_{\gamma}$

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

Terreno	dotato di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)	puramente coesivo ($c \neq 0, \phi = 0$)
ψ_q	$\exp \left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \tan \phi + \frac{3.07 \sin \phi \log(2I_r)}{1 + \sin \phi} \right]$	1
ψ_c	$\psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q \tan \phi}$	$0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \log I_r$
ψ_{γ}	ψ_q	1





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

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

Calcolo della capacità portante: punzonamento (Vesic)

$$I_{r,crit} = \frac{1}{2} \exp \left\{ \left(3,3 - 0,45 \frac{B}{L} \right) \text{ctg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right\}$$

φ (°)	Valori di $I_{r,crit}$	
	B/L = 0	B/L = 1
0	13	8
5	18	11
10	25	15
15	37	20
20	55	30
25	89	44
30	152	70
35	283	120
40	592	225
45	1.442	486



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

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite

L'importanza di distinguere tre diversi meccanismi di rottura risiede nel fatto che le soluzioni disponibili per il calcolo della pressione sono basate sull'assunzione di un comportamento rigido plastico del terreno e sono perciò a stretto rigore, applicabili solo al caso di rottura generale.

Per stabilire l'occorrenza di uno dei tre meccanismi di rottura mancano criteri precisi. Allo stato attuale la conoscenza si può avere con un'indicazione di tipo quantitativo, utilizzando la soluzione di capacità portante elaborata da VESIC che mette in conto, tramite il ricorso alla teoria di espansione della cavità, di un mezzo elastoplastico, la compressibilità del terreno.

Sabbie

Sulle base di tali soluzioni possibile distinguere quanto segue:

Per terreni sabbiosi, risulta corretta l'applicazione delle formule convenzionali, se l'indice di rigidezza: $I_r > I_{\text{crit}}$

Se le condizioni:

$I_r < I_{\text{crit}}$, nella valutazione di q_{limite} occorre tener conto della compressibilità del terreno.

Argille

Nel caso di terreni coesivi, per i quali solitamente si effettua la verifica con riferimento alle condizioni iniziali, (condizioni non drenate) è applicabile la formula con riferimento al meccanismo di rottura generale.



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

FONDAZIONI DIRETTE: Calcolo limite - Terzaghi

Terzaghi nel 1943 ha ricavato una soluzione completa che tiene conto della presenza di tre contributi.

Le ipotesi assunte da Terzaghi sono:

La fondazione è nastriforme;

Al contatto fondazione terreno, c'è attrito

Il carico applicato alla fondazione è baricentrico e centrato

Il piano di posa della fondazione e il piano campagna sono orizzontali.

Il tratto della superficie di scorrimento è una spirale logaritmica.

