

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

MODULO 7

- ***PROGETTAZIONE GEOTECNICA*** -

Relatore: Ing. Federico Carboni

Dottore di Ricerca in "Strutture e Infrastrutture"
presso l'Università Politecnica delle Marche

FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le verifiche delle fondazioni superficiali devono eseguirsi sulla base di uno dei seguenti approcci

Combinazioni con APPROCCIO 1	Parametri geotecnici	Capacità portante
$1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,0 \cdot P + 1,5 \cdot Q_{K1} + 1,5 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$	$\tan \varphi'_k / 1,00$ $c'_k / 1,00$ $c_{uk} / 1,00$ $\gamma / 1,00$	$q_{lim} / 1,00$
$1,0 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,0 \cdot P + 1,3 \cdot Q_{K1} + 1,3 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$	$\tan \varphi'_k / 1,25$ $c'_k / 1,25$ $c_{uk} / 1,40$ $\gamma / 1,00$	$q_{lim} / 1,80$
Combinazione con APPROCCIO 2	Parametri geotecnici	Capacità portante
$1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,0 \cdot P + 1,5 \cdot Q_{K1} + 1,5 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$	$\tan \varphi'_k / 1,00$ $c'_k / 1,00$ $c_{uk} / 1,00$ $\gamma / 1,00$	$q_{lim} / 2,30$

CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI

Le formule proposte in letteratura per la determinazione della capacità portante di una fondazione superficiale hanno tutte una forma trinomia in cui ciascun termine è legato alla coesione, all'angolo di attrito ed al peso specifico del terreno per mezzo di alcuni fattori correttivi

In particolare, una formulazione alla Hansen impone

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

Essendo

- c** la coesione
- q** la pressione geostatica sul piano di posa della fondazione
- γ** Il peso specifico del terreno
- N_c, N_q, N_γ** i fattori di capacità portante funzione dell'angolo di attrito del terreno
- s_c, s_q, s_γ** i fattori di forma della fondazione
- d_c, d_q, d_γ** i fattori di profondità della fondazione
- i_c, i_q, i_γ** i fattori di inclinazione del carico
- g_c, g_q, g_γ** i fattori di inclinazione del terreno di fondazione
- b_c, b_q, b_γ** i fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

CONFRONTO DEI RISULTATI

Trascurando per semplicità i diversi fattori correttivi, ed indicando tra parentesi la dipendenza dei fattori di capacità portante N_c , N_q e N_γ dall'angolo di attrito del terreno ϕ , è possibile osservare la variabilità della capacità portante in funzione dell'approccio progettuale adottato

Combinazioni con APPROCCIO 1

$$1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_{K1} + 1,5 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$$

$$1,0 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot Q_{K1} + 1,3 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$$

Combinazione con APPROCCIO 2

$$1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_{K1} + 1,5 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$$

Capacità portante

$$\frac{\left\{ \frac{c}{1,25}; \frac{c_u}{1,40} \right\} \cdot N_c \left(\tan^{-1} \frac{\tan \phi}{1,25} \right) + q \cdot N_q \left(\tan^{-1} \frac{\tan \phi}{1,25} \right) + 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \left(\tan^{-1} \frac{\tan \phi}{1,25} \right)}{1,8}$$

Capacità portante

$$\frac{c \cdot N_c (\phi) + q \cdot N_q (\phi) + 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma (\phi)}{2,3}$$

Eseguendo delle prime computazioni il metodo dell'APPROCCIO 1 appare, oltre che più complesso, anche più restrittivo in termini di verifica (con capacità portanti inferiori anche di oltre il 50%)

VERIFICA A SCORRIMENTO

Detto N il carico assiale agente in fondazione, δ l'angolo di attrito terreno-fondazione, c_a l'adesione terreno-fondazione e B_r la larghezza della fondazione reagente, allora la resistenza allo scorrimento può trovarsi mediante le formule indicate di seguito

Combinazioni con APPROCCIO 1

$$1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,0 \cdot P + 1,5 \cdot Q_{K1} + 1,5 \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{K2}$$

$$1,0 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,0 \cdot P + 1,3 \cdot Q_{K1} + 1,3 \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{K2}$$

Forza resistente allo scorrimento

$$F_{Rd} = \frac{N \cdot \frac{\tan \delta}{1,25} + \frac{c_a}{1,25} \cdot B_r}{1,1}$$

Combinazione con APPROCCIO 2

$$1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,0 \cdot P + 1,5 \cdot Q_{K1} + 1,5 \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{K2}$$

Forza resistente allo scorrimento

$$F_{Rd} = \frac{N \cdot \tan \delta + c_a \cdot B_r}{1,1}$$

Ancora una volta l'APPROCCIO 1 appare probabilmente più restrittivo del metodo indicato per l'APPROCCIO 2, potendo inoltre disporre in quest'ultimo caso di un carico N maggiore

CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

La capacità portante di un palo solitamente viene valutata come somma di due contributi, di cui uno fornito dalla portata di base e l'altro dall'attrito laterale lungo il fusto

PALI COMPRESSI

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

PALI TESI

$$Q_T = Q_L + W_P$$

Essendo

- Q_T la portanza totale del palo
- W_P il peso proprio del palo
- Q_P la portanza della punta del palo, desumibile analogamente alle fondazioni superficiali

$$Q_P = A_P (c \cdot N_c + q_b N_q)$$

- Q_L la portanza laterale del palo, desumibile dalle forze di attrito lungo il perimetro

$$Q_L = \int_0^L C (c_a + K_s \cdot \sigma_v \cdot \tan \delta) dz$$

- C e L il perimetro e la lunghezza del palo
- K_s e σ_v il coefficiente di spinta e la tensione verticale dello strato di terreno nel tratto dz
- c_a e δ l'adesione e l'attrito tra palo e terreno

CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

La capacità portante di un palo solitamente viene valutata come somma di due contributi, di cui uno fornito dalla portata di base e l'altro dall'attrito laterale lungo il fusto

PALI COMPRESSI

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

PALI TESI

$$Q_T = Q_L + W_P$$

Essendo

- Q_T la portanza totale del palo
 W_P il peso proprio del palo
 Q_P la portanza della punta del palo, desumibile analogamente alle fondazioni superficiali

$$Q_P = A_P (c \cdot N_c + q_b N_q)$$

- Q_L la portanza laterale del palo, desumibile dalle forze di attrito lungo il perimetro

$$Q_L = \int_0^L C (c_a + K_s \cdot \sigma_v \cdot \tan \delta) dz$$

- C e L il perimetro e la lunghezza del palo
 K_s e σ_v il coefficiente di spinta e la tensione verticale dello strato di terreno nel tratto dz
 c_a e δ l'adesione e l'attrito tra palo e terreno

CALCOLO ANALITICO PALI INFISSI

Indicando tra parentesi la dipendenza della resistenza alla base Q_p e laterale Q_L del palo dall'angolo di attrito ϕ e dalla coesione c del terreno è possibile osservare la variabilità della capacità portante in funzione dell'approccio progettuale adottato

Combinazioni con APPROCCIO 1	Capacità portante PALI COMPRESSI	Capacità portante PALI TESI
$1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_{K1} + 1,5 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$		
$1,0 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot Q_{K1} + 1,3 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$	$\frac{Q_P \left(\frac{c}{1,25}; \frac{c_u}{1,40}; \frac{\tan \phi}{1,25} \right)}{1,45} + \frac{Q_L \left(\frac{c}{1,25}; \frac{c_u}{1,40}; \frac{\tan \phi}{1,25} \right)}{1,45} - W_P$	$\frac{Q_L \left(\frac{c}{1,25}; \frac{c_u}{1,40}; \frac{\tan \phi}{1,25} \right)}{1,60} + W_P$
Combinazione con APPROCCIO 2	Capacità portante PALI COMPRESSI	Capacità portante PALI TESI
$1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_{K1} + 1,5 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$	$\frac{Q_P(c; c_u; \tan \phi)}{1,15} + \frac{Q_L(c; c_u; \tan \phi)}{1,15} - W_P$	$\frac{Q_L(c; c_u; \tan \phi)}{1,25} + W_P$

In tal caso non appare del tutto comprensibile perché i coefficienti di sicurezza per la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (R2) appaiano maggiori di quelli dell' Approccio 2 (R3), intendendo probabilmente Q_T definito per mezzo di correlazioni empiriche con prove in sito

CALCOLO ANALITICO PALI TRIVELLATI

Indicando tra parentesi la dipendenza della resistenza alla base Q_p e laterale Q_L del palo dall'angolo di attrito ϕ e dalla coesione c del terreno è possibile osservare la variabilità della capacità portante in funzione dell'approccio progettuale adottato

Combinazioni con APPROCCIO 1	Capacità portante PALI COMPRESSI	Capacità portante PALI TESI
$1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_{K1} + 1,5 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$		
$1,0 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot Q_{K1} + 1,3 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$	$\frac{Q_P \left(\frac{c}{1,25}; \frac{c_u}{1,40}; \frac{\tan \phi}{1,25} \right)}{1,70} + \frac{Q_L \left(\frac{c}{1,25}; \frac{c_u}{1,40}; \frac{\tan \phi}{1,25} \right)}{1,45} - W_P$	$\frac{Q_L \left(\frac{c}{1,25}; \frac{c_u}{1,40}; \frac{\tan \phi}{1,25} \right)}{1,60} + W_P$
Combinazione con APPROCCIO 2	Capacità portante PALI COMPRESSI	Capacità portante PALI TESI
$1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_{K1} + 1,5 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$	$\frac{Q_P(c; c_u; \tan \phi)}{1,35} + \frac{Q_L(c; c_u; \tan \phi)}{1,15} - W_P$	$\frac{Q_L(c; c_u; \tan \phi)}{1,25} + W_P$

In tal caso non appare del tutto comprensibile perché i coefficienti di sicurezza per la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (R2) appaiano maggiori di quelli dell' Approccio 2 (R3), intendendo probabilmente Q_T definito per mezzo di correlazioni empiriche con prove in sito

CALCOLO ANALITICO PALI AD ELICA

Indicando tra parentesi la dipendenza della resistenza alla base Q_p e laterale Q_L del palo dall'angolo di attrito ϕ e dalla coesione c del terreno è possibile osservare la variabilità della capacità portante in funzione dell'approccio progettuale adottato

Combinazioni con APPROCCIO 1	Capacità portante PALI COMPRESSI	Capacità portante PALI TESI
$1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_{K1} + 1,5 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$		
$1,0 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot Q_{K1} + 1,3 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$	$\frac{Q_P \left(\frac{c}{1,25}; \frac{c_u}{1,40}; \frac{\tan \phi}{1,25} \right)}{1,60} + \frac{Q_L \left(\frac{c}{1,25}; \frac{c_u}{1,40}; \frac{\tan \phi}{1,25} \right)}{1,45} - W_P$	$\frac{Q_L \left(\frac{c}{1,25}; \frac{c_u}{1,40}; \frac{\tan \phi}{1,25} \right)}{1,60} + W_P$
Combinazione con APPROCCIO 2	Capacità portante PALI COMPRESSI	Capacità portante PALI TESI
$1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_{K1} + 1,5 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$	$\frac{Q_P(c; c_u; \tan \phi)}{1,30} + \frac{Q_L(c; c_u; \tan \phi)}{1,15} - W_P$	$\frac{Q_L(c; c_u; \tan \phi)}{1,25} + W_P$

In tal caso non appare del tutto comprensibile perché i coefficienti di sicurezza per la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (R2) appaiano maggiori di quelli dell' Approccio 2 (R3), intendendo probabilmente Q_T definito per mezzo di correlazioni empiriche con prove in sito

PROVE SU PALI PILOTA

La resistenza totale Q_T di pali soggetti a carico assiale può essere dedotta anche dai risultati di prove di carico statico o dinamico eseguite su pali pilota in fase progettuale

Combinazioni con APPROCCIO 1	Portanza PALI INFISSI	Portanza PALI TRIVELLATI	Portanza PALI AD ELICA
$1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_{K1} + 1,5 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$			
$1,0 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot Q_{K1} + 1,3 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$	$\frac{Q_{T,sperimentale}}{1,45}$	$\frac{Q_{T,sperimentale}}{1,60}$	$\frac{Q_{T,sperimentale}}{1,55}$
Combinazione con APPROCCIO 2	Portanza PALI INFISSI	Portanza PALI TRIVELLATI	Portanza PALI AD ELICA
$1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_{K1} + 1,5 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$	$\frac{Q_{T,sperimentale}}{1,15}$	$\frac{Q_{T,sperimentale}}{1,30}$	$\frac{Q_{T,sperimentale}}{1,25}$

Scomparendo in tal caso la dipendenza dei risultati dai coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici del terreno e quindi apparendo valida l'assunzione del coefficiente $R3 < R2$

RISULTATI DELLE PROVE DI CARICO

Il valore caratteristico della resistenza R_k a compressione o a trazione del palo è dedotto elaborando i risultati dei corrispondenti valori R_m di una o più prove di carico di progetto in funzione del numero di prove di carico su pali pilota

Prove di carico **STATICO**

$$R_k = \text{Min} \left\{ \frac{(R_m)_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_m)_{min}}{\xi_2} \right\}$$

Prove di carico **DINAMICO**

$$R_k = \text{Min} \left\{ \frac{(R_m)_{media}}{\xi_5}; \frac{(R_m)_{min}}{\xi_6} \right\}$$

Essendo ξ i fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali a partire dal numero di prove di carico sui pali pilota

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

Numero di prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

RISULTATI DEI METODI DI CALCOLO

Analogamente a quanto illustrato per le prove di carico, nel caso di applicazione delle procedure analitiche a partire dai parametri geotecnici o dai risultati delle prove in sito, il valore caratteristico della resistenza R_k a compressione o a trazione del palo è dedotto elaborando i risultati dei corrispondenti valori R_m di una o più analisi in funzione del numero di sondaggi eseguiti

Procedure **ANALITICHE**

$$R_k = \text{Min} \left\{ \frac{(R_m)_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_m)_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Essendo ξ i fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali a partire dal numero di prove di verticali indagate con i sondaggi

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Incentivando in tal senso ad una caratterizzazione più accurata del terreno in fase progettuale

PROVE IN CORSO D'OPERA

Sui pali di fondazione devono essere eseguite prove di carico statiche di verifica per controllarne principalmente la corretta esecuzione e il comportamento sotto le azioni di progetto

Tali prove devono essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche allo Stato Limite di Esercizio e devono essere in numero non inferiore a

- 1 se il numero di pali è inferiore o uguale a 20,
- 2 se il numero di pali è compreso tra 21 e 50,
- 3 se il numero di pali è compreso tra 51 e 100,
- 4 se il numero di pali è compreso tra 101 e 200,
- 5 se il numero di pali è compreso tra 201 e 500,
- il numero intero più prossimo al valore $5 + n/500$, se il numero n di pali è superiore a 500.

Potendo ridursi il numero applicando prove di carico dinamiche tarate sulla base di prove statiche di progetto ed effettuando controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali

Inoltre, in tutti i casi in cui la qualità dei pali dipenda in misura significativa dai procedimenti esecutivi e dalle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, devono essere effettuati controlli di integrità su almeno il 5% dei pali, con un minimo di 2 pali e comunque su tutti i pali non inferiori agli 80cm di diametro se presenti in numero inferiore o uguale a 4

MURI DI SOSTEGNO

Le verifiche dei muri di sostegno devono eseguirsi adottando la Combinazione 2 dell'Approccio 1 per le verifiche di stabilità e uno dei 2 approcci per le verifiche rimanenti

APPROCCIO 1	Parametri geotecnici	Capacità portante	Resistenza allo scorrimento	Resistenza terreno di valle
$\gamma_{G1,STR} \{1,3;1,0\} \cdot G_1$ $\gamma_{G2,STR} \{1,5;0,0\} \cdot G_2$ $\gamma_{Q1,STR} \{1,5;0,0\} \cdot Q_{K1}$ $\gamma_{Q2,STR} \{1,5;0,0\} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$	$\tan \varphi'_k / 1,00$ $c'_k / 1,00$ $c_{uk} / 1,00$ $\gamma / 1,00$	$q_{lim} / 1,00$	$F_R / 1,00$	$F_R / 1,00$
$\gamma_{G1,GEO} \{1,0;1,0\} \cdot G_1$ $\gamma_{G2,GEO} \{1,3;0,0\} \cdot G_2$ $\gamma_{Q1,GEO} \{1,3;0,0\} \cdot Q_{K1}$ $\gamma_{Q2,GEO} \{1,3;0,0\} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$	$\tan \varphi'_k / 1,25$ $c'_k / 1,25$ $c_{uk} / 1,40$ $\gamma / 1,00$	$q_{lim} / 1,00$	$F_R / 1,00$	$F_R / 1,00$
APPROCCIO 2	Parametri geotecnici	Capacità portante	Resistenza allo scorrimento	Resistenza terreno di valle
$\gamma_{G1,STR} \{1,3;1,0\} \cdot G_1$ $\gamma_{G2,STR} \{1,5;0,0\} \cdot G_2$ $\gamma_{Q1,STR} \{1,5;0,0\} \cdot Q_{K1}$ $\gamma_{Q2,STR} \{1,5;0,0\} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$	$\tan \varphi'_k / 1,00$ $c'_k / 1,00$ $c_{uk} / 1,00$ $\gamma / 1,00$	$q_{lim} / 1,40$	$F_R / 1,10$	$F_R / 1,40$

PARATIE

Le verifiche delle paratie devono eseguirsi con **approccio unico** secondo le seguenti combinazioni
 Si precisa che per opere di sostegno la norma non prescrive la verifica a rottura del terreno a valle

TUTTE LE VERIFICHE ECETTO LA STABILITA'	Parametri geotecnici	Capacità portante	Resistenza allo scorrimento	Resistenza terreno di valle
$\gamma_{G1,STR} \{1,3;1,0\} \cdot G_1$ $\gamma_{G2,STR} \{1,5;0,0\} \cdot G_2$ $\gamma_{Q1,STR} \{1,5;0,0\} \cdot Q_{K1}$ $\gamma_{Q2,STR} \{1,5;0,0\} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$	$\tan \varphi'_k / 1,00$ $c'_k / 1,00$ $c_{uk} / 1,00$ $\gamma / 1,00$	$q_{lim} / 1,00$	$F_R / 1,00$	$F_R / 1,00$
$\gamma_{G1,GEO} \{1,0;1,0\} \cdot G_1$ $\gamma_{G2,GEO} \{1,3;0,0\} \cdot G_2$ $\gamma_{Q1,GEO} \{1,3;0,0\} \cdot Q_{K1}$ $\gamma_{Q2,GEO} \{1,3;0,0\} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$	$\tan \varphi'_k / 1,25$ $c'_k / 1,25$ $c_{uk} / 1,40$ $\gamma / 1,00$	$q_{lim} / 1,00$	$F_R / 1,00$	$F_R / 1,00$
VERIFICHE DI STABILITA'	Parametri geotecnici	Capacità portante	Resistenza allo scorrimento	Resistenza terreno di valle
$\gamma_{G1,GEO} \{1,0;1,0\} \cdot G_1$ $\gamma_{G2,GEO} \{1,3;0,0\} \cdot G_2$ $\gamma_{Q1,GEO} \{1,3;0,0\} \cdot Q_{K1}$ $\gamma_{Q2,GEO} \{1,3;0,0\} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2}$	$\tan \varphi'_k / 1,25$ $c'_k / 1,25$ $c_{uk} / 1,40$ $\gamma / 1,00$	$q_{lim} / 1,00$	$F_R / 1,00$	$F_R / 1,00$

BIBLIOGRAFIA

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008

Circolare applicativa del D.M. 14 gennaio 2008

Decreto Ministeriale 11 marzo 1988

Circolare Ministeriale 24 settembre 1988, n. 30483

UNI EN 1997-1

"FONDAZIONI – Progetto e Analisi", di Joseph E. Bowles