
NTC (2008): Fondazioni superficiali

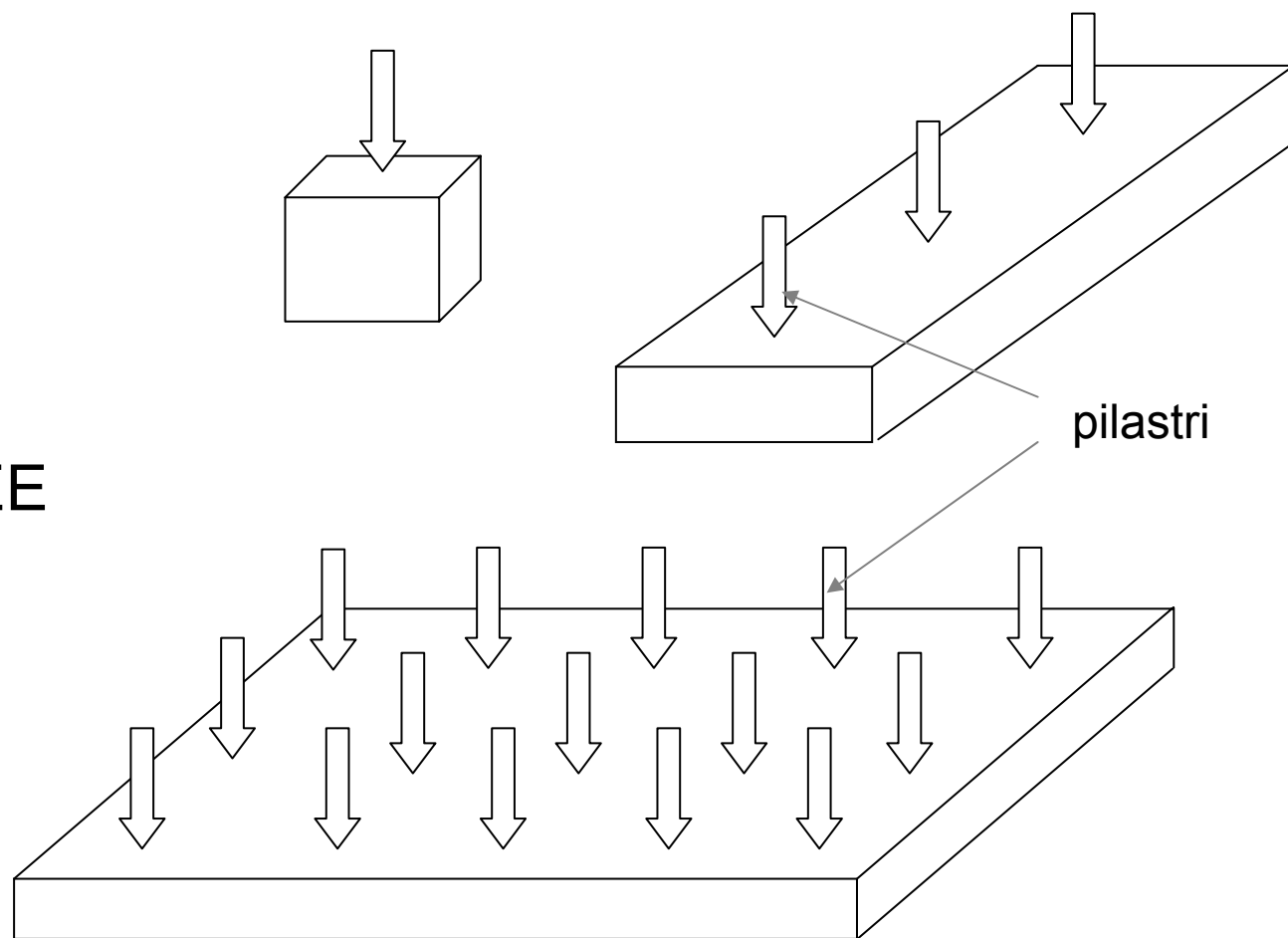
ing. Ivo Bellezza - prof. Erio Pasqualini

Università Politecnica delle Marche – Facoltà di Ingegneria – Dip. SIMAU



TIPI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

- PLINTI
- TRAVI
- PLATEE



ASPETTI DA VALUTARE IN UNA FONDAZIONE

Rottura

- del terreno (GEO)
 - capacità portante
 - scorrimento
 - stabilità globale
- della fondazione (STR)

Funzionalità

- spostamenti verticali (cedimenti)
- rotazioni
- spostamenti orizzontali

D.M. 11/3/1988 (C.4)

CAPACITÀ PORTANTE

F_s (*fattore di sicurezza globale*) = Resistenza / carico agente =
 q_{lim}/q_{ag}

$$F_s > 3$$

(valori minori con indagini particolarmente accurate ed approfondite per la caratterizzazione geotecnica dei terreni..)

STABILITÀ GLOBALE per manufatti situati su pendii od in prossimità di pendii naturali ed artificiali

Fondazioni superficiali – vecchia normativa

DM 11/3/1988 (C.4)

*I **CEDIMENTI** assoluti e differenziali .. devono essere compatibili con lo stato di sollecitazione ammissibile per la struttura e con la **funzionalità** del manufatto. La previsioni dei cedimenti deve essere basata sul calcolo riferito alle caratteristiche di deformabilità dei terreni e delle strutture*

Tale previsione può essere limitata ad un **giudizio qualitativo** se una lunga, documentata e soddisfacente esperienza locale consente di valutare il comportamento del complesso terreno-strutture.

Limitatamente alle **zone non sismiche**, nei casi in cui una lunga e soddisfacente pratica locale indirizzi il progettista nella scelta della fondazione **i calcoli di stabilità e la valutazione dei cedimenti possono essere omessi...**

NUOVA NORMATIVA (in vigore)

- D.M. 14/01/2008 (NTC 2008)

- §6.4. Opere di fondazione in condizioni statiche
- §7.2.5, §7.11.5 Fondazioni in condizioni sismiche

- CIRCOLARE n° 617 del 2/2/2009

- **EC7 e EC8** (nel Cap. 1 delle NTC si afferma che gli Eurocodici “*forniscono il sistematico supporto applicativo*” delle nuove norme)

Alcune novità delle NTC (2008) rispetto a D.M. (1988)

- Tutto il territorio italiano è sismico!!

Tutte le verifiche vanno eseguite in condizioni statiche e sismiche

- Coefficienti di sicurezza *parziali*

Si confronta un'azione di progetto E_d (maggiore-uguale di quella reale) con una resistenza di progetto R_d (minore-uguale di quella reale)

- Verifiche allo stato limite ultimo (SLU) e allo stato limite di esercizio (SLE)

CRITERI DI VERIFICA D.M.14/01/2008

Nelle **verifiche SLU** deve risultare

$$E_d \leq R_d \text{ (eq. 6.2.1 delle NTC)}$$

dove:

E_d è l'azione di progetto o l'effetto dell'azione

R_d è la resistenza di progetto

Nelle **verifiche SLE** deve risultare

$$E_d \leq C_d \text{ (eq. 6.2.7 delle NTC)}$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione

C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni

STATI LIMITE ULTIMI (SLU) per fondazioni superficiali

Capacità portante

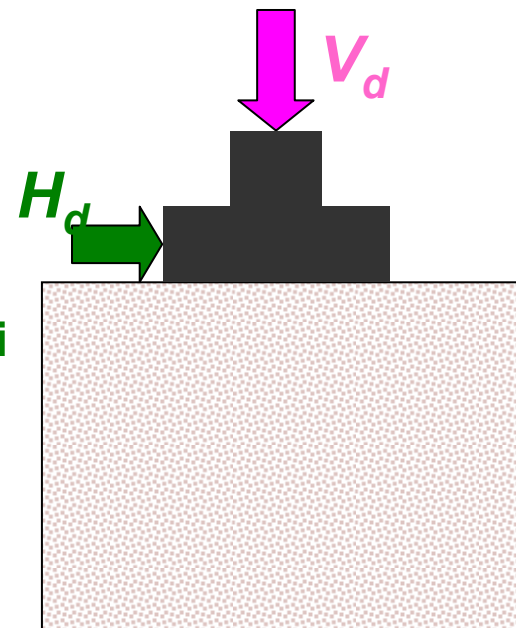
E_d = carico verticale “di progetto” V_d oppure tensione verticale “di progetto” σ_d sul piano di posa (“effetto dell’azione”)

R_d = valore “di progetto” del carico verticale che produce collasso del sistema terreno-fondazione oppure tensione verticale limite di progetto $q_{lim,d}$

Scorrimento del piano di posa

E_d = carico orizzontale “di progetto” H_d oppure tensione tangenziale “di progetto” agente sul piano di posa τ_d

R_d = valore “di progetto” del carico orizzontale che produce scorrimento della fondazione oppure tensione tangenziale limite di progetto $\tau_{lim,d}$



FONDAZIONI SUPERFICIALI

VERIFICHE RICHIESTE (§6.4.2)

Verifiche SLU (§ 6.4.2.1)

- **Capacità portante (GEO)**
- **scorrimento alla base (GEO)** (non esplicitato nel D.M. 11/3/88)
- **stabilità globale (GEO)**
- **raggiungimento resistenza elementi strutturali (STR)**

Verifica SLE (§ 6.4.2.2)

- **cedimento** o spostamento laterale (bisogna stimare sia il **cedimento** o lo **spostamento laterale indotto** dal carico di esercizio sia il **cedimento** o lo **spostamento orizzontale ammissibile** ossia quello che non compromette la funzionalità della struttura)

DATI di INPUT per le **verifiche *SLU-GEO***

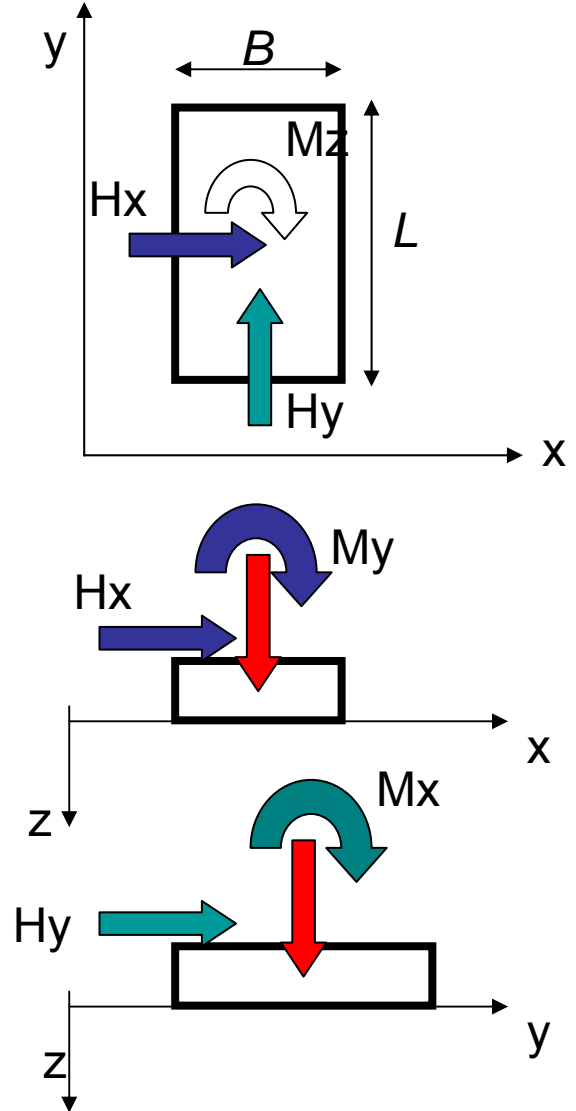
- **Azioni** in fondazione (E_d)
- **Resistenza** del terreno per i diversi stati limite (R_d)

AZIONI IN FONDAZIONE

Carico generalizzato in fondazione

In un sistema di riferimento x, y, z

- Q_z (carico verticale V)
- Q_x (carico orizzontale lungo x)
- Q_y (carico orizzontale lungo y)
- M_x (momento flettente sul piano xy)
- M_y (momento flettente sul piano xz)
- M_z (momento torcente sul piano xy)



Classificazione delle azioni (NTC 2008, §2.5.1.3, §3.1.3, §3.1.4)

AZIONI PERMANENTI (G1)

Peso proprio degli **elementi strutturali** (travi, pilastri, solai)

Spinta del terreno in condizioni statiche

Spinta dell'acqua

AZIONI PERMANENTI “NON STRUTTURALI” (G2)

Dovute a “*carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione*”

- tamponature esterne
- divisori interni
- massetti, isolamenti, pavimenti
- intonaci, controsoffitti

AZIONI VARIABILI (Q)

- sovraccarichi su solai e coperture (es. $q_k = 2\text{kPa}$ per ambienti ad uso residenziale)
- vento
- neve

Noti i valori *caratteristici* o *nominali* G_1 G_2 Q_k , l'azione di progetto E_d , si ottiene da una combinazione di questi valori

Combinazione **fondamentale** (SLU)

Combinazione **sismica** (SLU + SLE)

Combinazione **quasi permanente** (SLE a lungo termine)

Combinazione **rara** o **caratteristica** (SLE irreversibili)

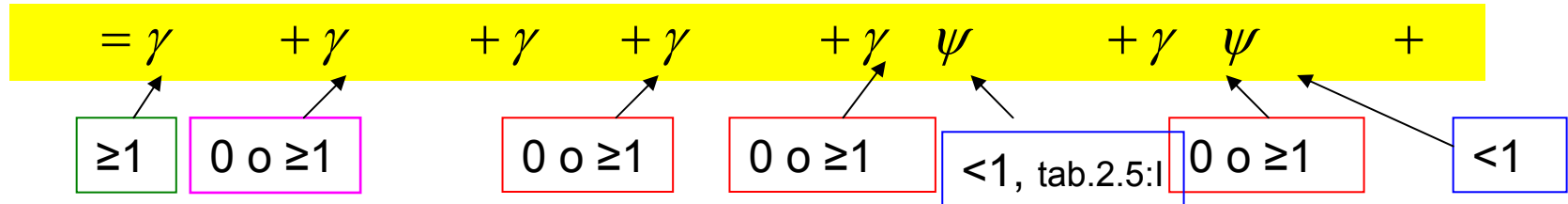
Combinazione **frequente** (SLE reversibili)

Combinazione **eccezionale**

CALCOLO DELLE AZIONI in condizioni statiche

COMBINAZIONE FONDAMENTALE per SLU

Le azioni vengono amplificate secondo due gruppi A1 e A2 di coefficienti parziali (che dipendono dalla natura dell'azione, *permanente* o *variabile*, e dall'effetto dell'azione sulla verifica, *favorevole* o *sfavorevole*)



COEFFICIENTI PARZIALI AZIONI (Tab.2.6.I)	A1(STR)	A2(GEO)
<i>permanenti</i> favorevoli (G1)	$\gamma_{G1} = 1.0$	1.0
<i>permanenti</i> sfavorevoli	$\gamma_{G1} = 1.3$	1.0
<i>permanenti non strutt.</i> fav.(G2)	$\gamma_{G2} = 0$	0
<i>permanenti non strutt.</i> sfavorevoli	$\gamma_{G2} = 1.5$	1.3
<i>variabili</i> favorevoli (Q)	$\gamma_Q = 0$	0
<i>variabili</i> sfavorevoli	$\gamma_Q = 1.5$	1.3

“Nel caso in cui i carichi *permanenti non strutturali* siano **compiutamente definiti** si potranno adottare per essi gli **stessi coefficienti** validi per le **azioni permanenti**”

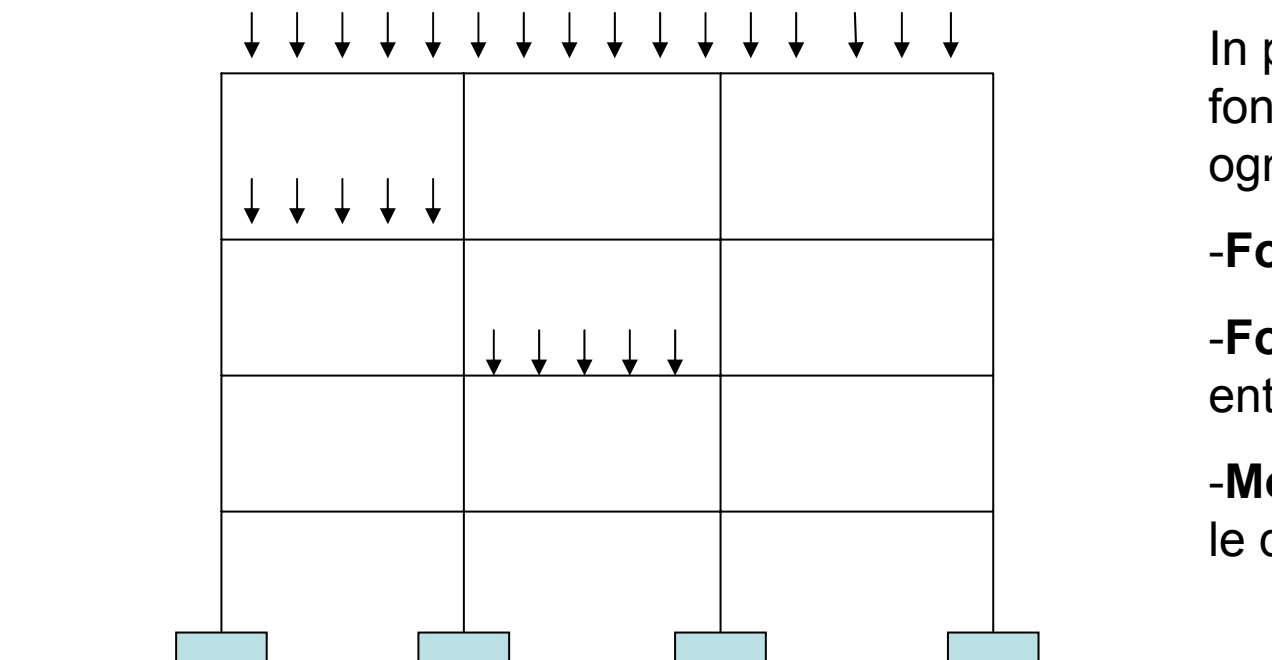
Calcolo dell'azione di progetto

Come si ottengono i valori nominali o caratteristici, da cui si ricavano i valori di progetto, delle azioni?

Come precisato nella Circolare 617 del 2/2/09 “***le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali***”

Calcolo dell'azione - ANALISI STRUTTURALE

Combinazione statica



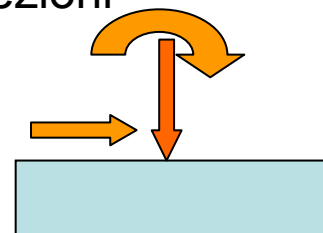
RISULTATO

In presenza di fondazioni isolate, per ogni fondazione:

-Forza verticale

-Forza orizzontale in entrambe le direzioni

-Momento in entrambe le direzioni



Metodi di analisi strutturali

Costruzioni civili ed industriali	
<u>calcestruzzo armato</u> (§4.1.1)	<u>Analisi elastica lineare (SLU + SLE)</u> Analisi plastica (solo SLU in condizioni statiche) Analisi non lineare (SLU+SLE per azioni statiche e dinamiche)
in <u>acciaio</u> (§4.2.3.3)	<u>Metodo elastico lineare (SLU + SLE)</u> metodo plastico (solo SLU in condizioni statiche) metodo elasto-plastico (SLU+SLE per azioni statiche e dinamiche)
in <u>acciaio-calcestruzzo</u> (§4.3.2)	<u>analisi elastica lineare (solo SLE)</u> analisi plastica (solo SLU in condizioni statiche) Analisi non lineare (SLU+SLE per azioni statiche e dinamiche)
muratura (§4.5.5)	<ul style="list-style-type: none"> •analisi semplificate •analisi lineari •analisi non lineari

Azioni in fondazione

Poiché i coefficienti parziali sulle azioni dipendono dal tipo di azione (permanente strutturale, permanente non strutturale, variabile) bisogna conoscere il contributo dei diversi tipi di azione.

1. ANALISI STRUTTURALE CON CARICHI INCREMENTATI E COMBINATI

Vanno eseguite diverse analisi variando il **carico variabile dominante**

2. ANALISI STRUTTURALE SENZA INCREMENTARE I CARICHI E SUCCESSIVA APPLICAZIONE DEI COEFFICIENTI PARZIALI E DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

Vanno eseguite diverse analisi per ricavare i singoli contributi delle diverse azioni

LE SUDDETTE COMBINAZIONI SONO IN GENERE DIVERSE DA QUELLE USATE DALL'INGEGNERE STRUTTURISTA PER RICAVERE LE AZIONI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI (travi, pilastri, ecc)

AZIONI IN CONDIZIONI STATICHE

ANALISI IN CAMPO ELASTICO LINEARE

ALMENO 2 ANALISI STRUTTURALI

Analisi 1) Solo azioni permanenti (senza azioni variabili) V_G, H_G, M_G

Analisi 2) az. permanenti + az. variabili (es. sovraccarichi sui solai)

$$V_{G+Q}, H_{G+Q}, M_{G+Q}$$

Carico verticale dovuto a carichi permanenti **strutturali e non strutturali**

$$G_1 + G_2 = V_G$$

Carico verticale dovuto a carichi **variabili**

$$V_Q = V_{G+Q} - V_G$$

AZIONI IN CONDIZIONI STATICHE

In presenza di **più di una azione variabile** (es. sovraccarichi + neve) si può operare in diversi modi:

1. UNICA ANALISI) un'azione viene considerata con il suo valore nominale, le altre sono ridotte attraverso il coefficiente di combinazione ψ_0 .
2. PIÙ analisi) si eseguono tante analisi quante sono i tipi di azione variabile includendo una sola azione variabile senza coefficiente di sicurezza

Esempio. Ambiente ad uso residenziale.

Carico verticale in fondazione ottenuto con *analisi elastica lineare*

- 1) Analisi con solo carichi permanenti $V_G = 100 \text{ kN}$
- 2) Analisi con carichi permanenti + *sovraccarichi* $V_{G+Q1} = 110 \text{ kN}$
- 3) Analisi con carichi permanenti + *neve* (quota < 1000 m) $V_{G+Q2} = 106 \text{ kN}$

$$G1+G2 = 100 \text{ kN}$$

$$Q1 \text{ (sovraccarichi)} = 110 - 100 = 10 \text{ kN}$$

$$Q2 \text{ (neve)} = 106 - 100 = 6 \text{ kN}$$

(ipotesi che le azioni permanenti non strutturali siano compiutamente definite)

Combinazione fondamentale con coefficienti parziali del gruppo **A1**

$$E_d = 100(1.3) + 10(1)(1.5) + 6(0.5)(1.5) = 149.5 \text{ kN}$$

0.5 è il coeff. di combinazione ψ_0 (Tab. 2.5.I)

CARICHI trasmessi in fondazione in condizioni sismiche

NTC 7.2.5) “Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall’analisi del comportamento dell’intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche”

Come si analizza la struttura?

- Analisi **lineari** statiche o **dinamiche** (§7.3.3)
- Analisi non lineari statiche o **dinamiche** (§7.3.4)

CALCOLO DELLE AZIONI IN FONDAZIONE

COMBINAZIONE SISMICA

(per SLU in condizioni sismiche e SLE)

Le azioni di progetto sulle fondazioni derivano dall'analisi strutturale (in tridimensionale) ottenuta con

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2i} Q_{ki} \leq \psi_{0i} \text{ usati nella combinazione fondamentale}$$

sisma perm. strutturale perm. non strutt. variabile

- i coefficienti parziali sulle azioni sono tutti UNITARI
- le azioni variabili sono ridotte attraverso i coefficienti di combinazione $\psi_2 < 1$
- **NON** è detto che la verifica sismica sia più gravosa di quella statica !!!

3.2.4) “Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali”

$$G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$$

COMBINAZIONE SISMICA – coefficienti di combinazione

Coefficienti ψ_2 dipendono dalla **destinazione d'uso (Tab. 2.5.I)**

$\psi_2 = 0.30$ (0.7) per abitazioni, uffici

$\psi_2 = 0.60$ (0.7) per ambienti suscettibili di affollamento, ambienti ad uso commerciale, rimesse e parcheggi

$\psi_2 = 0.80$ (1.0) per magazzini e archivi, ambienti ad uso industriale

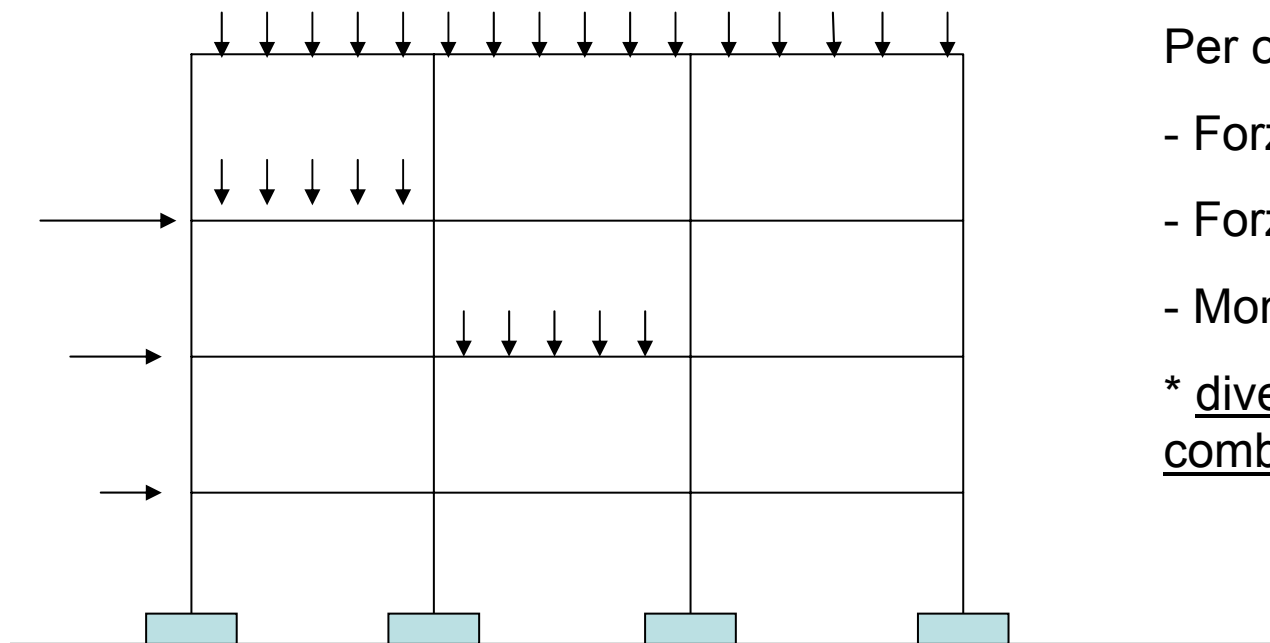
$\psi_2 = 0.20$ (0.7) neve a quota > 1000 m

$\psi_2 = 0$ (0.5) neve a quota < 1000 m

Tra parentesi sono indicati i valori da usare nella combinazione statica

Calcolo dell'azione – Analisi strutturale

Combinazione sismica

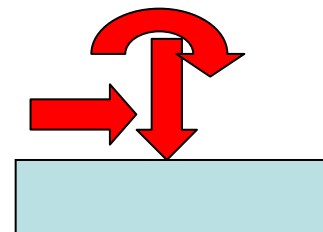


RISULTATO

Per ogni fondazione:

- Forza normale*
- Forza orizzontale*
- Momento*

* diverse dalla
combinazione statica



Il valore dei sovraccarichi è inferiore al valore caratteristico, in quanto va moltiplicato per il coefficiente di combinazione ψ_2

Esempio. Ambienti ad uso residenziale: sovraccarico distribuito caratteristico **2 kN/m²** (Tab. 3.1.II). Nell'analisi strutturale **sismica** va applicato $\psi_2 = 0.3$ (Tab. 2.5.I) ossia si considera **$q = 0.6 \text{ kN/m}^2$** .

Criteri generali di progettazione sismica

Comportamenti strutturali delle COSTRUZIONI (§7.2.1)

Per costruzioni “non dotate di appositi dispositivi dissipativi” si prevedono 2 comportamenti strutturali

- **Non dissipativo**
- **Dissipativo** (2 livelli di capacità dissipativa – 2 classi di duttilità, “a seconda dell’entità delle plasticizzazioni cui si riconduce in fase di progettazione”)
 - Alta
 - Bassa

Comportamenti strutturali delle FONDAZIONI

- Sempre comportamento **non dissipativo** “indipendentemente dal comportamento strutturale attribuito alla struttura su di esse gravante”
- “Le fondazioni superficiali* devono essere progettate per **rimanere in campo elastico**. Non sono necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile”

* Per i pali si può considerare la presenza di cerniere plastiche

Requisiti strutturali degli elementi di fondazioni in condizioni sismiche

AZIONI IN FONDAZIONE IN CONDIZIONI SISMICHE (§7.2.5)

Per strutture sia ad alta che bassa duttilità *“il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica debbono essere eseguiti **assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali sovrastanti**”*.

In particolare, *“la forza assiale negli elementi strutturali verticali deve essere associata al concomitante **valore resistente del momento flettente e del taglio**”*

Azioni in fondazione in condizioni sismiche (§7.2.5)

$V_{d, sis} = V$ (ottenuto con la combinazione sismica, non amplificato)

$M_{d, sis} = \text{momento resistente della sezione del pilastro } M_{res} (V)$

$H_{d, sis} = \text{taglio resistente della sezione del pilastro } T_{res} (V)$

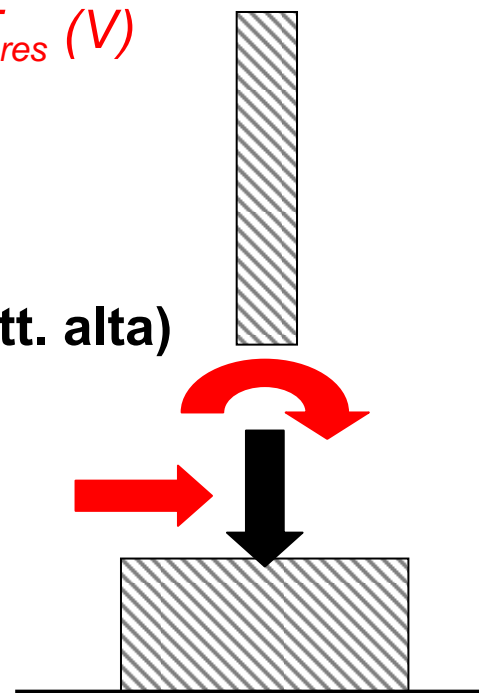
Controlli

- $M_{d, sis} \leq 1.1-1.3 M_{reale}$ (1.1 per duttilità bassa; 1.3 dutt. alta)

$$H \leq 1.1-1.3 H_{reale}$$

- $M_{d, sis} \leq M_{elast}$ (fattore di struttura $q = 1$)

$$H \leq H_{elast} \text{ (fattore di struttura } q = 1)$$



Azioni in fondazione in condizioni sismiche (NTC 7.2.5)

Ogni pilastro scarica sulla fondazione un sistema di forze $V_{d, sis}$, $H_{d, sis}$, $M_{d, sis}$
 $V_{d, sis}$ = carico verticale derivante dall'analisi strutturale in condizioni sismiche

STRUTTURE CLASSE DUTTILITÀ **ALTA**

$$H_{d, sis} = \min\{T_{res}; \mathbf{1.3}T_{sis}; T_{elas, q=1}\}$$

$$M_{d, sis} = \min\{M_{res}; \mathbf{1.3}M_{sis}; M_{elas, q=1}\}$$

STRUTTURE CLASSE DUTTILITÀ **BASSA**

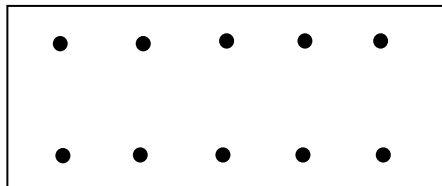
$$H_{d, sis} = \min\{T_{res}; \mathbf{1.1}T_{sis}; T_{elas, q=1}\}$$

$$M_{d, sis} = \min\{M_{res}; \mathbf{1.1}M_{sis}; M_{elas, q=1}\}$$

ARMATURA MINIMA TRAVI DI FONDAZIONE (§7.2.5)

Le travi di fondazioni in c.a. devono avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo **0.2% sia inferiormente che superiormente**, per l'intera lunghezza

Esempio: trave larghezza 100 cm e altezza 50 cm



$$A_{sup} \geq 0.002 A_c = 10 \text{ cm}^2 (\approx 5 \phi 16)$$

$$A_{inf} \geq 0.002 A_c = 10 \text{ cm}^2 (\approx 5 \phi 16)$$

COLLEGAMENTI ORIZZONTALI TRA FONDAZIONI (NTC, 7.2.5.1)

STIMA CAUTELATIVA DELLE FORZE ASSIALI NEGLI ELEMENTI DI COLLEGAMENTO (reticolo di travi o platea)

Stratigrafia di tipo A	collegamento non richiesto
stratigrafia di tipo B	$\pm 0.3 N_{sd} a_{max}/g$
stratigrafia di tipo C	$\pm 0.4 N_{sd} a_{max}/g$
stratigrafia di tipo D	$\pm 0.6 N_{sd} a_{max}/g$
stratigrafia di tipo E	(assimilato al caso C o D a seconda dell'addensamento e della consistenza)

N_{sd} = valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati

$$a_{max} = S_S S_T a_g$$

S_S = coeff. amplificazione stratigrafica, S_T = coeff. amplificazione topografica;
 a_g = accelerazione su suolo rigido

Le categorie di sottosuolo (A, B, C, D, E, S1, S2) sono definite nel §3.2.2 preferibilmente sulla base della velocità delle onde di taglio nei primi 30 metri di profondità.

I valori di S_S sono definiti in Tab. 3.2.V.

VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA PER STATI LIMITE *GEO*

- *Indagini (sondaggi, prove in sito, ecc.)*
- *Prove di laboratorio*
- *Interpretazione delle prove in sito e/o di laboratorio*
- *caratterizzazione geotecnica del terreno*
- *modello geotecnico del sottosuolo (strati “omogenei”)*

Fondazioni ***superficiali*** – ***profondità di indagine***

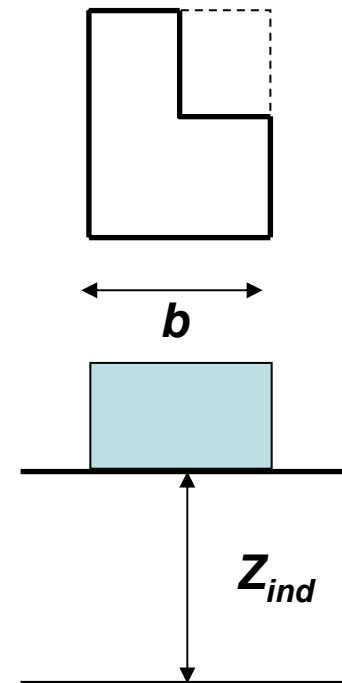
$$z_{ind} \approx b \div 2b$$

(coincide con la vecchia normativa C.3 della Circolare Min. LLPP 30483 del 24/9/88)

b è il “*lato minore del rettangolo che meglio approssima la forma in pianta del manufatto* (C6.4.1)”

Esempio: $b = 10$ m

$z_{ind} = 10\text{-}20$ m per fondazioni superficiali



§3.2.2 Per la definizione dell'azione sismica di progetto è necessario comunque indagare i **primi 30 m** di profondità, misurando *preferibilmente* la velocità delle onde di taglio

Caratterizzazione geotecnica del terreno

- Prove di laboratorio (è necessario **prelievo di campioni** da sondaggi)
- Prove in sito

Risultato: Valori **caratteristici** dei parametri geotecnici del terreno

- Peso di volume γ_k
- Parametri di resistenza in condizioni drenate (c'_k ϕ'_k)
- Parametri di resistenza in condizioni non drenate ($c_{u,k}$)
- Parametri di deformabilità (E_k , $E_{u,k}$, G_k)

ATTENZIONE AL CAMPIONAMENTO
INDISTURBATO (Q5)

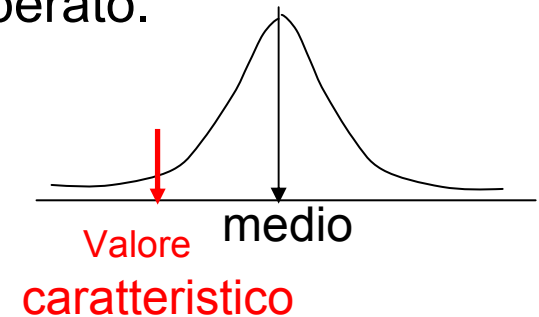
Solo per *granulometria*, *limiti di Atterberg* e
parametri di *resistenza residua* si può
operare su **campioni disturbati**

CONCETTO DI VALORE CARATTERISTICO DI PARAMETRO GEOTECNICO

NTC 6.2.2. Per **valore caratteristico** deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore nello stato limite considerato

Nota. Secondo alcuni il valore caratteristico **coincide con il valore utilizzato con la vecchia normativa.**

Avendo a disposizione molti dati, il valore caratteristico del parametro è quello che ha il 95% di probabilità di essere superato.

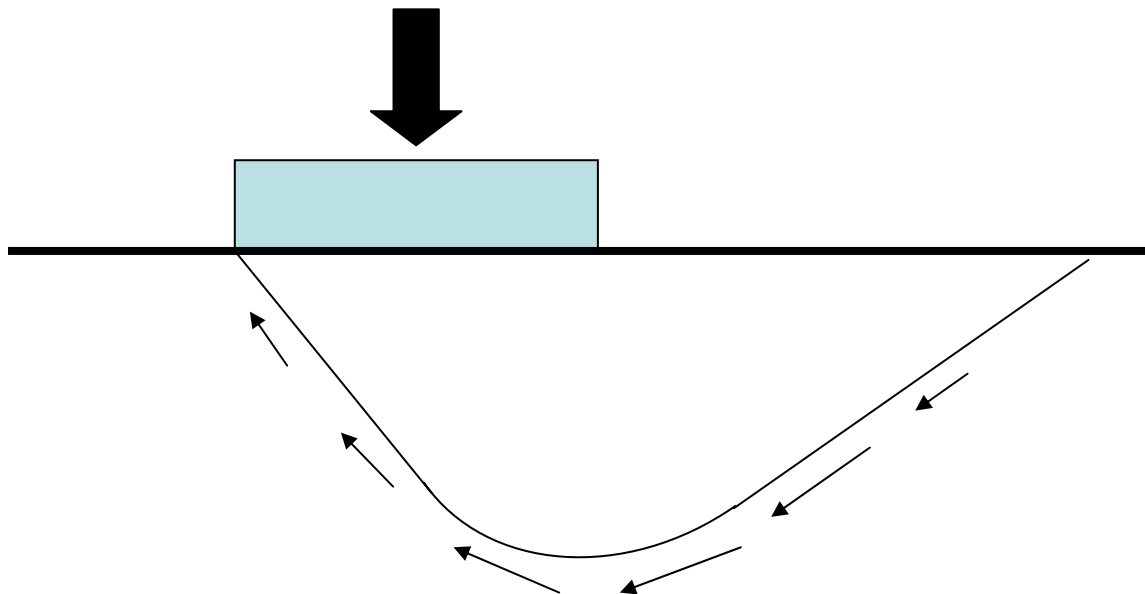


FONDAZIONI SUPERFICIALI

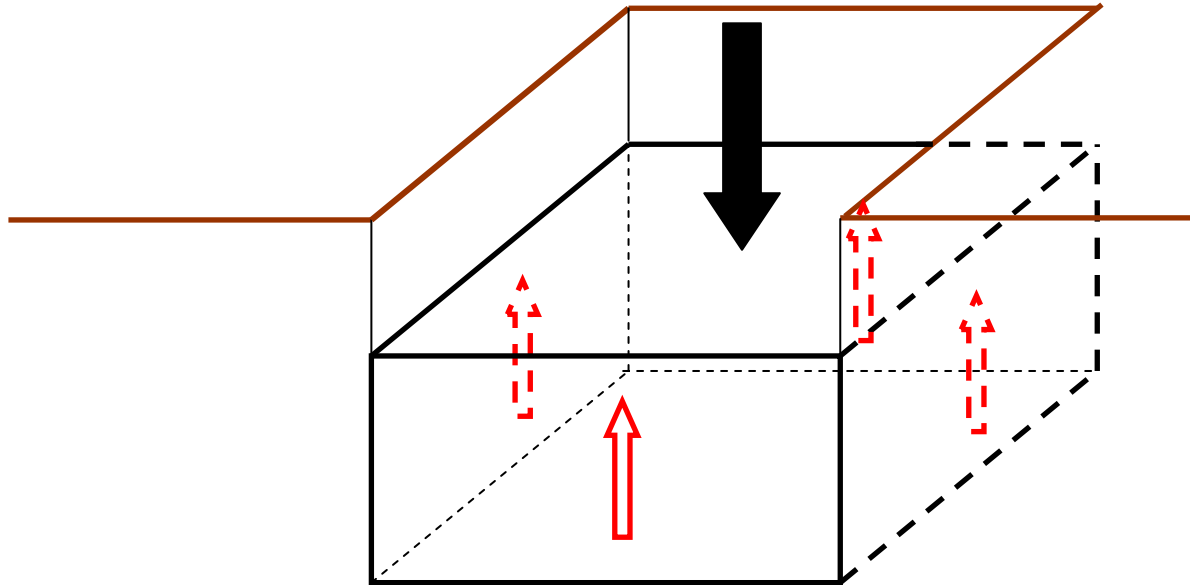
VERIFICHE SLU RICHIESTE (§6.4.2 § 6.4.2.1)

- **capacità portante (GEO)** ←
- **scorrimento** alla base (GEO)
- stabilità globale (GEO)
- raggiungimento resistenza elementi strutturali (STR)

VERIFICA SLU di CAPACITÀ PORTANTE



Assunzione cautelativa



Per le fondazioni superficiali con piano di posa approfondito, **si trascura la resistenza lungo le facce laterali della fondazione** (plinto, trave, platea) ma i considera solo la resistenza del terreno sottostante

La verifica SLU di capacità portante deve essere effettuata seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1

Combinazione 1

A1+M1+R1 (STR)

Combinazione 2

A2+M2+R2 (GEO)

Approccio 2

Unica combinazione

A1+M1+R3 (STR e GEO)

Nota: per il *dimensionamento strutturale* con l'approccio 2 non si deve considerare il coefficiente del gruppo R3 ($\gamma_R = 1$). Pertanto l'approccio 2 a *livello strutturale* coincide con la combinazione 1 dell'approccio 1.

Coefficienti parziali sulle azioni (Tab. 6.2.I)

<i>Tipo di azione</i>	A1	A2
Permanente favorevole	1	1
Permanente sfavorevole	1.3	1
Permanente non strutturale favorevole	0 (1)	0 (1)
Permanente non strutturale sfavorevole	1.5 (1.3)	1.3 (1)
Variabile favorevole	0	0
Variabile sfavorevole	1.5	1.3

*“Nel caso in cui i carichi **permanenti non strutturali** siano **compiutamente definiti** si potranno adottare per essi gli **stessi coefficienti** validi per le **azioni permanenti**”*

Coefficienti parziali sui materiali (sui parametri geotecnici)

Passaggio da valori **caratteristici** (pedice **k**) a valori di **progetto** (pedice **d**)

Esistono due gruppi di coefficienti (Tab. 6.2.II)

Gruppo M1 (tutti i coeff. = 1) → valori di progetto = valori caratteristici

Gruppo M2 valori di progetto inferiori a valori caratteristici (tranne il peso di volume)

$$c'_d = c'_k / 1.25$$

$$\tan \phi'_d = \tan \phi'_k / 1.25$$

$$\gamma_d = \gamma_k / 1.00$$

$$c_{ud} = c_{uk} / 1.40$$

Coefficienti parziali sulla resistenza (Tab. 6.4.I)

La resistenza a capacità portante calcolata con i coefficienti parziali del gruppo M1 o M2 va poi divisa per un altro coefficiente parziale γ_R da applicare alla resistenza calcolata con M1 o M2 (Tab. 6.4.I)

R1) $\gamma_R = 1.0$ se la verifica a capacità portante è condotta con l'Approccio 1 (**combinazione 1**, A1 + M1+ R1 – STR)

R2) $\gamma_R = 1.8$ se la verifica a capacità portante è condotta con l'Approccio 1 (**combinazione 2**, A2 + M2+ R2 - GEO)

R3) $\gamma_R = 2.3$ se la verifica a capacità portante è condotta con l'approccio 2 (A1 + M1 + R3)

Nota. In presenza di soli carichi permanenti la verifica con l'Approccio 2 (A1+M1+R3) equivale ad un coefficiente di sicurezza globale di **2.99** (prodotto di **1.3 (A1)**, coefficiente amplificativo delle azioni e di **2.3**, coefficiente riduttivo sulla resistenza). In pratica coincide con la vecchia normativa che prevedeva un fattore di sicurezza globale pari a **3**.

FONDAZIONI SUPERFICIALI

ESEMPI di verifica SLU di capacità portante

ESEMPIO 1
FONDAZIONE SU PLINTO SU SABBIA
IN CONDIZIONI STATICHE

ESEMPIO 1- dati

PLINTO 2 m x 2 m con carico verticale centrato – condizioni statiche
– verifica a lungo termine (condizioni drenate)

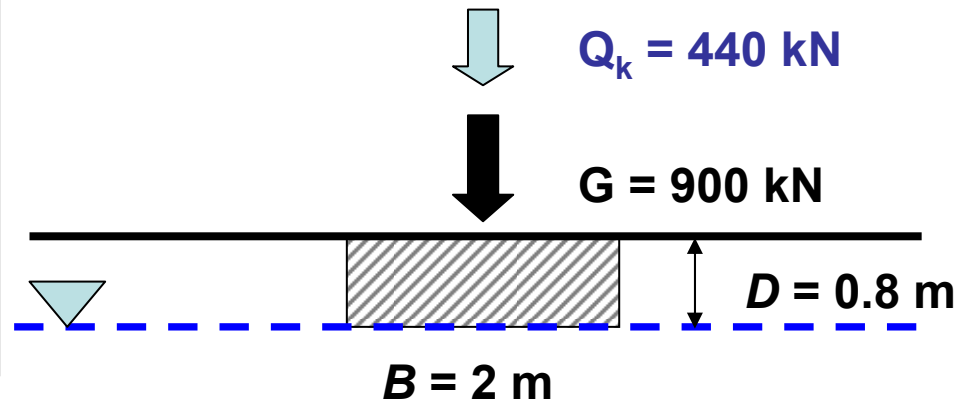
Caratterizzazione geotecnica del terreno

$$\gamma_{wet,k} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sat,k} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c'_k = 0 \quad \phi'_k = 35^\circ$$

falda a -0.8 m dal p.c.



Peso proprio della fondazione $0.8 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 80 \text{ kN}$
(da sommare ai carichi permanenti)

ESEMPIO 1- Verifica con **Approccio 1** combinazione 2 (A2 + M2 + R2)

Azione di progetto

Carico verticale di progetto E_d (A2) = $(900 + 80) (1) + 440 (1.3) = \underline{1552 \text{ kN}}$

oppure

Tensione verticale agente di progetto E_d (A2) = $V_d/A = 1552/(2 \times 2) = 388 \text{ kPa}$

Resistenza di progetto

Carico verticale **limite** di progetto $R_d = q_{lim} A / \gamma_R$

oppure tensione verticale limite di progetto $R_d = q_{lim} / \gamma_R$

γ_R (R2) = 1.8

$A = 2 \text{ m} \times 2 \text{ m} = 4 \text{ m}^2$

$q_{lim} = ?$

ESEMPIO 1 – calcolo della resistenza di progetto

Soluzione di Terzaghi (o formula trinomia, citata nella Circolare 617/2009)

$$q_{\text{lim}} = cN_c + 0.5 B \gamma N_\gamma + qN_q$$

IPOTESI RESTRITTIVE

Terreno **omogeneo** e isotropo

Fondazione **superficiale** ($D = 0$)

Fondazione **nastriforme** ($B/L = 0$)

Carico centrato ($M_d = 0$)

Carico orizzontale nullo ($H_d = 0$)

Piano di posa orizzontale ($\alpha = 0$)

Terreno a fianchi orizzontale ($\omega = 0$)

Anche se si assume per il terreno un comportamento rigido-plastico si applica la **sovrapposizione degli effetti** di tre soluzioni ottenute separatamente con i teoremi della plasticità

FATTORI DI CAPACITÀ PORTANTE

I valori N_c ed N_q sono stati ricavati con soluzioni rigorose analizzando il caso separato

I valori da utilizzare, indicati anche nell'EC7 annesso D sono:

$$N_q = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi'_d}{2}\right) \exp(\pi \cdot \tan \phi'_d)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi'_d}$$

Per N_γ non c'è soluzione esatta; in letteratura esistono diverse espressioni che portano anche a notevoli differenze nel valore di N_γ ; **l'Eurocodice 7** suggerisce:

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'_d$$

Fondazione Ruvida $\delta > \phi/2$

ESEMPIO 1 – calcolo della resistenza di progetto

Soluzione generale di Brinch Hansen

Correzioni rispetto alla soluzione di Terzaghi

- Fondazione *non superficiale* – coeff. d
- Fondazione *non nastriforme* – coeff. s
- Carico verticale *non centrato*
- Carico orizzontale *non nullo* – coeff. i
- Piano di posa *non orizzontale* – coeff. b
- Terreno a fianchi *non orizzontale* – coeff. g

$$q_{lim} = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + 0.5B\gamma N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + qN_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

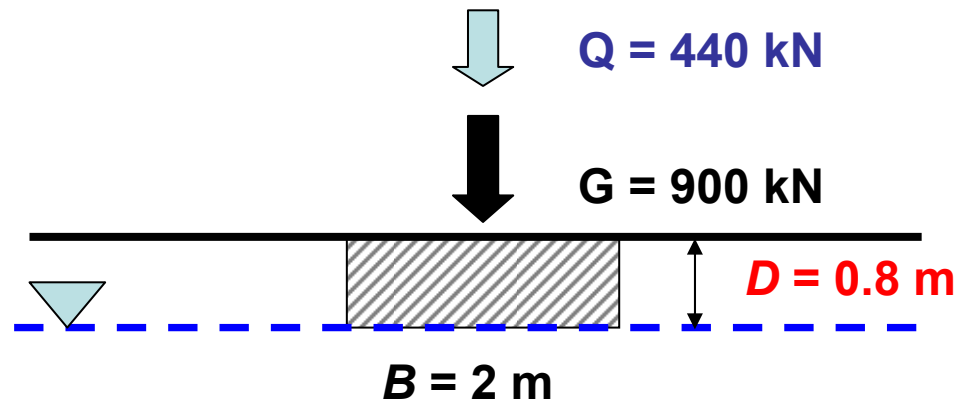
Circolare: “nell’impiego dell’espressione trinomia, i valori di progetto dei parametri di resistenza c'_d e ϕ'_d devono essere impiegati sia per la valutazione dei fattori di capacità portante N_c N_q N_{γ} , sia per la determinazione dei coefficienti correttivi, ove tali coefficienti intervengano”

ESEMPIO 1 – calcolo della resistenza di progetto

Nel caso in esame (plinto su sabbia con carico centrato – piano di posa a 0.8 m)

Soluzione generale di Brinch Hansen

$$q_{lim} = 0.5B\gamma N_{\gamma} s_{\gamma} + q N_q s_q d_q$$



ESEMPIO 1 – calcolo della resistenza di progetto - coefficienti correttivi

CORREZIONI DI FORMA $s_c s_\gamma s_q$ (EC7 - Annesso D)

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'} \quad (\text{forma rettangolare})$$

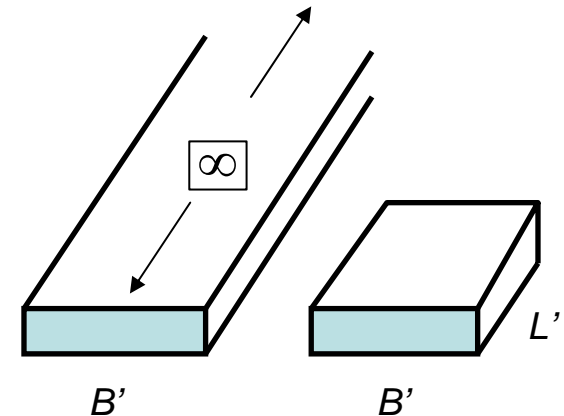
$$s_\gamma = 0.7 \quad (\text{forma quadrata o circolare})$$

B' = larghezza ridotta in caso di eccentricità del carico

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \phi'_d \quad (\text{forma rettangolare})$$

$$s_q = 1 + \sin \phi'_d \quad (\text{forma quadrata o circolare})$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$$



CORREZIONI PER PROFONDITÀ DEL PIANO DI POSA

Nell'annesso D dell'EC7 si dice di tener conto dell'approfondimento, ma non sono indicate le formule dei coefficienti correttivi

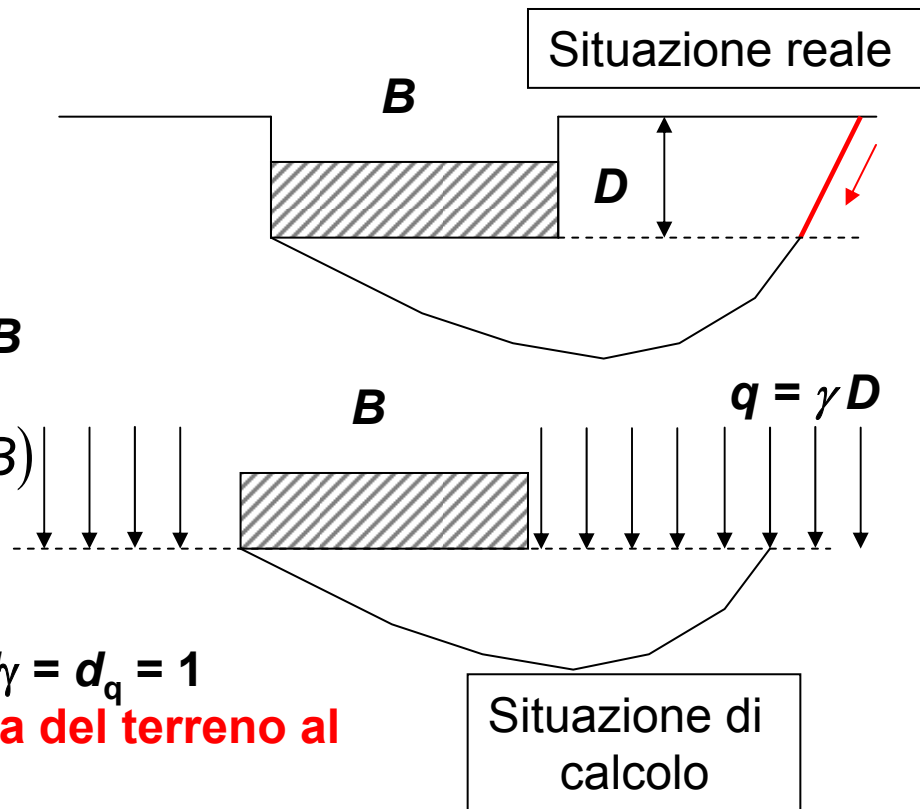
In letteratura (Vesic, 1973)

$$d_\gamma = 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi'_d}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi'_d (1 - \sin \phi'_d)^2 \frac{D}{B} \quad D < B$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi'_d (1 - \sin \phi'_d)^2 \arctan(D/B) \quad D > B$$



Scelta a vantaggio di sicurezza $d_c = d_\gamma = d_q = 1$
(equivale a trascurare la resistenza del terreno al di sopra del piano di posa)

ESEMPIO 1- Verifica con Approccio 1 combinazione 2 (A2 + M2 + R2)

Calcolo della resistenza di progetto (con $d_q = 1$):

$$q_{lim} = 0.5 \gamma^* B N_\gamma s_\gamma + q N_q s_q$$

$$\gamma^* = \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 20 - 10 = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ (falda al piano di posa della fondazione)}$$

$$\phi_d (\text{M2}) = \tan^{-1}(\tan 35^\circ / 1.25) = 29.2^\circ$$

$$N_q (\phi_d = 29.2^\circ) = 17$$

$$N_\gamma (\phi_d = 29.2^\circ) = 2(N_q - 1) \tan(\phi_d) = 17.9$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3B/L = 0.7$$

$$q = 18 \times 0.8 = 14.4 \text{ kN/m}^2$$

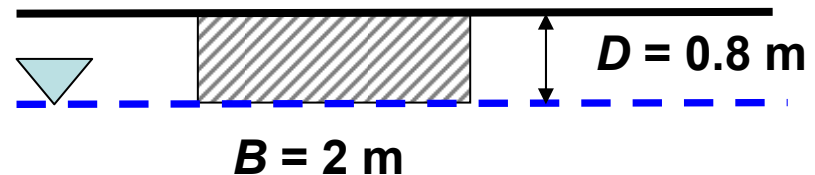
$$s_q = 1 + \sin(\phi_d) = 1.49$$

$$q_{lim} = 125.3 + 364.7 = 490 \text{ kN/m}^2$$

$$R_d (\text{R2}) = q_{lim} A / 1.8 = 1089 \text{ kN}$$

$$R_d < E_d (=1552 \text{ kN})$$

verifica non soddisfatta



ESEMPIO 1: Verifica con **Approccio 2 (A1 + M1 + R3)**

Azione di progetto E_d (**A1**) = (900+80) (**1.3**) + 440 (**1.5**) = **1934 kN**

Calcolo della resistenza di progetto:

$$q_{lim} = 0.5 \gamma^* B N_\gamma s_\gamma + q N_q s_q$$

$$\gamma^* = \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 20 - 10 = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ (falda al piano di posa della fondazione)}$$

$$\phi_d (\text{M1}) = \tan^{-1}(\tan 35^\circ / \text{1}) = 35^\circ$$

$$N_q (\phi_d = 35^\circ) = 33.3$$

$$N_\gamma (\phi_d = 35^\circ) = 2(N_q - 1) \tan(\phi_d) = 45.2$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3B/L = 0.7$$

$$q = 18 \text{ kN/m}^3 \times 0.8 \text{ m} = 14.4 \text{ kN/m}^2$$

$$s_q = 1 + \sin(\phi_d) = 1.57$$

$$q_{lim} = 316.4 + 752.8 = 1069.2 \text{ kN/m}^2$$

$$R_d (\text{R3}) = q_{lim} A / \text{2.3} = \text{1859 kN}$$

$$R_d < E_d (=1934 \text{ kN}) \quad \text{verifica } \underline{\text{non soddisfatta}}$$

ESEMPIO 1: verifica con DM 1988

$$\text{Azione } E = 900 + 80 + 440 = \underline{1420 \text{ kN}}$$

Calcolo della resistenza :

$$q_{lim} = 0.5 \gamma^* B N_\gamma s_\gamma + q N_q s_q$$

$$\gamma^* = \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 20 - 10 = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ (falda al piano di posa della fondazione)}$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$N_q = 33.3$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan(35) = 45.2$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3B/L = 0.7$$

$$q = 18 \text{ kN/m}^3 \times 0.8 \text{ m} = 14.4 \text{ kN/m}^2$$

$$s_q = 1 + \sin(35^\circ) = 1.57$$

$$q_{lim} = 316.4 + 752.8 = 1069.2 \text{ kN/m}^2$$

$$R = q_{lim} A = \underline{4277 \text{ kN}}$$

$$F_s = R/E = 4277/1420 = \mathbf{3.01} \text{ (verifica soddisfatta)}$$

ESEMPIO 1: TABELLA RIASSUNTIVA

		Azione di progetto E_d	Resistenza di progetto R_d	verifica
NTC APPROCCIO 1 Combinazione 2	A2+M2+R2	1552 kN	1089 kN	no
NTC APPROCCIO 2	A1+M1+R3	1934 kN	1859 kN	no
DM 88		$F_s = 3.01$ (4277/1420)		ok

In questo esempio, la nuova normativa è più cautelativa

ESEMPIO 2

FONDAZIONE NASTRIFORME SU ARGILLA

verifica a breve termine in condizioni statiche

NTC §6.4.2.1 “*Nelle verifiche di sicurezza debbono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, **sia a breve che a lungo termine***”

ESEMPIO 2- dati

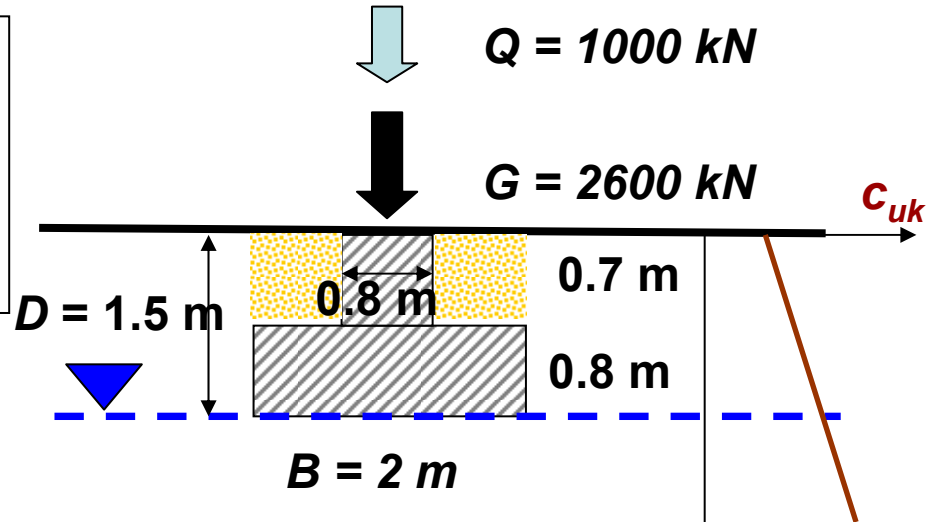
TRAVE $B = 2 \text{ m}$; $L = 20 \text{ m}$, con carico verticale centrato – condizioni statiche

Caratterizzazione geotecnica

$$\gamma_{wet,k} = 18 \text{ kN/m}^3 \quad \gamma_{sat,k} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c'_k = 0 \quad \phi'_k = 25^\circ$$

$$c_{uk} \text{ (kPa)} = 30 + 7z(\text{m})$$



Peso proprio della fondazione $(0.8 \text{ m} \times 2 \text{ m} + 0.7 \text{ m} \times 0.8 \text{ m}) 25 \text{ kN/m}^3 = 54 \text{ kN/m}$

Peso del terreno sopra la fondazione $1.2 \times 0.7 \times 18 = 15.1 \text{ kN/m}$

Carichi permanenti $2600/20 = 130 \text{ kN/m}$

Carichi variabili $1000/20 = 50 \text{ kN/m}$

ESEMPIO 2 -Verifiche a breve termine

Resistenza nei terreni a bassa permeabilità

- **Breve termine** (cond. **non drenate**: $c = c_u$; $\phi = \phi_u = 0$)

$$q_{lim} = c_u \cdot 5.14 \cdot s_{c0} \cdot d_{c0} \cdot i_{c0} \cdot b_{c0} \cdot g_{c0} + q$$

Per EC7 – Annesso D

$s_{c0} = 1 + 0.2 \cdot B'/L'$ per forma rettangolare

$s_{c0} = 1.2$ per forma quadrata o circolare

$i_{c0} = 0.5[1 + (1 - H/A'c_u)^{0.5}]$

$b_{c0} = 1 - 2\alpha/(2 + \pi)$ (α in radianti)

$d_{c0} = ?$ (*non sono fornite espressioni*)

$g_{c0} = ?$ (*non sono fornite espressioni*)

ESEMPIO 2- Verifica con Approccio 1 combinazione 2 (A2 + M2 + R2)

Calcolo della resistenza di progetto:

$$q_{lim} = c_u \cdot 5.14 \cdot s_{c0} \cdot d_{c0} \cdot i_{c0} \cdot b_{c0} \cdot g_{c0} + q$$

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot (1) \cdot d_{c0} \cdot (1) \cdot (1) \cdot (1) + q$$

$$c_{uk} \text{ (a } B/2 \text{ dal piano di posa)} = 30 + 7(1.5+1) = 47.5 \text{ kPa}$$

$$c_{ud} \text{ (M2)} = 47.5/1.4 = 33.9 \text{ kPa}$$

$$q = 18 \times 1.5 = 27 \text{ kN/m}^2$$

$$d_{c0} = ??$$

EC7 non propone correzioni per la profondità del piano di posa

In letteratura $d_{c0} = 1 + 0.4 D/B$

Oppure si può usare il grafico di Skempton per N_c^* (che ingloba la correzione per forma e profondità)

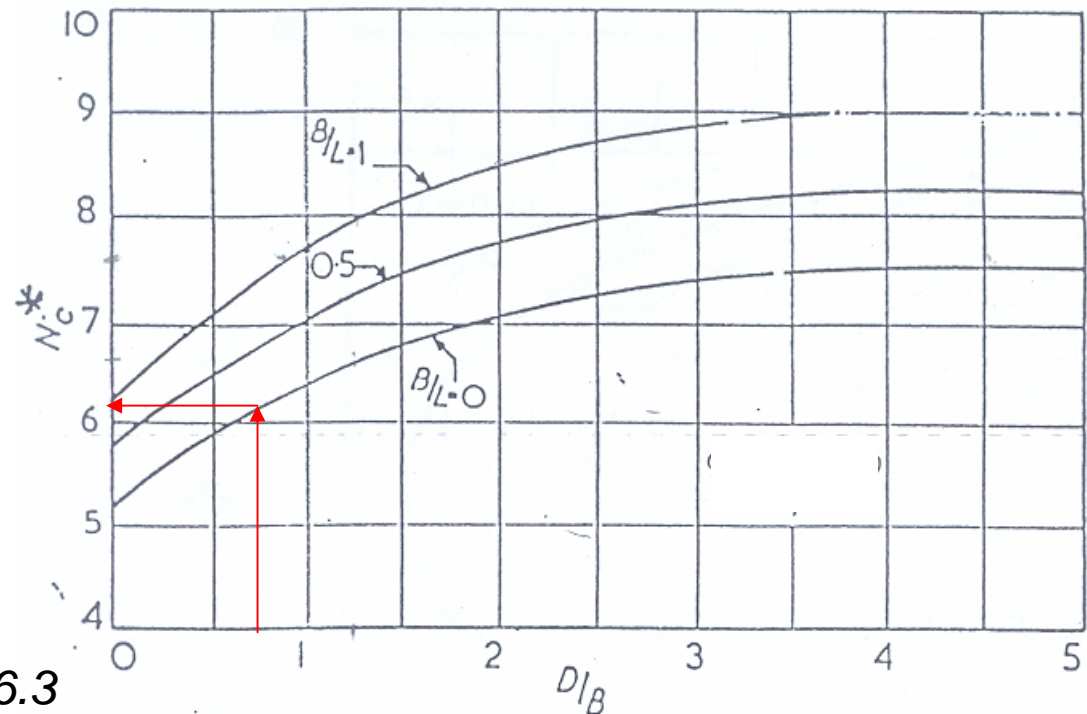
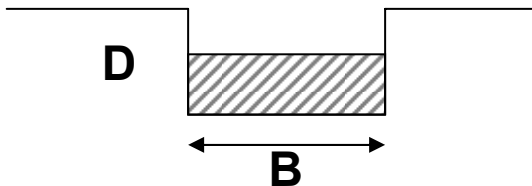
ESEMPIO 2 - Verifiche a breve termine

Grafico di Skempton (valido in condizioni non drenate $\phi = 0$)

Il valore di N_c è già corretto per due fattori

- Forma della fondazione (B/L)
- Profondità del piano di posa (D/B)

$$N_c(\text{SK}) = N_c s_c d_c$$



$$N_c(D/B = 0.75, B/L = 0.1) = 6.3$$

ESEMPIO 2- Verifica con Approccio 1 combinazione 2 (A2 + M2 + R2)

Resistenza di progetto (M2+R2)

$$q_{lim} (M2) = 33.9 (6.3) + 27 = 240.5 \text{ kN/m}^2$$

$$R_d (R2) = q_{lim} B / 1.8 = 267 \text{ kN/m}$$

Azione di progetto (A2)

$$E_d (A2) = (130+54+15.1) (1) + 50 (1.3) = 264 \text{ kN/m}$$

$$R_d < E_d (\text{verifica soddisfatta})$$

ESEMPIO 2- Verifica con Approccio 2 (A1 + M1 + R3)

Azione di progetto E_d (A1) = $(130+54+15.1) (1.3) + 50 (1.5) = 334 \text{ kN/m}$

Calcolo della resistenza di progetto:

$$q_{lim} = c_u N_c d_{c0} + q$$

$$c_{uk} \text{ (a B/2 dal piano di posa)} = 30 + 7(1.5+1) = 47.5 \text{ kPa}$$

$$c_{ud} \text{ (M1)} = 47.5/1 = 47.5 \text{ kPa}$$

$$q = 18 \times 1.5 = 27 \text{ kN/m}^2$$

Usando il grafico di Skempton che fornisce direttamente $N_c d_c s_c$

$$q_{lim} = 47.5 (6.3) + 27 = 326 \text{ kN/m}^2$$

$$R_d \text{ (R3)} = q_{lim} B / 2.3 = 283 \text{ kN/m}$$

$$R_d < E_d \text{ (verifica non soddisfatta)}$$

ESEMPIO 2- Verifica con DM1988

$$\text{Azione} = 130 + 54 + 15 + 50 = 249 \text{ kN/m}$$

Calcolo della resistenza:

$$q_{lim} = c_u N_c d_{c0} + q$$

$$c_{uk} \text{ (a } B/2 \text{ dal piano di posa)} = 30 + 7(1.5+1) = 47.5 \text{ kPa}$$

$$c_{ud} = 47.5/1 = 47.5 \text{ kPa}$$

$$q = 18 \times 1.5 = 27 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{lim} = 47.5 (6.3) + 27 = 326 \text{ kN/m}^2$$

$$R = q_{lim} B = 652 \text{ kN/m}$$

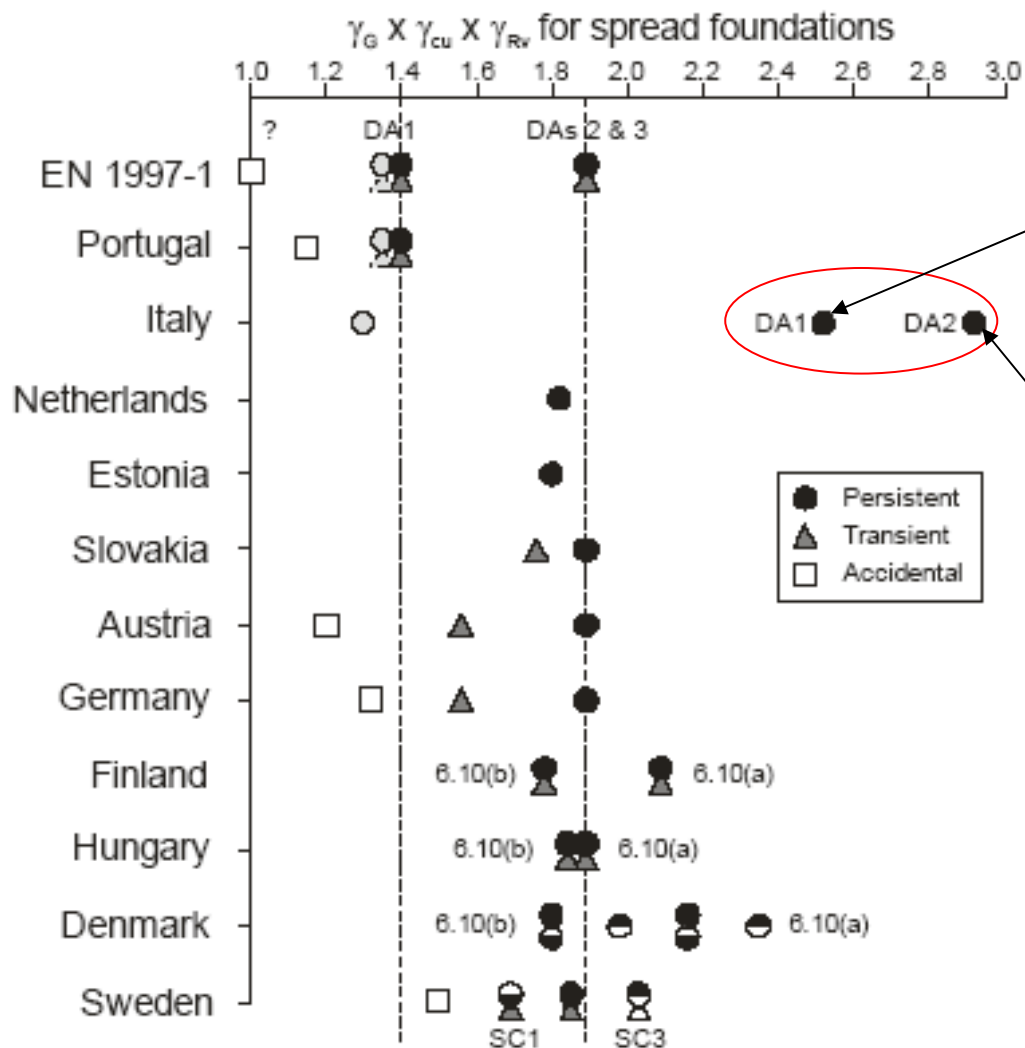
$$F_s = 652 / 249 = 2.62 (< 3; \text{ verifica non soddisfatta})$$

ESEMPIO 2: TABELLA RIASSUNTIVA

		Azione di progetto E_d	Resistenza di progetto R_d	verifica
APPROCCIO 1 Combinazione 2	A2+M2+R2	264 kN/m	267 kN	ok
APPROCCIO 2	A1+M1+R3	334 kN/m	283 kN/m	no
DM 88		$F_s = 2.62$ (652/249)		no

In questo esempio, la nuova normativa è meno cautelativa

Confronto con altre normative europee (da Bond, 2010)



Approccio 1 - comb. 2

$$1 \times 1.4 \times 1.8 = 2.52$$

Approccio 2

$$1.3 \times 1 \times 2.3 = 2.99$$

La recente
normativa italiana
NTC (2008) è più
cautelativa delle
altre normative

ESEMPIO 3
FONDAZIONE NASTRIFORME SU SABBIA IN PRESENZA DI AZIONI
ORIZZONTALI E CARICHI NON CENTRATI
Verifica drenata in condizioni statiche

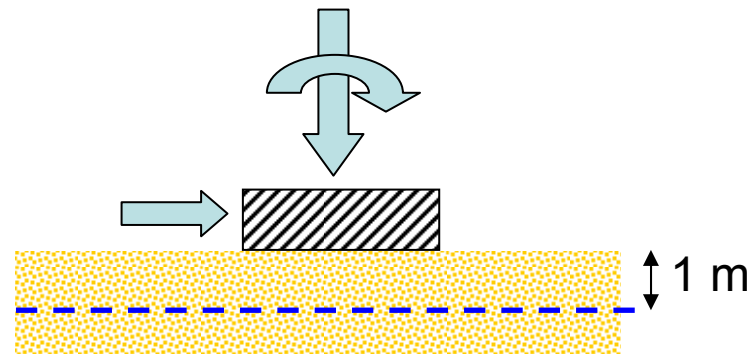
ESEMPIO 3 – dati di input

Dati della fondazione

Forma nastriforme di larghezza $B = 1.8$ m

Fondazione superficiale

Caratterizzazione geotecnica del terreno



Sabbia $c'_k = 0$ $\phi'_k = 38^\circ$ $\gamma_k = 19$ kN/m³ falda a -1 m dal p.c.

Risultato dell'analisi strutturale

Azioni Permanenti (compreso il peso proprio della fondazione)

$$V_G = 81 \text{ kN/m}$$

$$M_G = 15.9 \text{ kNm/m}$$

$$H_G = 0 \text{ kN/m}$$

Azioni Variabili

$$V_Q = 30 \text{ kN/m}$$

$$M_Q = 7 \text{ kNm/m}$$

$$H_Q = 4 \text{ kN/m}$$

ESEMPIO 3 - azioni

VERIFICA CON APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 2

$$A2 + M2 + R2$$

Azioni di progetto in condizioni statiche (A2)

$$V_d = (1) 81 + (1.3) 30 = \mathbf{120 \text{ kN/m}}$$

$$M_d = (1) 15.9 + (1.3) 7 = 25 \text{ kNm/m}$$

$$H_d = (1) 0 + (1.3) 4 = 5.2 \text{ kN/m}$$

Azione di progetto per capacità portante

$$E_d = V_d = 120 \text{ kN/m}$$

ESEMPIO 3 – parametri di progetto

Parametri di progetto con coefficienti parziali del gruppo **M2**:

$$c'_d = c'_k / 1.25 = 0$$

$$\phi'_d = \tan^{-1}(\tan 38^\circ / 1.25) = 32^\circ$$

Resistenza **M2**

$$q_{lim} = cN_c d_c s_c i_c b_c g_c + 0.5B' \gamma N_\gamma d_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + qN_q d_q s_q i_q b_q g_q$$

$$q_{lim} = 0.5B' \gamma * N_\gamma i_\gamma$$

Fattori di capacità portante (N_γ con EC7)

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{32^\circ}{2} \right) \exp(\pi \cdot \tan 32^\circ) = 23.2$$

$$N_\gamma = 2(23.2 - 1) \tan 32^\circ = 27.7$$

ESEMPIO 3 - correzione per carico eccentrico

PROCEDURA SEMPLIFICATA DI MEYERHOF (suggerita in EC7)

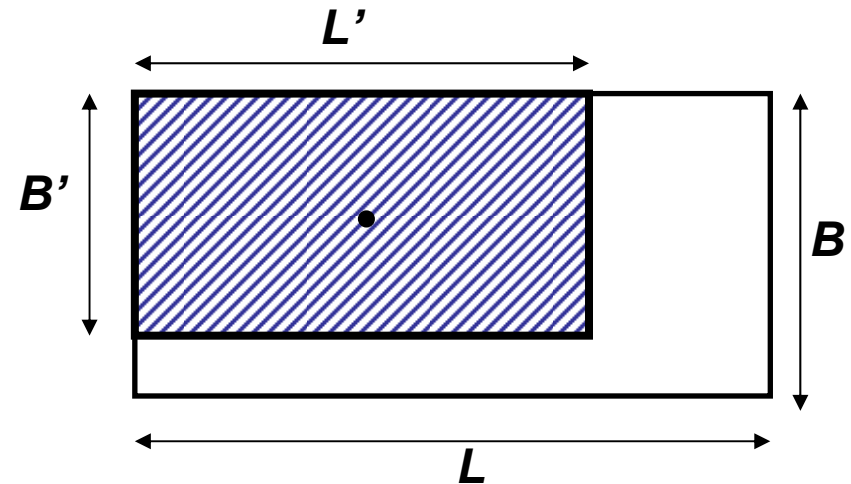
$$e_B = M_B/N \quad e_L = M_L/N$$

Si considera carico agente su un' **area ridotta** in cui il carico è centrato

$$A' = B'L'$$

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$



Nel caso in esame: area ridotta

$$B' = B - 2e = 1.8 - 2M_d/V_d$$

$$B' = 1.38 \text{ m}$$

ESEMPIO 3 – calcolo della resistenza

Effetto carico inclinato: correzione per forza orizzontale

$$q_{lim} = 0.5 B' \gamma N_{\gamma} i_{\gamma}$$

$$i_{\gamma} = \left[1 - \frac{H_d}{V_d + A' c_d \cot \phi_d} \right]^{m+1} \quad \text{EC7 - Annesso D}$$

$$m = m_B = [2 + B'/L'] / [1 + B'/L']$$

Fondazione nastriforme
 $B'/L' = 0$

$$m = m_B = [2 + B'/L'] / [1 + B'/L'] = 2$$

$$V_d = (1) 81 + (1.3) 30 = 120 \text{ kN/m}$$

$$H_d = (1) 0 + (1.3) 4 = 5.2 \text{ kN/m}$$

$$i_{\gamma} = \left[1 - \frac{5.2}{120} \right]^{2+1} = 0.88$$

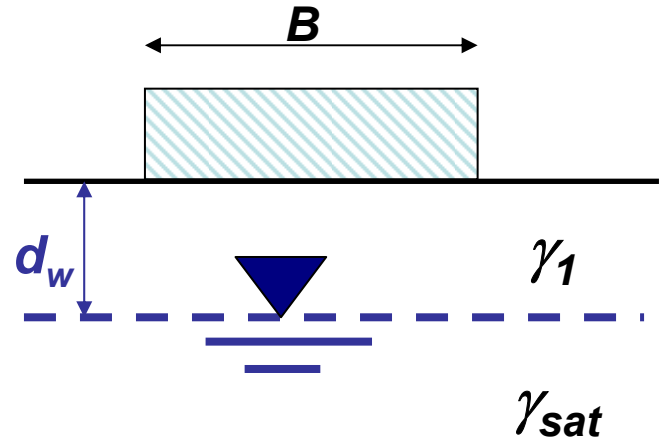
ESEMPIO 3 -Scelta del peso di volume del terreno in presenza di falda

CASI ESTREMI

1) Falda sul piano di posa $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$

2) Falda a profondità $d_w > B$

$$\gamma' = \gamma_1 \geq \gamma_{\text{dry}}$$

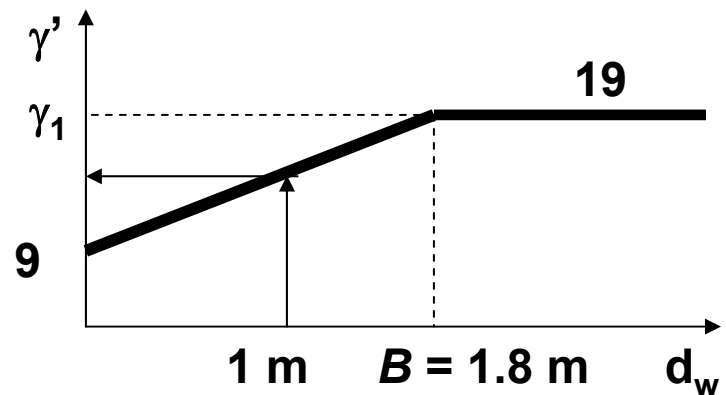


CASI INTERMEDI

falda da 0 a B dal piano di posa
Interpolazione lineare

Nel caso in esame:

$$\gamma^* = 9 + 10(1)/1.8 = 14.55 \text{ kN/m}^3$$



ESEMPIO 3 – calcolo della resistenza di progetto

Resistenza di progetto con coefficienti $M2+R2$

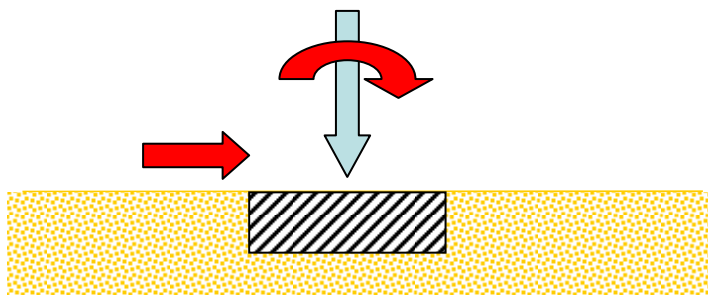
$$\begin{aligned} (\quad) &= (\quad)(\quad)(\quad) = \\ &= \frac{(\quad)}{\gamma} = \frac{(\quad)(\quad)}{\gamma} = \end{aligned}$$

VERIFICA SLU CAPACITÀ PORTANTE

$$E_d (= 120 \text{ kN/m}) < R_d (= 188 \text{ kN/m})$$

Verifica in condizioni statiche *soddisfatta*

ESEMPIO 4
FONDAZIONE NASTRIFORME SU SABBIA IN PRESENZA DI AZIONI
ORIZZONTALI E CARICHI NON CENTRATI
CONDIZIONI SISMICHE

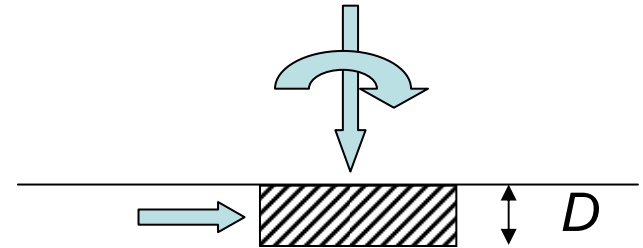


ESEMPIO 4 – dati di input

Dati della fondazione

Forma nastriforme di larghezza $B = 1.8$ m

Fondazione a $D = 0.8$ m



Dati del terreno

Sabbia $c'_k = 0$

$\phi'_k = 38^\circ$

$\gamma_k = 19$ kN/m³

falda assente

$$K_h = \beta_s a_{max}/g$$

$\beta_s = 0.2-0.3$ (Tab.7.11.I delle NTC 2008 relativa alla stabilità dei pendii) in funzione della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione su suolo rigido a_g

$$K_v = \pm 0.5 K_h$$

Condizioni sismiche

$kh = 0.10$

$k_v = 0.05$

ESEMPIO 4 - azioni

Sulla trave insistono n pilastri ciascuno con una sua forza assiale ricavata da un'analisi sismica

AZIONE DI PROGETTO PER VERIFICA SLU CAPACITÀ PORTANTE

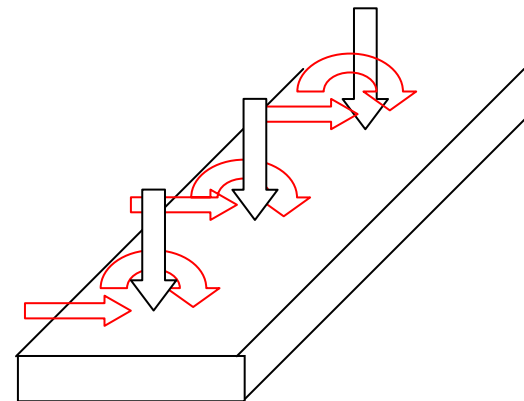
$$E_d = \text{somma}(V_{di}) = 106 \text{ kN/m}$$

FORZA ORIZZONTALE DI PROGETTO

(= somma dei valori resistenti del taglio sui pilastri corrispondenti alle forze assiali di progetto) = **28 kN/m**

MOMENTO FLETTENTE DI PROGETTO

(= somma dei valori resistenti del momento sui pilastri corrispondenti alle forze assiali di progetto) = **49 kNm/m**



NON È LECITO ASSUMERE

$$H_d = k_h V_d$$

ESEMPIO 4 : calcolo della resistenza di progetto

RESISTENZA DI PROGETTO (La Circolare dice di “*impiegare le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite*”)

$$q_{lim} = 0.5B' \gamma N_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} z_{\gamma} + q N_q d_q i_q z_q$$

z_g e z_q sono coefficienti correttivi per effetto inerzia sul terreno
Non è chiaro se questi coefficienti tengano conto del cosiddetto “effetto cinematico” descritto nella Circolare, anche perché la Circolare afferma che tale effetto riguarda solo il termine con N_{γ} .

Fattori di capacità portante (N_{γ} calcolato con EC7)

Parametri del terreno M2 **cond. più sfavorevole per verifica GEO:**

$$c'_d = 0 \quad \phi'_d = \arctan(\tan 38^\circ / 1.25) = 32^\circ$$

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{32^\circ}{2} \right) \exp(\pi \cdot \tan 32^\circ) = 23.2$$

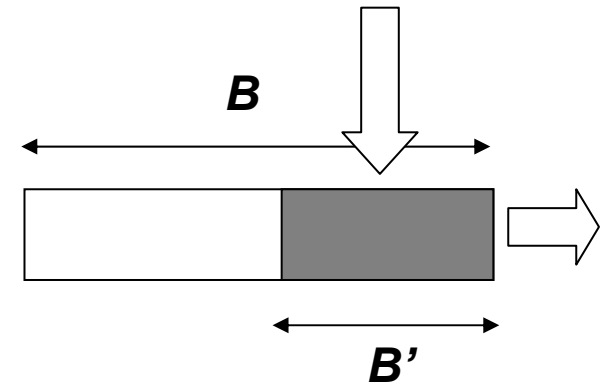
$$N_{\gamma} = 2(23.2 - 1) \tan 32^\circ = 27.7$$

ESEMPIO 4 : calcolo della resistenza di progetto

Effetto del carico eccentrico

Area ridotta $B' = B - 2e$

$$B' = 1.8 - 2(49)/(106) = 0.875 \text{ m}$$



Effetto dell'inclinazione del carico (EC7)

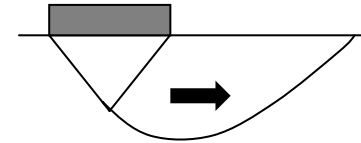
$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H_d}{N_d + A' c_d \cot \phi_d} \right]^{m+1} = \left[1 - \frac{H_d}{N_d} \right]^{m+1} = \left[1 - \frac{28}{106} \right]^{2+1} = 0.40$$

$$m = m_B = [2 + B'/L'] / [1 + B'/L'] = 2$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H_d}{N_d + A' c_d \cot \phi_d} \right]^m = \left[1 - \frac{H_d}{N_d} \right]^m = \left[1 - \frac{28}{106} \right]^2 = 0.54$$

ESEMPIO 4: calcolo della resistenza di progetto

Correzione per inerzia terreno



$$q_{lim} = 0.5B' \gamma N_{\gamma} i_{\gamma} z_{\gamma} + q N_q d_q i_q z_q$$

$$z_{\gamma} = [1 - k_h / \tan \phi'_d]^{0.35} = [1 - 0.10 / \tan 32^{\circ}]^{0.35} = 0.94$$

$$z_q = z_{\gamma} = 0.94$$

Paolucci e Pecker, 1997

$$q_{lim} = 0.5(0.875)(19)(27.7)(0.40)(0.94) + (0.8 \times 19)(23.2)d_q(0.54)(0.94)$$

Ipotesi cautelativa $d_q = 1$

$$q_{lim} = 265.6 \text{ kN/m}^2$$

ESEMPIO 4 – calcolo della resistenza di progetto

Resistenza $M2 + R2$

$$R_d = \frac{q_{lim} B'}{1.8} = \frac{265.6(0.875)}{1.8} = 129 \text{ kN/m}$$

VERIFICA SLU CAPACITÀ PORTANTE

$$E_d (= 106 \text{ kN/m}) < R_d (= 129 \text{ kN/m})$$

Verifica soddisfatta

Considerazioni finali sulla verifica a capacità portante

1. In presenza di carichi non centrati e/o di azioni orizzontali (vento, sisma, ecc.) **non è possibile calcolare la resistenza del terreno sulla base solo dei parametri geotecnici e della geometria**, poiché R_d dipende dall'eccentricità (area ridotta) e dal rapporto tra carico orizzontale e carico verticale (coefficienti i).

2. In genere la **RESISTENZA** a capacità portante è funzione delle **AZIONI** applicate

Solo nel caso (*rarissimo*) di **carico solo verticale e centrato** è possibile calcolare R_d prescindendo dal valore del carico stesso solo sulla base dei parametri geotecnici e della geometria

3. Il valore di R_d valutato nell'ipotesi *di carico verticale e centrato* è maggiore di quello relativo al caso di *carico non centrato e/o carichi orizzontali*. Quindi è **a svantaggio di sicurezza** considerare per una fondazione reale il valore della resistenza valutata nell'ipotesi semplificativa di carico solo verticale e centrato

= = > ≠ ≠

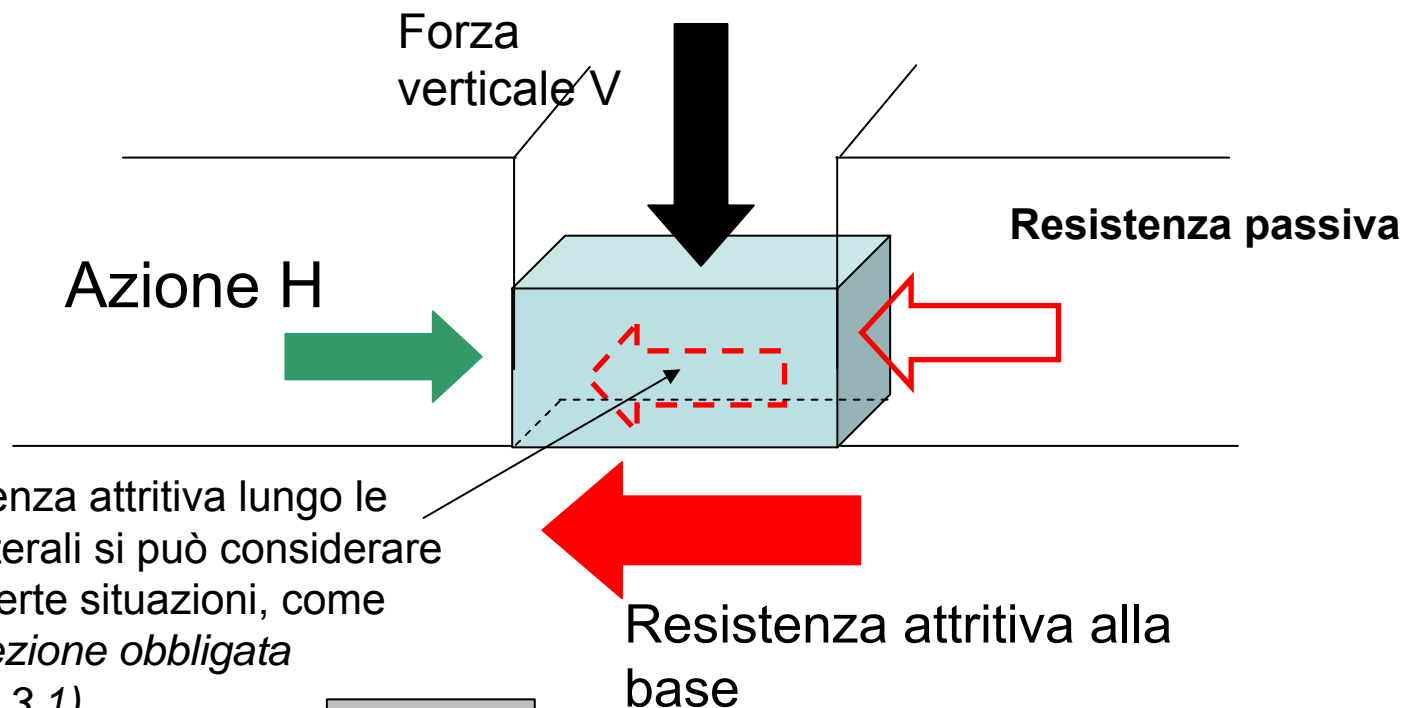
FONDAZIONI SUPERFICIALI

VERIFICHE SLU RICHIESTE (§6.4.2 § 6.4.2.1)

- capacità portante (GEO)
- **scorrimento alla base (GEO)** ←
- stabilità globale (GEO)
- raggiungimento resistenza elementi strutturali (STR)

VERIFICA SLU SCORRIMENTO

$$E_d \leq R_d$$



$$E_d = H_d$$

$$R_d = R_{attr,d} + R_{p,d}$$

$$R_{attr,d} = R_{attr,base,d} + R_{attr,pareti,d}$$

$$H_d \leq R_{attr,base,d} + R_{attr,pareti,d} + R_{p,d}$$

VERIFICA SLU SCORRIMENTO

La verifica a scorrimento (GEO) deve essere effettuata seguendo almeno uno dei due approcci:

APPROCCIO 1 (combinazione 2) $A2 + M2 + R2$

APPROCCIO 2 (comb. unica) $A1 + M1 + R3$

Nella verifica a scorrimento cambiano i valori dei coefficienti γ_R rispetto alla verifica di capacità portante (tab.6.4.I)

	R1 (app.1 comb 1)	R2 (app. 1 comb 2)	R3 (app. 2)
SCORRIMENTO	1	1.1	1.1
Capacità portante	1	1.8	2.3

VERIFICA A SCORRIMENTO

Verifica in condizioni statiche

approccio 1 comb. 2: **A2** + **M2** + **R2**

Azione di progetto

$$E_d = (1) H_G + (1.3) H_Q$$

A2

Resistenza di progetto - attrito alla base

R2

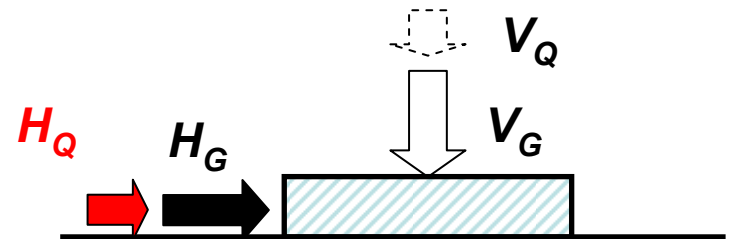
$$R_d = V_d \tan \delta_d / 1.1$$

dove $V_d = (1) V_G + (0) V_Q = V_G$

$$\tan \delta_d = \tan \delta_k / 1.25$$

M2

In questo caso il carico verticale variabile ha **effetto favorevole sulla verifica e si trascura**



VERIFICA A SCORRIMENTO

Verifica in condizioni statiche

Approccio 2: A1+M1+R3

Azione di progetto $E_d = 1.3 H_G + 1.5 H_Q$

A1

Resistenza di progetto

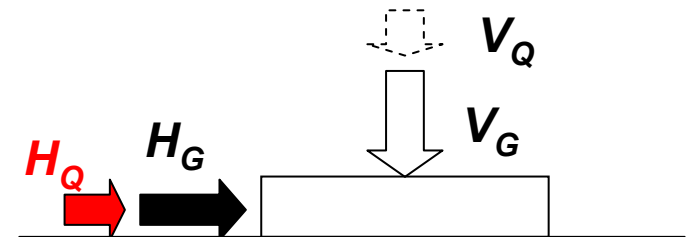
$R_d = V_d \tan \delta_d / 1.1$

R3

dove $V_d = V_G + 0$ $V_Q = V_G$

$\tan \delta_d = \tan \delta_k / 1$

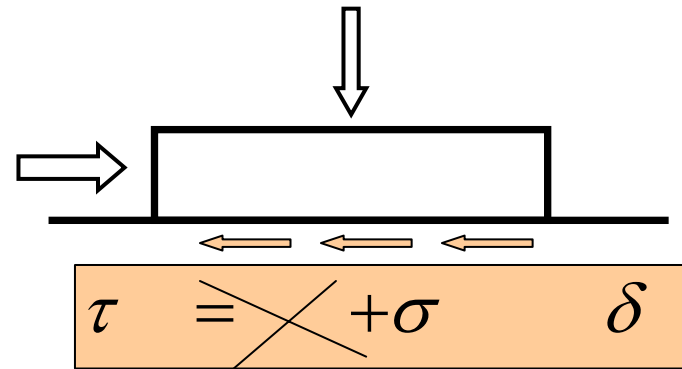
M1



Verifica a scorrimento

Scelta dell'angolo di attrito alla base δ_k e δ_d (EC7 6.5.3)

δ_k = valore di progetto è legato all'angolo di resistenza al taglio allo stato critico (volume costante ϕ'_{cv}) del terreno di fondazione



La coesione (adesione) c' va trascurata

Fondazioni in calcestruzzo **gettato in sito**

$$\delta = \phi$$

Fondazioni in calcestruzzo **prefabbricato**

$$\delta = -\phi$$

ESEMPIO 5 - Verifica a scorrimento

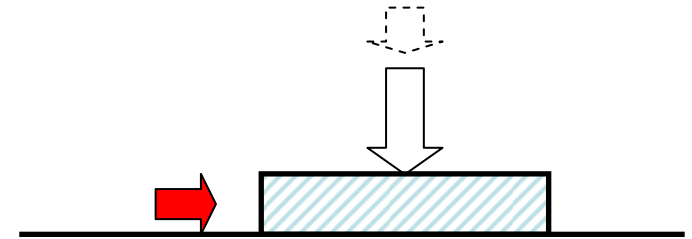
$$H_G = 0 \text{ kN}$$

$$H_Q = 20 \text{ kN}$$

$$V_G = 100 \text{ kN}$$

$$V_Q = 15 \text{ kN}$$

$$\delta_k = 28^\circ$$



Verifica statica **approccio 1)** A2 + M2 + R2

$$E_d(\text{A2}) = (1) 0 + (1.3) 20 = \underline{26 \text{ kN}}$$

$$\delta_d(\text{M2}) = \tan^{-1}(\tan \delta_k / 1.25) = 23^\circ$$

$$R_d(\text{R2}) = [(1) 100 + (0) 15] \tan 23^\circ / 1.1 = \underline{38.7 \text{ kN}}$$

$$E_d < R_d \quad \underline{\text{Verifica soddisfatta}}$$

Nota. Il carico verticale variabile è trascurato perché *favorevole* alla verifica

ESEMPIO 5 - Verifica a scorrimento

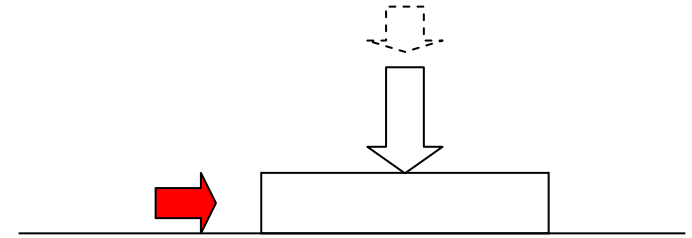
$$H_G = 0 \text{ kN}$$

$$H_Q = 20 \text{ kN}$$

$$V_G = 100 \text{ kN}$$

$$V_Q = 15 \text{ kN}$$

$$\delta_k = 28^\circ$$



Verifica statica: **Approccio 2)** A1 + M1 + R3

$$E_d = (1.3) 0 + (1.5) 20 = 30 \text{ kN}$$

$$\delta_d(M1) = \tan^{-1}(\tan \delta_k / 1) = 28^\circ$$

$$R_d(R3) = [(1) 100 + (0) 15] \tan 28^\circ / 1.1 = 48.3 \text{ kN}$$

$$E_d < R_d \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

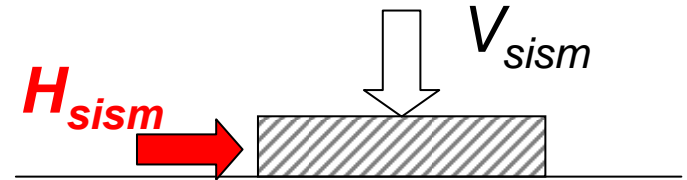
Nota. Il carico verticale variabile è trascurato perché *favorevole* alla verifica

VERIFICA SLU A SCORRIMENTO

Verifica in **condizioni sismiche** (M2+R2)

Le azioni non vanno amplificate !!!

Azione di progetto $E_d = H_{sism}$



Resistenza di progetto

$$R_d = V_d \tan \delta_d$$

dove $V_d = V_{sism}$

ESEMPIO 6 -Verifica SLU a scorrimento in condizioni sismiche

$$H_{E+G} \text{ (sisma + carichi perm.)} = 34 \text{ kN}$$

$$H_Q \text{ (carichi variabili, es. vento)} = 5 \text{ kN}$$

$$V_{E+G} = 90 \text{ kN}$$

$$V_Q \text{ (carichi variabili, es. sovraccarichi)} = 20 \text{ kN}$$

$$\delta_k = 28^\circ$$

Verifica sismica

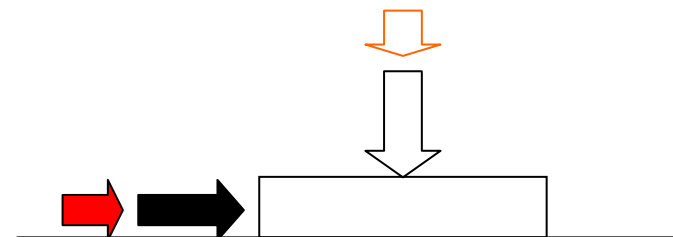
Approccio 1 (A2=1) + M2 + R2

$$E_d = (1)34 + (0.3) 5 = 35.5 \text{ kN}$$

$$\delta_d = \tan^{-1}(\tan \delta_k / 1.25) = 23^\circ$$

$$R_d = [(1) 90 + (1) (0.3) 20] \tan 23^\circ / 1.1 = 37.0 \text{ kN}$$

$E_d < R_d$ Verifica soddisfatta



0.3 è il coeff. di combinazione ψ_2 per ambienti ad uso residenziale (tab. 2.5.I)

Nota. Il carico verticale variabile è stato considerato perché nella combinazione sismica i coefficienti sulle azioni sono unitari a prescindere dal loro effetto sulla verifica

ESEMPIO 6 -Verifica SLU a scorrimento in condizioni sismiche

$$H_{E+G} \text{ (sisma + carichi perm.)} = 34 \text{ kN}$$

$$H_Q \text{ (carichi variabili)} = 5 \text{ kN}$$

$$V_{E+G} = 90 \text{ kN}$$

$$V_Q \text{ (carichi variabili)} = 20 \text{ kN}$$

$$\delta_k = 28^\circ$$

Verifica sismica:

Approccio 2 (A1=1) + M1 + R3

$$E_d = (1)34 + (0.3) 5 = 35.5 \text{ kN} \text{ (coincide con quella dell'approccio 1)}$$

$$\delta_d (\text{M1}) = \tan^{-1}(\tan \delta_k / 1) = 28^\circ$$

$$R_d (\text{R3}) = [(1) 90 + (1)(0.3) 20] \tan 28^\circ / 1.1 = 46.4 \text{ kN}$$

$$E_d < R_d \text{ **Verifica soddisfatta**}$$

0.3 è il coeff. di combinazione ψ_2 per ambienti ad uso residenziale (tab. 2.5.I)

Osservazione sulla verifica a scorrimento in condizioni sismiche

Poiché l'azione di progetto ed il coefficiente di sicurezza parziale sulla resistenza a scorrimento ($\gamma_R = 1.1$) sono sempre gli stessi sia con l'approccio 1-comb.2 che con l'approccio 2, l'uso dell'approccio 2 è sempre meno cautelativo (perché utilizza valori caratteristici di δ).

La Circolare 617(C7.11.5.3.1) afferma che **l'approccio 1** è più cautelativo e lo ritiene **preferibile**

CENNO ALLA STABILITÀ GLOBALE

La verifica alla stabilità globale riguarda:

- **Fondazioni superficiali** ←
- **Fondazioni profonde**
- **Opere di sostegno**

Verifica di stabilità globale

Come si esegue la verifica di stabilità globale con le NTC?

Dipende se si tratta

- di un **pendio naturale** (§6.3)
- o di **opere di materiali sciolti o fronti di scavo** (§6.8)

Per **pendii naturali** si usano parametri **caratteristici** del terreno (**M1**),
“ipotizzando superfici di scorrimento cinematicamente possibili in numero sufficiente da ricercare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso”.

LE NTC non indicano un coefficiente di sicurezza minimo.

“Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell’affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato...”.

Verifica di stabilità globale

Come si esegue la verifica di stabilità globale con le NTC?

Per **opere in materiali sciolti** (es. RILEVATI) o **fronti di scavo** la verifica di stabilità globale va eseguita con la combinazione **A2 + M2 + R2**

Il coefficiente γ_R del gruppo **R2** vale **1.1**

I parametri di resistenza del terreno non sono quelli caratteristici ma vanno ridotti (**M2**).

In condizioni **drenate** γ_M su $\tan\phi'$ e su c' è pari a **1.25**

In condizioni **non drenate** γ_M su c_u è pari a **1.4**

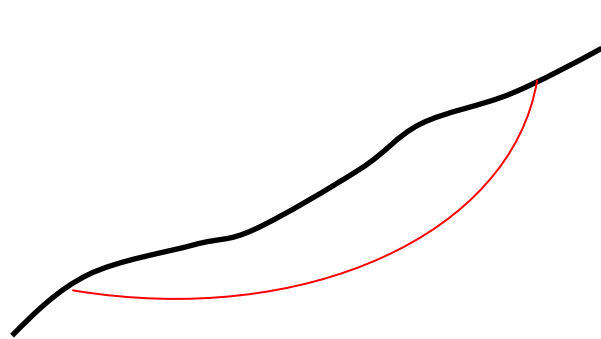
Il peso di volume non va ridotto.

In condizioni statiche le azioni permanenti non vanno amplificate, mentre le azioni variabili vanno incrementate ($\gamma_Q = 1.3$) o trascurate ($\gamma_Q = 0$)

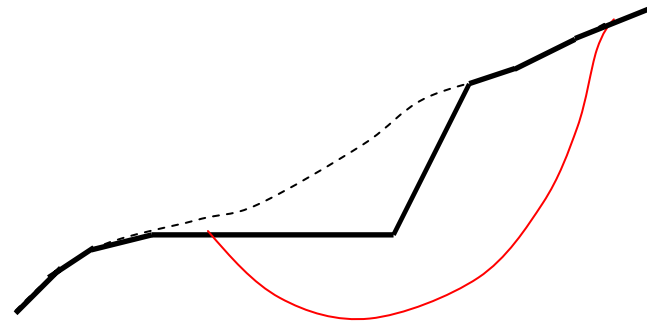
In condizioni sismiche le forze sia permanenti che variabili non si amplificano

Verifica di stabilità di fondazioni superficiali

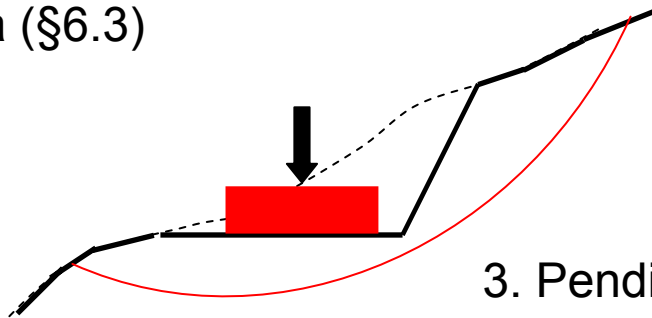
NTC 6.4.1 “Nel caso di opere situate su pendii o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere valutata la **stabilità globale** del pendio in **assenza** ed in **presenza** dell’opera e di eventuali **scavi, riporti** o interventi di altra natura necessari alla sua realizzazione”



1. Pendio *naturale* in assenza dell’opera (§6.3)



2. Pendio dopo lo scavo (§6.8)



3. Pendio in presenza dell’opera* (§6.8)

* si considera il carico di esercizio

Verifica di stabilità globale per fronti di scavo

CONFRONTO CON LA VECCHIA
NORMATIVA

D.M. 11/3/88 **FS = 1.3**

NTC (2008)

ipotesi di solo azioni permanenti

Condizioni drenate

$$\mathbf{FS}_{eq} = \gamma_G \gamma_M \gamma_R = (1) (1.25) (1.1) = \mathbf{1.375}$$

$$M_{res,d}(c'_d, \phi'_d) \geq M_{rib,d}$$

Condizioni non drenate

$$\mathbf{FS}_{eq} = \gamma_G \gamma_M \gamma_R = (1) (1.4) (1.1) = \mathbf{1.54}$$

$$\frac{M_{cal}(c'_k, \phi'_k) / \gamma_M}{\gamma_R} \geq M_{rib,d}$$

La verifica sismica è quasi sempre la più
gravosa, tranne nel caso di elevati carichi
variabili (incrementati in condizioni statiche
e non incrementati in condizioni sismiche)

Verifica di stabilità globale in condizioni sismiche

PENDII NATURALI (§7.11.3.5)

☐ metodi pseudostatici

- Resistenza con valori **caratteristici** (M1)
- Azioni sismiche $F_h = k_h W$ $F_v = k_v W$
- Fattore di sicurezza **non richiesto** (a discrezione del progettista)

☐ metodi degli spostamenti

- valori **caratteristici** dei parametri di resistenza (M1) (vedi Circolare 617)

☐ metodi di analisi dinamica avanzata

Nella Circolare “*le analisi dinamiche avanzate dovrebbero intendersi come un affinamento delle analisi delle condizioni di stabilità di un pendio, **non potendo**, allo stato attuale delle conoscenze, **considerarsi sostitutive** dei metodi pseudostatici e dei metodi degli spostamenti*”

Conseguenza: l'analisi di stabilità dei pendii non si potrebbe eseguire *solo* con i metodi dinamici

FRONTI DI SCAVO E RILEVATI (§7.11.4 “*stessi metodi dei pendii naturali*” e Circolare 617)

☐ metodi pseudostatici $A2(=1)+M2+R2(=1.1)$

- Resistenza con valori **ridotti** (M2)
- Azioni sismiche $F_h = k_h W$ $F_v = k_v W$
- Fattore di sicurezza > 1.1 (R2)

☐ metodi degli spostamenti

- valori caratteristici dei parametri di resistenza (M1) (vedi Circolare 617)

☐ metodi di analisi dinamica avanzata

Metodi pseudostatici

Metodi pseudostatici

Metodi degli spostamenti

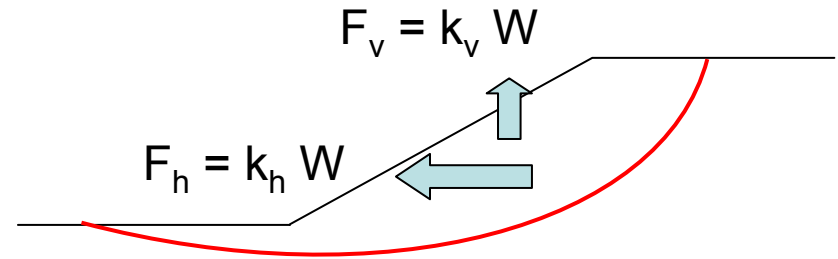
Metodi di analisi dinamica

L'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente.

Ci sono due forze aggiuntive:

- forza orizzontale
- forza verticale

	Categoria sottosuolo	
	A	B,C,D,E
$a_g \leq 0.1g$	$\beta_s = 0.20$	0.20
$0.1g < a_g \leq 0.2g$	0.27	0.24
$0.2g < a_g \leq 0.4g$	0.30	0.28



$$k_h = \beta_s \frac{a_{max}}{g}$$

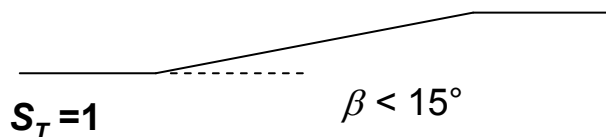
$$k_v = \pm 0.5 k_h \rightarrow \text{Doppia analisi}$$

$$a_{max} = S_S S_T a_g$$

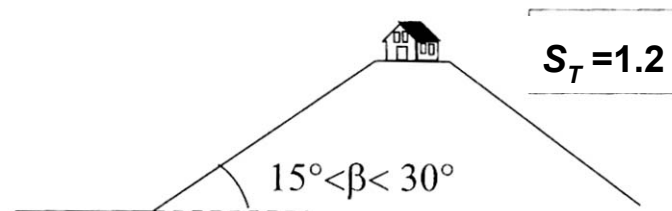
Le forze d'inerzia sono applicate nel baricentro della massa potenzialmente instabile o nel baricentro delle singola striscia (se si usano metodi delle strisce)

Amplificazione topografica (modificata da Lanzo, 2005)

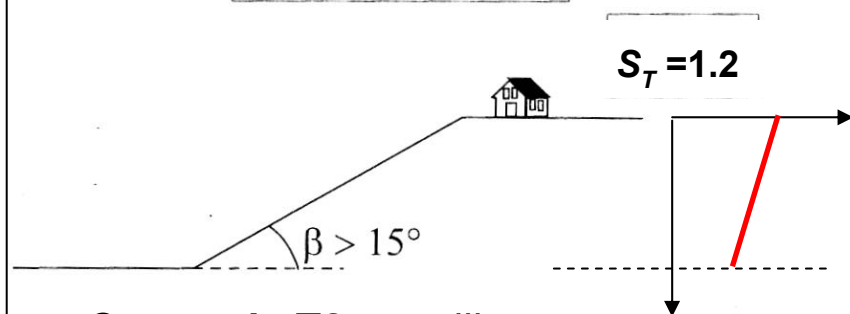
Categoria T1: sup. pianeggiante, pendii, e rilievi isolati con inclinazione media $< 15^\circ$



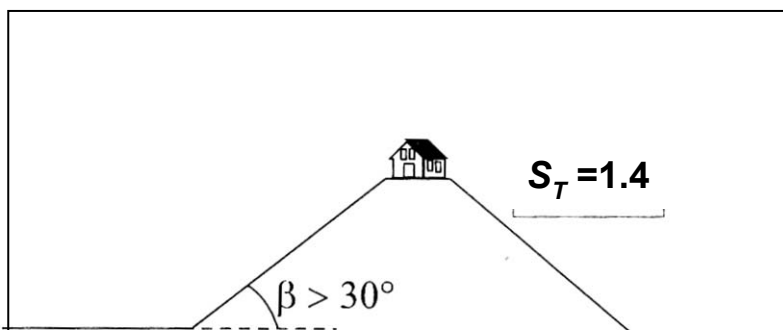
Categoria T3: rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base con inclinazione media tra 15 e 30°



Pendii o rilievi isolati



Categoria T2: pendii con inclinazione media $> 15^\circ$,



Categoria T4: rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base con inclinazione media $> 30^\circ$

Per $T2$, $T3$, $T4$, se l'opera o l'intervento è lungo il pendio si assume *variazione lineare* fino a 1

Analisi di stabilità in condizioni sismiche

ASPETTI DA CONSIDERARE (le NTC non entrano nel merito)

- SVILUPPO DI SOVRAPPRESSIONI INTERSTIZIALI Δu
- RIDUZIONE DELLA RESISTENZA NON DRENATA

$$c_{u, \text{sis}} = \delta_{cu} c_u$$

La Circolare 617 riporta che “*in assenza di specifiche prove di laboratorio in condizioni cicliche*”, l’incremento delle pressioni interstiziali Δu ed il coefficiente di riduzione della resistenza non drenata δ_{cu} possono essere stimati con “***relazioni empiriche***” (non meglio precisate).

Alcune indicazioni sono contenute ad esempio nella pubblicazione AGI “*Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica*”

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

“ *La progettazione delle fondazioni richiede preliminarmente la valutazione della **sicurezza del sito nei confronti della liquefazione** secondo quanto indicato al §7.11.3.4.*” (NTC 7.11.5)

La verifica alla liquefazione **può essere omessa** se si verifica almeno una di queste condizioni (§7.11.3.4):

- $M < 5$
- $a_{max} < 0.1g$ e assenza di manufatti
- profondità media stagionale della falda > 15 m
- $N_{1,60} > 30$ o $q_{c1N} > 180$
- Curva granulometrica non compresa nei due fusi granulometrici assegnati (uno per $U_c (C_U) > 3.5$ e uno per $U_c (C_U) < 3.5$)

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Se si deve eseguire la verifica le NTC indicano metodologie di tipo storico empirico (Seed e Idriss) *in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto.*

La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base di risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio.

!! NON viene indicato un fattore di sicurezza minimo (quindi si può far riferimento a EC8)

Nella Circolare si precisa che “*le metodologie di carattere semiempirico possono permettere una verifica di tipo puntuale o una verifica di tipo globale*”

PUNTUALE: fattore di sicurezza $F_L = CRR/CSR$

GLOBALE: potenziale di liquefazione I_L (“*la suscettibilità nei confronti della liquefazione è riferita ad uno spessore finito di terreno piuttosto che al singolo punto*”, esempio Iwasaki et al, 1982)

FONDAZIONI SUPERFICIALI

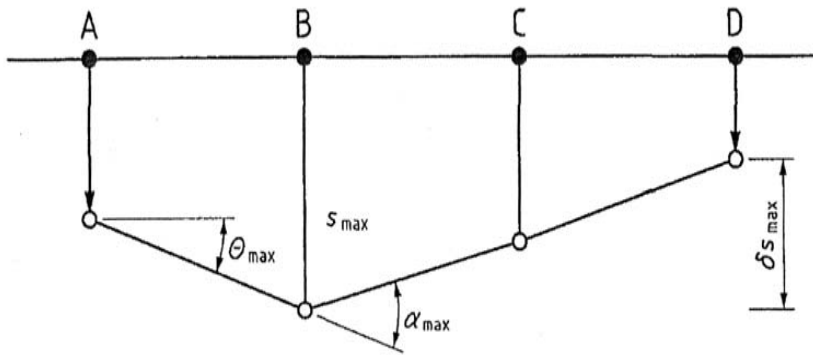
VERIFICHE *SLE*

Cedimento < Cedimento ammissibile

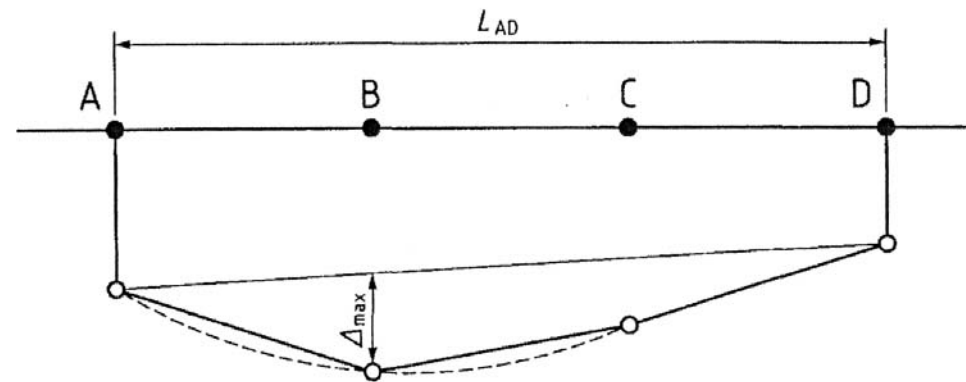
Spostamento orizzontale < Spost. orizz. ammissibile

- In condizioni statiche
- In condizioni sismiche (con un input sismico meno gravoso di quello utilizzato per le verifiche *SLU*)

Definizione dei movimenti di una fondazione (**Eurocodice 7- *Annesso H***)

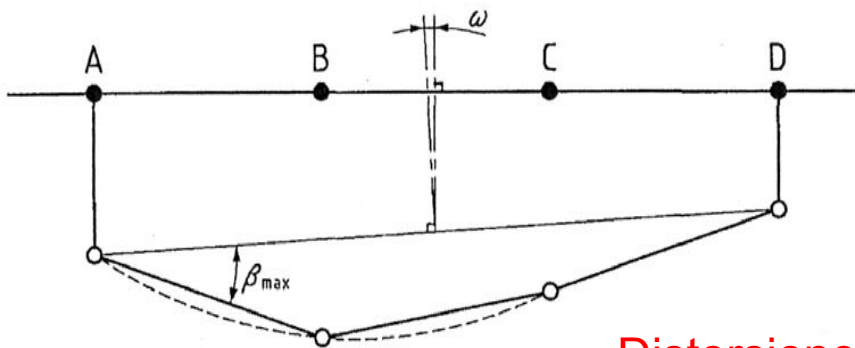


Cedimenti assoluti e differenziali



Inflessione Δ

Rapporto d'inflessione Δ/L



Distorsione angolare $\beta = \delta_s/L$ e

tilt ω

Relazione tra danni alla struttura e deformazioni (adattata da *Poulos et al., 2001*)

EC7 ann. H

<i>Tipo di struttura</i>	<i>Tipo di danno</i>	<i>Criterio</i>	<i>Valori limite</i>
Strutture intelaiate e muri portanti armati	Danno strutturale	Distorsione angolare	1/150 – 1/250
	Fessurazione a pareti e tramezzi	Distorsione angolare	1/500
	Collegamento a servizi (tubazioni)	Cedimento totale	50-75 mm (sab) 75-135 mm (arg)
	Danno estetico	Rotazione	1/300
Strutture alte	Operatività ascensori e montacarichi	Rotazione dopo install.	1/1200 – 1/2500
Strutture con muri portanti non armati	Fessurazione tipo “sagging”	Rapporto di inflessione	1/2500 ($L/H=1$) 1/1250 ($L/H=5$)
	Fessurazione tipo “hogging”	Rapporto di inflessione	1/5000 ($L/H=1$) 1/2500 ($L/H=5$)
Ponti a campata multipla	Danno strutturale	Distorsione angolare	1/250
Ponti a campata singola	Danno strutturale	Distorsione angolare	1/200

RELAZIONE DI GRANT ET AL. (1974)

FONDAZIONI SU SABBIA

$$S_{max} \text{ (mm)} = 15000 \beta_{max} \text{ (plinti)}$$

$$S_{max} \text{ (mm)} = 18000 \beta_{max} \text{ (platee)}$$

FONDAZIONI SU ARGILLA

$$S_{max} \text{ (mm)} = 30000 \beta_{max} \text{ (plinti)}$$

$$S_{max} \text{ (mm)} = 35000 \beta_{max} \text{ (platee)}$$

METODI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI

In argilla (cedimento immediato + ced. di consolidazione)

metodi basati sulla teoria dell'elasticità o sul metodo edometrico (parametri da prove di laboratorio e/o prove in sito)

In sabbia (ced. immediato e ced. di consolidazione sono contemporanei)

metodi basati su prove in sito

Metodo di Schmertmann (CPT)

Metodo di Burland e Burbidge (SPT)

Metodo di Janbu (valido per tutti i terreni)

CALCOLO DEI CEDIMENTI – CARICO IN FONDAZIONE

Il carico di progetto da considerare nel calcolo dei cedimenti è inferiore a quello usato nelle verifiche SLU. In condizioni statiche si usa la combinazione ***quasi permanente***

$$E_d = G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$$

In condizioni sismiche si usa la combinazione ***sismica (input sismico ridotto rispetto alla verifica SLU)***

$$E_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$$

CALCOLO DEI CEDIMENTI – CARICO IN FONDAZIONE

Esempio. Ambiente ad uso residenziale.

Carico verticale in fondazione ottenuto con *analisi elastica lineare*

1) Analisi con solo carichi permanenti $V_G = 100 \text{ kN}$

2) Analisi con carichi permanenti + *sovraccarichi* $V_{G+Q1} = 110 \text{ kN}$

3) Analisi con carichi permanenti + *neve* $V_{G+Q2} = 106 \text{ kN}$

$$G_1 + G_2 = 100 \text{ kN}$$

$$Q_1 \text{ (sovraccarichi)} = 110 - 100 = 10 \text{ kN}$$

$$Q_2 \text{ (neve a quota } < 1000 \text{ m)} = 106 - 100 = 6 \text{ kN}$$

Combinazione **SLE** *quasi permanente* per il calcolo dei **cedimenti**

$$E_d = 100(1) + 10(0.3)(1) + 6(0)(1) = 103 \text{ kN}$$

Per le verifiche **SLU** l'azione di progetto è più alta

$$E_d (A1) = 100(1.3) + 10(1)(1.5) + 6(0.5)(1.5) = 149.5 \text{ kN}$$

$$E_d (A2) = 100(1) + 10(1.3) + 6(0.5)(1.5) = 117.5 \text{ kN}$$

ESEMPIO 7

CALCOLO DEI CEDIMENTI DI UNA PLATEA SU SABBIA

ESEMPIO 7 – dati di input

Platea quadrata

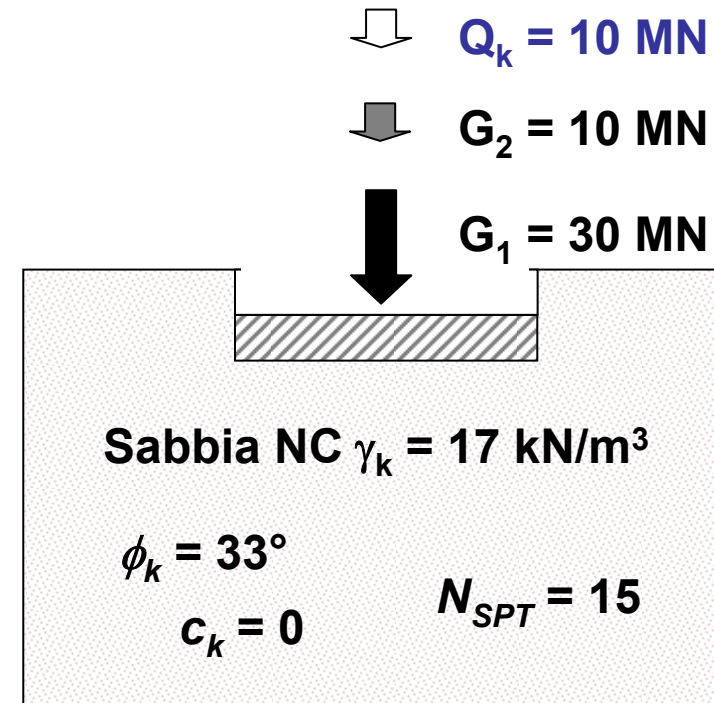
$B = 10$ m posta a $D = 1.5$ m dal p.c.

Risultato dell'analisi strutturale

Az. Permanenti strutturali $G_1 = 30$ MN

Az. Permanenti non strutturali $G_2 = 10$ MN

Az. variabili $Q_k = 10$ MN



ESEMPIO 7 – calcolo del cedimento

Azione: Combinazione ***quasi permanente***

$$G_1 = 30 \text{ MN} \quad G_2 = 10 \text{ MN} \quad Q_k = 10 \text{ MN}$$

$$E_d = 30 (1) + 10 (1) + 0.6 \cdot 10 (1) = 46 \text{ MN}$$

$$q_d = E_d/A = 46/(10 \times 10 \text{ m}^2) = 0.46 \text{ MN/m}^2 = 460 \text{ kPa}$$

Cedimento (**metodo Burland e Burbidge 1984**)

$$s[\text{mm}] = f_s f_H f_t B[\text{m}]^{0.7} I_c (q [\text{kPa}] - 2/3 \sigma'_{vo} [\text{kPa}])$$

$$f_s = 1; f_H = 1; f_t > 1$$

$$I_c = 1.71/N_{\text{SPTm}}^{1.4} = 1.71/15^{1.4} = 0.0386$$

Assumendo vita nominale 50 anni classe d'uso II, il periodo di riferimento

$V_R = 50$ anni (Tab. 2.4.II delle NTC)

$f_t (50 \text{ anni}) = 1.54$ (carichi statici)

$$s = (1)(1)(1.54) 10^{0.7} 0.0386 (460 - 2/3 \cdot 25.5) = 132 \text{ mm}$$

ESEMPIO 7 – calcolo del cedimento ammissibile

Cedimento ammissibile C_d

Grant et al. (1974) $s_{amm} = 18000 \beta_{max}$ (platee su sabbia)

Per lesioni sulle tamponature $\beta_{max} = 1/500$

$$s_{amm} = 18000 (1/500) = 120 \text{ mm}$$

Per collegamenti a servizi $s_{amm} = 65 \text{ mm}$

$$E_d (132 \text{ mm}) > C_d$$

Verifica SLE non soddisfatta

ESEMPIO 7 – verifica SLU

Platea quadrata $B = 10$ m posta a $D = 1.5$ m dal p.c.

Resistenza a carico verticale ($M1 + R3$)

$$q_{lim} = 0.5 \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} + q N_q s_q$$

$$q_{lim} = 0.5(17)(10)(32.6)(0.7) + 1.5(17)(26.1)(1.65) = 3038 \text{ kPa}$$

$$Q_{lim} = q_{lim} A = 3038 \text{ kPa} (10 \times 10) = 303800 \text{ kN} = 303.8 \text{ MN}$$

$$R_d = Q_{lim} / 2.3 = 132 \text{ MN}$$

Valore di progetto del carico verticale per la verifica SLU di capacità portante

$$E_d = 30(1.3) + 10(1.5) + 10(1.5) = 69 \text{ MN}$$

Verifica capacità portante (NTC)

$$E_d = 69 \text{ MN} \qquad R_d = 132 \text{ MN}$$

Verifica *SLU* soddisfatta

ESEMPIO 7 – osservazioni

- 1) La platea soddisfa lo SLU ma non soddisfa lo SLE .
- 2) In questo caso si possono realizzare pali, ma con la nuova normativa ***non è richiesta la verifica SLU dei pali stessi***, ma va solo verificato lo SLE di una platea su pali, ossia va calcolato il cedimento della platea su pali verificando che sia minore di quello ammissibile.

ESEMPIO 8
CALCOLO DEI CEDIMENTI DI UN PLINTO SU ARGILLA

ESEMPIO 8– dati

Fondazione quadrata 2 m x 2 m rigida

Caratterizzazione geotecnica del terreno

1) Sabbia $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

2) Argilla

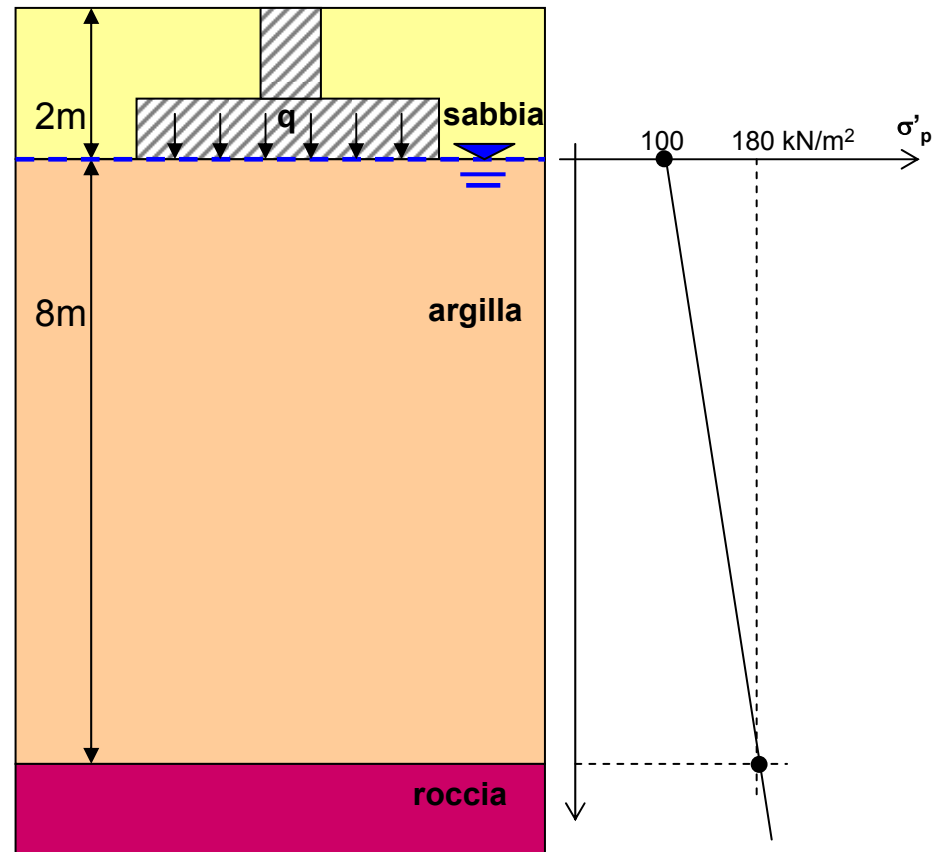
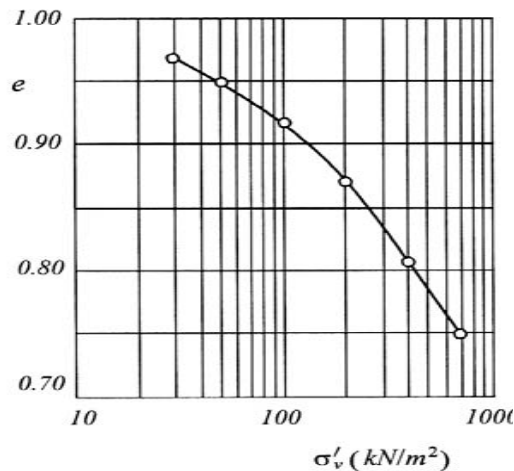
$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $C_c = 0.38$, $C_s = 0.1$

$A = 0.55$; $E_u = 8000 \text{ kN/m}^2$

Pressione di preconsolidazione variabile con la profondità

Falda a 2 m dal piano campagna

Risultato di prova edometrica su provino prelevato a 4 m di profondità dal pc.



ESEMPIO 8: carichi

Fondazione di struttura ad **uso residenziale**.

Carico verticale in fondazione ottenuto con *analisi elastica lineare*

- | | |
|--|------------------------------|
| 1) Analisi con solo carichi permanenti | $V_G = 200 \text{ kN}$ |
| 2) Analisi con carichi permanenti + <i>sovraccarichi</i> | $V_{G+Q_1} = 220 \text{ kN}$ |
| 3) Analisi con carichi permanenti + <i>neve</i> (< 1000 m) | $V_{G+Q_2} = 216 \text{ kN}$ |

$$G_1 + G_2 = 100 \text{ kN}$$

$$Q_1 \text{ (sovraccarichi)} = 220 - 200 = 20 \text{ kN}$$

$$Q_2 \text{ (neve a quota } < 1000 \text{ m)} = 216 - 200 = 16 \text{ kN}$$

Si aggiungono i pesi della fondazione e del terreno di copertura (sopra la fondazione)

$$P_{\text{proprio}} = 25 (2 \times 2 \times 0.7 + 0.5 \times 0.5 \times 1.3) = \mathbf{78.1 \text{ kN}}$$

$$P_{\text{terreno}} = 19 (2 \times 2 - 0.5 \times 0.5) 1.3 = \mathbf{92.6 \text{ kN}}$$

Combinazione **quasi permanente** per il calcolo dei cedimenti

$$E_d = (200 + 78.1 + 92.6) (1) + 20(\mathbf{0.3}) (1) + 6(\mathbf{0}) (1) = \mathbf{376.7 \text{ kN}} \rightarrow \mathbf{q = 94.2 \text{ kPa}}$$

ESEMPIO 8 - calcolo cedimento immediato

$$q_{netto} = 94.2 - 2 \times 19 = 56.2 \text{ kPa}$$

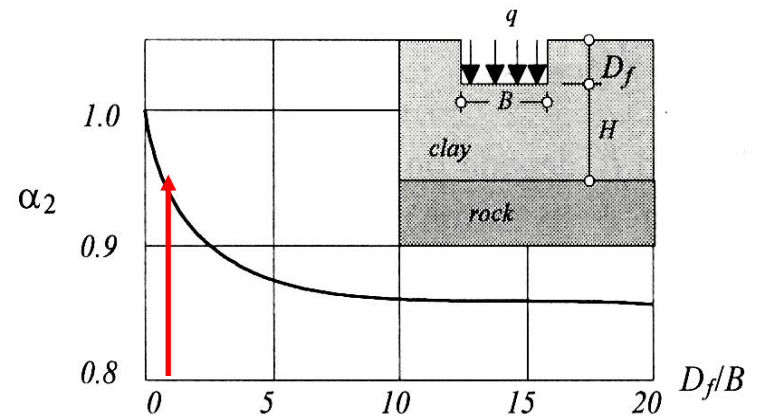
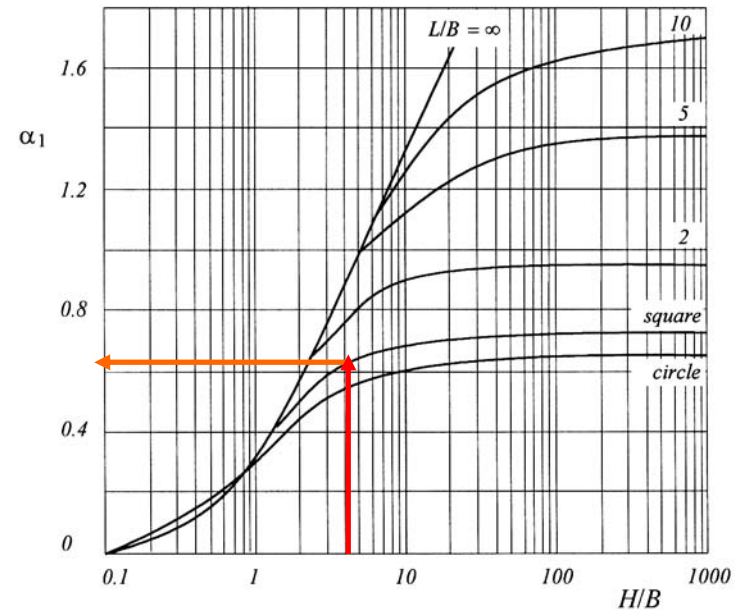
$$S_i = \alpha_1 \alpha_2 \frac{B q_{netto}}{E_u}$$

$$H/B = 8/2 = 4 \rightarrow \alpha_1 = 0.62$$

$$D/B = 2/2 = 1 \rightarrow \alpha_2 = 0.96$$

$$= \alpha \alpha \text{ ————— } = \quad \times \quad \times \text{ ————— } \times$$

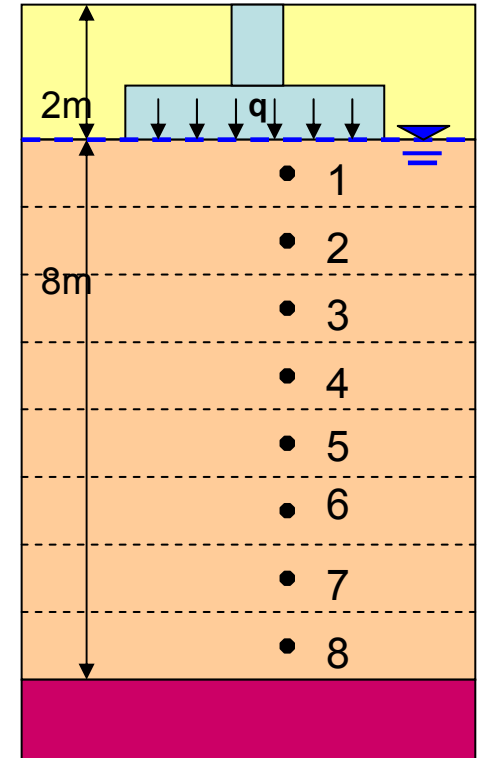
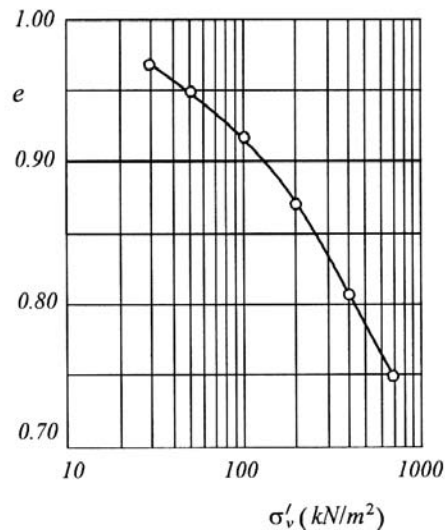
|||



ESEMPIO 8– calcolo dei cedimento di consolidazione

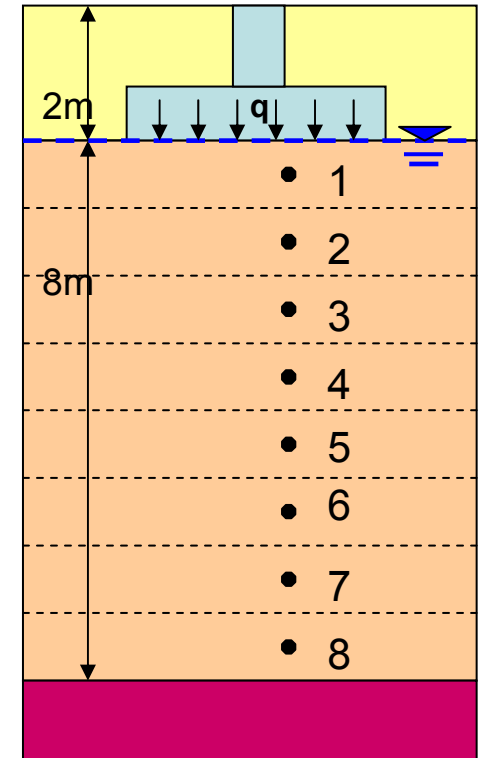
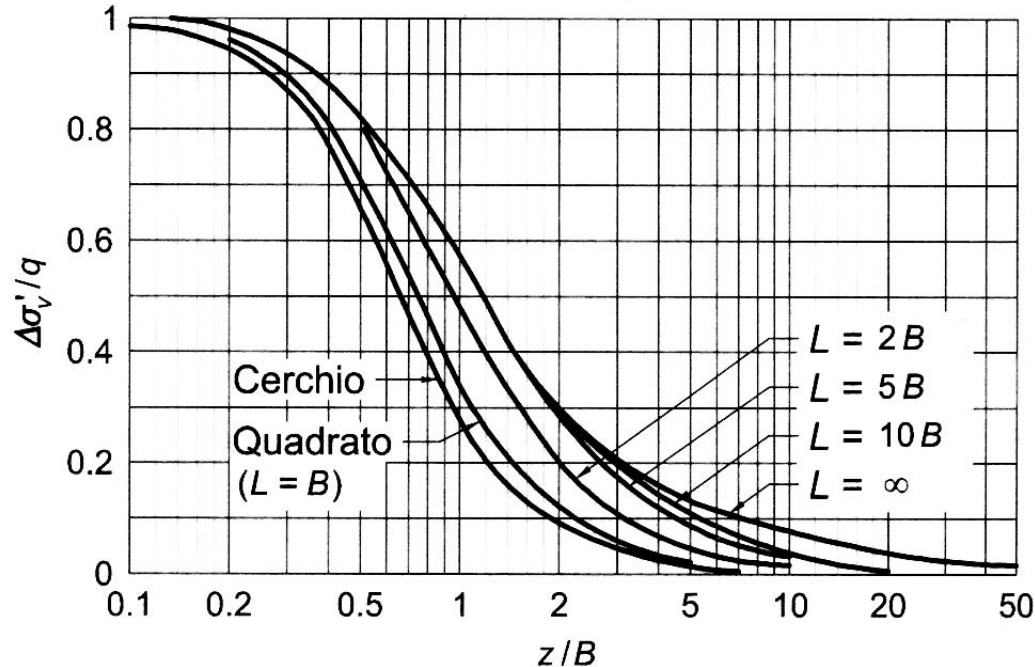
Metodo edometrico:

- Si suddivide lo strato di argilla in sottostrati di spessore pari a 1 m
- Per ogni strato nel punto centrale:
 1. si valuta la tensione verticale efficace agente
 2. si ricava l'indice dei vuoti iniziale (e_0) interpolando i risultati della prova edometrica



ESEMPIO 8 – calcolo del cedimento di consolidazione

3. Si calcola l'incremento delle tensioni $\Delta\sigma'_v$ indotto dal carico netto scaricato dalla fondazione



4. si calcola la pressione di preconsolidazione interpolando tra i valori noti a inizio strato (100 kN/m²) e a fine strato (180 kN/m²)

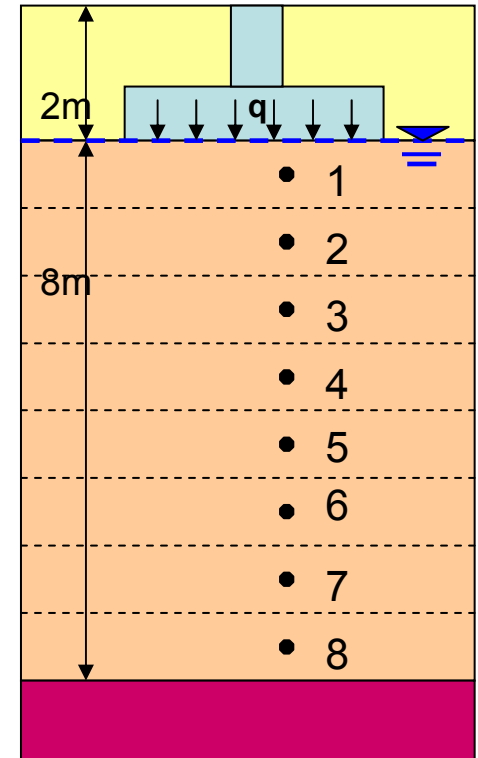
ESEMPIO 8 – calcolo del cedimento di consolidazione

5. Si calcola il valore del cedimento di consolidazione primaria S_{Ci} utilizzando una delle seguenti espressioni:

$$S_{Ci} = \frac{C_s h_i}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right) \quad \text{se } (\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v) < \sigma'_p$$

$$S_{Ci} = \frac{h_i}{1+e_0} \left[C_c \log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}\right) + C_s \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_p}\right) \right] \quad \text{se } (\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v) > \sigma'_p$$

6. Si sommano tutti i contributi di cedimento dei singoli strati e si ottiene in cedimento totale di consolidazione primaria S_c .

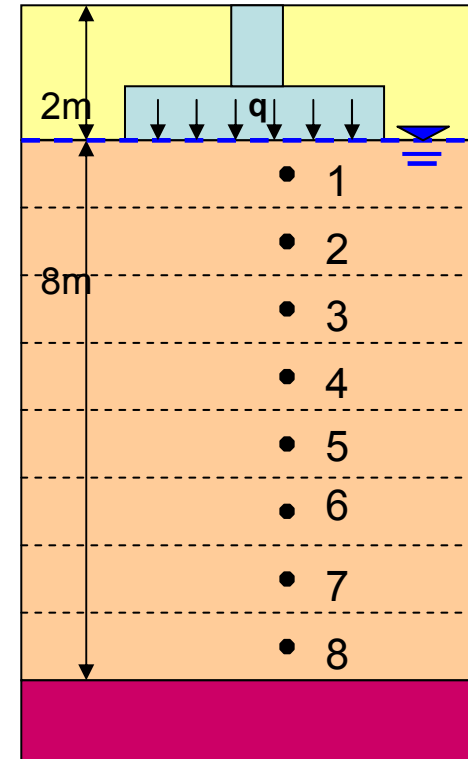


ESEMPIO 8– calcolo dei cedimenti di consolidazione

Tabella di calcolo del cedimento di consolidazione primaria

punto	z dal p.c.	σ'_{v0}	e_0	z/B	σ'_v/q	σ'_v	$\sigma'_{v0} + \sigma'_v$	σ'_p	si
	m	kN/m ²				kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	m
1	2.5	43	0.958	0.25	0.96	54.0	97.0	105	0.018
2	3.5	53	0.95	0.75	0.51	28.7	81.7	115	0.010
3	4.5	63	0.942	1.25	0.25	14.1	77.1	125	0.005
4	5.5	73	0.935	1.75	0.16	9.0	82.0	135	0.003
5	6.5	83	0.93	2.25	0.1	5.6	88.6	145	0.001
6	7.5	93	0.926	2.75	0.08	4.5	97.5	155	0.001
7	8.5	103	0.92	3.25	0.06	3.4	106.4	165	0.001
8	9.5	113	0.914	3.75	0.04	2.2	115.2	175	0.000
cedimento totale di consolidazione primaria $S_c(m)$									0.038

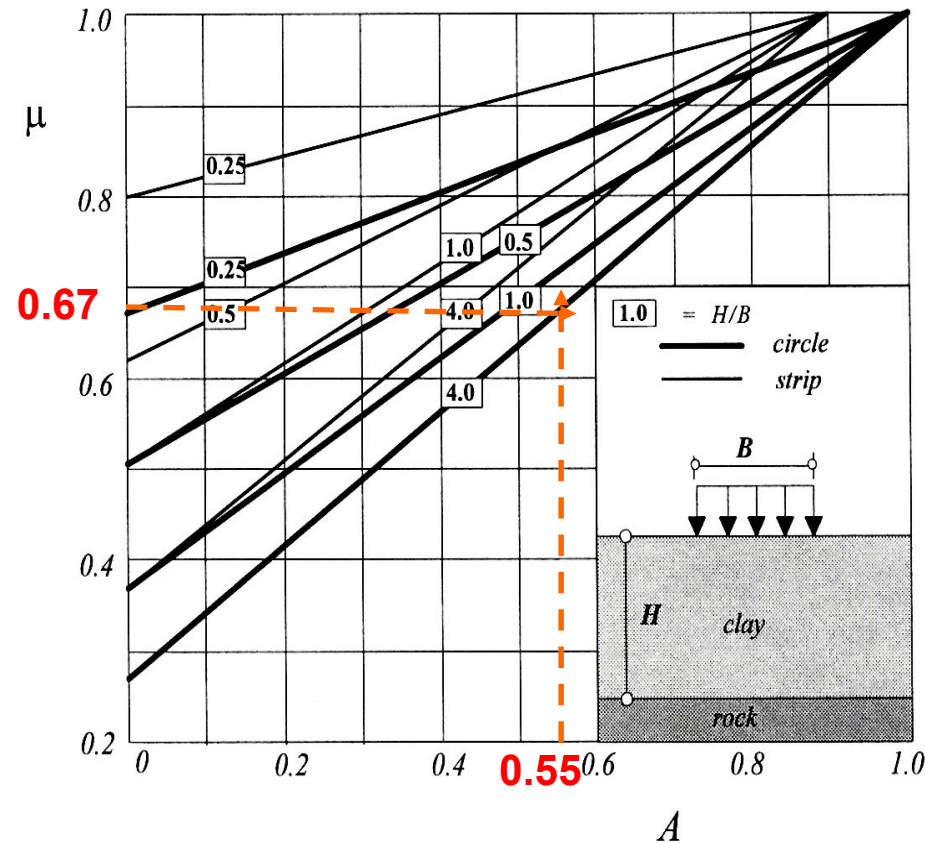
Il cedimento di consolidazione primaria si ottiene correggendo il valore ottenuto dal calcolo con il coefficiente μ che tiene conto del tipo di terreno (attraverso il coefficiente A) e delle dimensioni della fondazione



$$S_c = \mu S_{ed}$$

ESEMPIO 8 – fattore di correzione per dimensione

Fattore di correzione per la dimensione della fondazione
rapportata allo spessore dello strato :



Nel caso in esame si ha:

$$H/B = 8/2 = 4$$

Assimilando la fondazione quadrata a
una circolare con stesso H/B per

$A = 0.55$ si ottiene dal grafico **$\mu \approx 0.67$**

$$S_c = 0.67 \times S_{ed} = 0.67 \times 0.038 = \mathbf{0.025 \text{ m}}$$

da Skempton & Bjerrum (1957)

A è un parametro che si ricava da
prove TX. $\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$

ESEMPIO 8- calcolo cedimento del totale

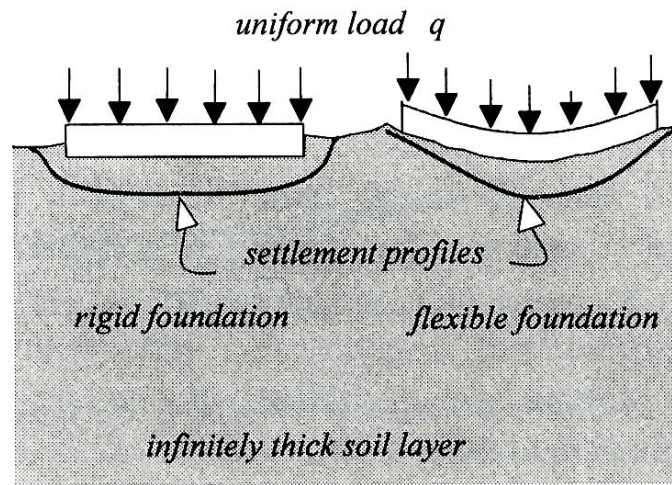
Calcolo del cedimento totale

$$S_i = 0.8 \text{ cm} \quad S_c = 2.5 \text{ cm} \quad S_{tot} = 3.3 \text{ cm}$$

Il cedimento totale è la somma di quello di consolidazione primaria S_c e di quello immediato S_i

Si sottolinea che il calcolo delle tensioni indotte $\Delta\sigma'_v$ è effettuato con riferimento a **area di carico infinitamente flessibile**.

Se la fondazione è rigida la stima del cedimento effettuata va quindi corretta per tener conto della rigidità delle fondazioni



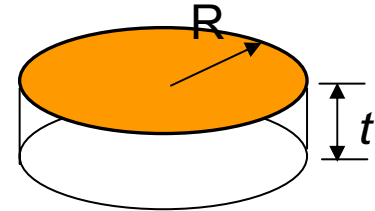
RIGIDEZZA DI UNA FONDAZIONE

FONDAZIONI CIRCOLARI

Fraser e Wardle (1976)
$$K_R = \frac{E_F}{E_{\text{terreno}}} (1 - \nu_{\text{terreno}}^2) \left(\frac{t}{R} \right)^3$$
 rigida se $K_R > 5$
flessibile se $K_R \leq 0.08$

Brown (1969)
Clancy (1993)

$$K_{rs} = \frac{E_F}{E_{\text{terreno}}} \frac{(1 - \nu_{\text{terreno}}^2)}{(1 - \nu_F^2)} \left(\frac{t}{R} \right)^3$$

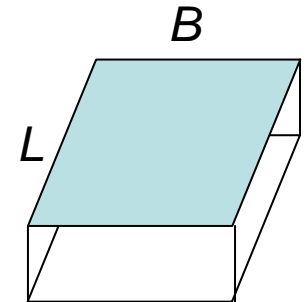


FONDAZIONI RETTANGOLARI (QUADRATE)

Fraser e Wardle (1976)
$$K_R = \frac{4}{3} \frac{E_F}{E_{\text{terreno}}} \frac{(1 - \nu_{\text{terreno}}^2)}{1 - \nu_F^2} \left(\frac{t}{B} \right)^3$$
 rigida se $K_R \geq 10$
flessibile se $K_R \leq 0.05$

Horikoshi &
Randolph (1997)

$$K_{rs} = 5.57 \frac{E_F}{E_{\text{terreno}}} \frac{(1 - \nu_{\text{terreno}}^2)}{(1 - \nu_F^2)} \left(\frac{B}{L} \right)^{0.5} \left(\frac{t}{L} \right)^3$$



CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO

MODULO ELASTICO

$$E_{cm} (MPa) = 22000 \left(\frac{f_{cm} (MPa)}{10} \right)^{0.3}$$

NTC eq.11.2.5

$$E_{cm} (MPa) = 22000 \left[\frac{[f_{ck} (MPa) + 8]}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} (MPa) = 22000 \left[\frac{[0.83 R_{ck} (MPa) + 8]}{10} \right]^{0.3}$$

Esempio: Calcestruzzo 25/30; $R_{ck} = 30$ MPa; $E_{cm} = 31447$ MPa

COEFFICIENTE DI POISSON

$$\nu = 0.2$$

Calcestruzzo non fessurato

$$\nu = 0$$

Calcestruzzo fessurato

ESEMPIO 8 – correzione per rigidità della fondazione

Correzione per la rigidità della fondazione

1. Metodo di AZIZI

$$S (\text{fond. rigida}) = 0.8 (S_{\text{centro}}) \text{fondazione flessibile}$$

2. Metodo di Poulos e Davis, 1974:

Per fondazioni *circolari o nastriformi*:

$$S (\text{fond. rigida}) = 0.5 (S_{\text{centro}} + S_{\text{bordo}}) \text{fondazione flessibile}$$

Per fondazioni *rettangolari*

$$S (\text{fond. rigida}) = 1/3 (2 S_{\text{centro}} + S_{\text{spigolo}}) \text{fondazione flessibile}$$

Nel caso in esame

$$S_{\text{tot}} = 0.8 (S_i + S_c) = 0.8 (3.3) \text{ cm} = 2.64 \text{ cm}$$

ESEMPIO 8 – verifica SLE

Cedimento ammissibile (Grant et al. 1974)

Assumendo $\beta_{max} = 1/500$ (fessurazione tamponature, vedi *Annesso H EC7*)

$$S_{amm} = 30000 (1/500) = 60 \text{ mm} = 6 \text{ cm}$$

$$E_d = 2.6 \text{ cm} < C_d = 6 \text{ cm}$$

Verifica soddisfatta

SPOSTAMENTI INDOTTI DAL SISMA

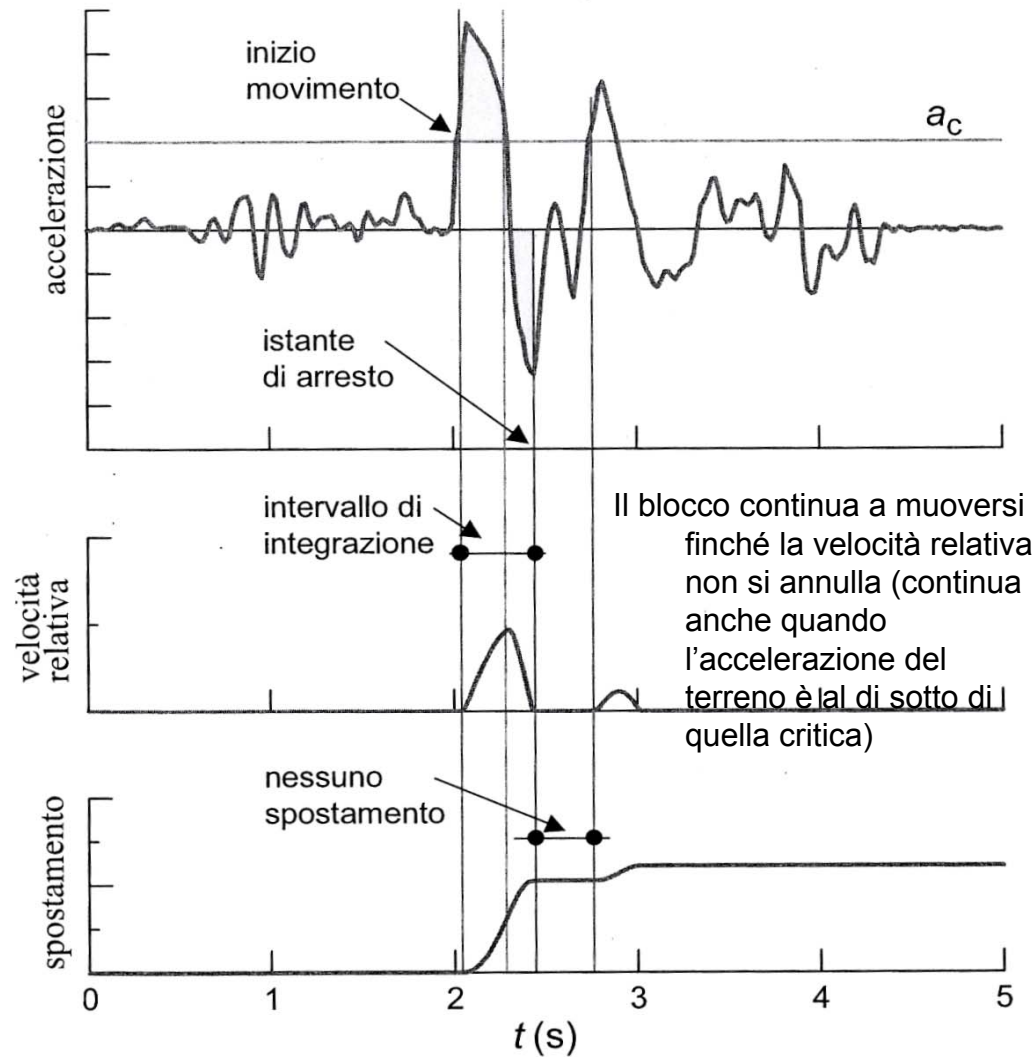
“devono essere valutati gli spostamenti permanenti indotti dal sisma verificando che essi siano accettabili per la fondazione e siano compatibili con la funzionalità dell’opera” (NTC, 7.11.5.3.1)

Gli spostamenti da valutare sono sia **verticali** che **orizzontali**

Come si valutano gli spostamenti indotti dal sisma?

- Metodi numerici (programmi di calcolo)
- Metodi basati sulla teoria del blocco rigido di Newmark (spost. orizz.)
- Metodi empirici per cedimenti dovuto ad addensamento di sabbie asciutte (Seed e Tokimatsu, 1987)

Metodo di Newmark (da Madiati, 2005)



Lo spostamento inizia solo quando la forza applicata (accelerazione x massa) supera un valore critico

$$a_r(t) = a(t) - a_c$$

inizio moto $a_r(t) > 0$

$$v_r(t) = \int a_r(t) dt$$

condizione di moto $v_r(t) > 0$

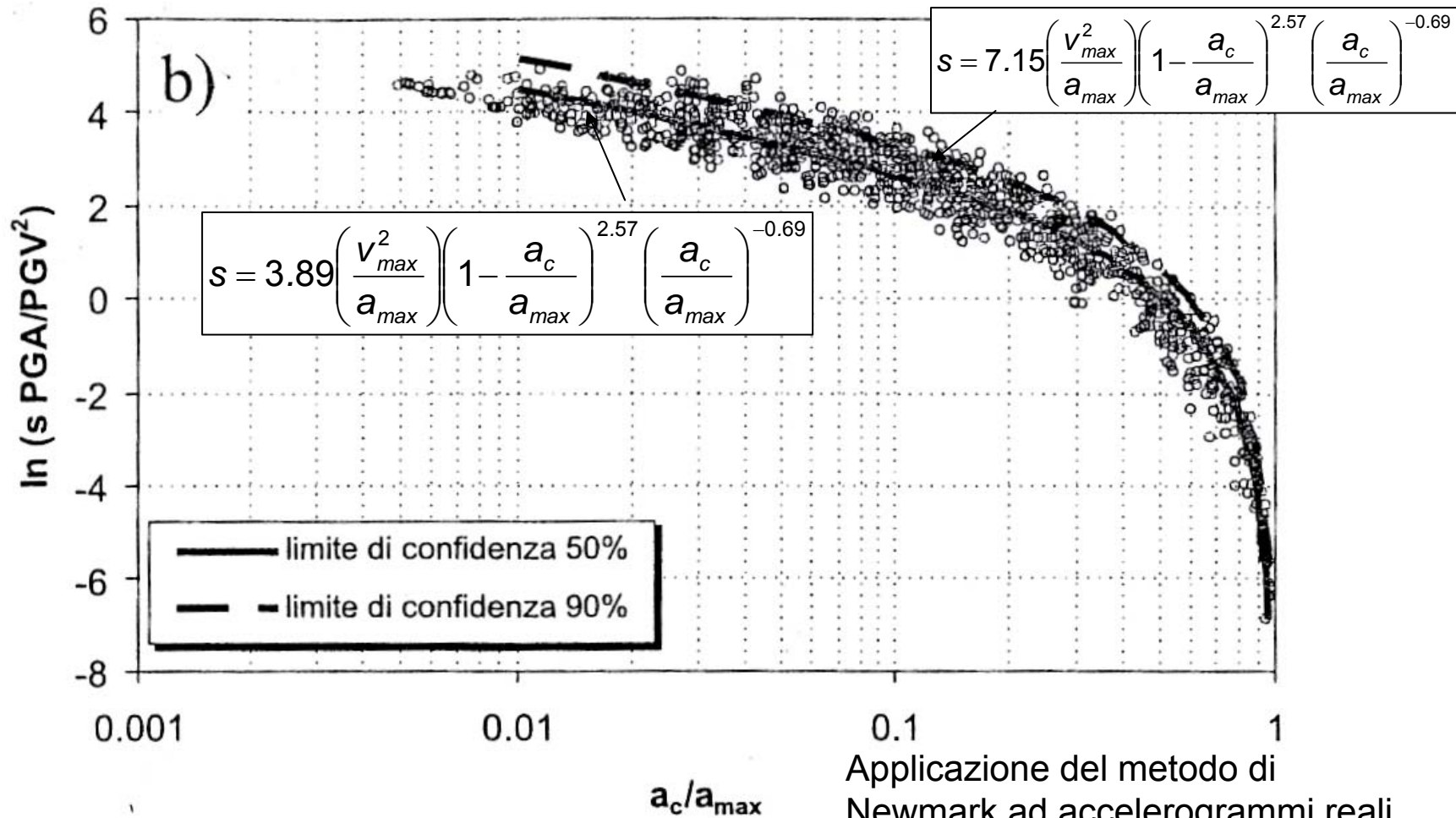
fine moto $v_r(t) = 0$

$$S(t) = \int v_r(t) dt$$

Aspetti chiave per l'applicazione del metodo:

- Individuazione dell'accelerazione critica (oltre la quale inizia lo spostamento) (es. Richard et al.1993)
- Applicazione del metodo con accelerogrammi reali rappresentativi del sito
- Oppure utilizzo di una o più correlazioni empiriche che contengono solo \mathbf{a}_{\max} e \mathbf{v}_{\max}

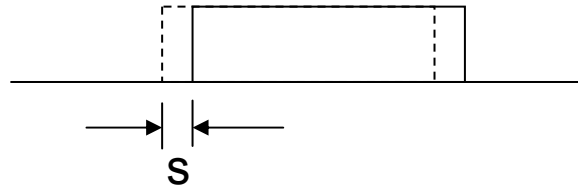
Correlazione empirica per spostamento orizz. permanente (Madiai, 2009)



Applicazione del metodo di Newmark ad accelerogrammi reali relativi a terremoti italiani 1972-2002 con magnitudo > 4

ESEMPIO 9

Calcolo dello spostamento orizzontale della fondazione di un edificio con vita nominale 50 anni, classe d'uso 3 (periodo riferimento $50 \times 1.5 = 75$ anni), su suolo con stratigrafia di tipo C



ESEMPIO 9 – calcolo spostamenti indotti dal sisma SLE

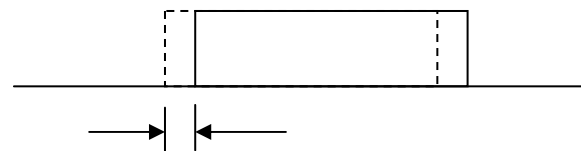
dal programma SPETTRI 1.03 del sito www.csip.it

per il Comune di Ancona si ricava:

Per **SLE**:

$a_g = 0.073g$; $F_0 = 2.479$ e $T_c^* = 0.284$ s.

Stratigrafia di tipo C



$$a_{max} = a_g S_S S_T$$

$$S_S = 1.70 - 0.60 F_0 a_g / g \cong 1.69$$

$$S_T = 1$$

$$a_{max} = (1.69)(1)(0.073g) = \mathbf{0.123\ g}$$

$$v_{max} = 0.16 a_{max} T_c^* C_C$$

$$C_C = 1.05 (T_c^*)^{-0.33} = 1.59$$

$$v_{max} = 0.087\ \text{m/s}$$

Ipotesi $a_c = 0.2\ g$ (accelerazione limite)

$a_{max} < a_c \rightarrow$ **nessuno spostamento orizzontale**

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Madi ai C. (2009) Correlazioni tra parametri del moto sismico e spostamenti attesi del blocco di Newmark. Rivista italiana di Geotecnica 1(2009), 23-43.
- Lanzo G. Soluzioni analitiche approssimate per il calcolo del moto sismico in superficie. Da Linee Guida AGI “Aspetti geotecnici della progettazione sismica”. Patron Editore . Bologna.
- Madi ai C. Analisi dinamica semplificata col modello di Newmark. Da Linee Guida AGI “Aspetti geotecnici della progettazione sismica”. Patron Editore . Bologna.
- Azizi F. Applied analyses in Geotechnics. E & FN SPON. London e New York.
- Grant et al. (1974) Differential settlement of Building. Proc. ASCE V.100 NGT9, 973-991.
- Skempton e Bierrum (1957) A contribution to the settlement analysis of Foundations on Clay. Geotechnique. V.7(4), 261-270.
- Schmertmann (1970) Static Cone to compute static settlement over sand. JSMFD, ASCE SM3.
- Schmertmann et al. (1978) Improved strain influence factor diagrams. Technical Note, JGED, ASCE, GT8.
- Burland e Burbidge (1984) Settlement of Foundations on Sand and Gravel. Glasgow and West of Scotland Association Centenary Lecture.
- Brinch Hansen (1961) A general formula for bearing capacity. The Danish Geotechnical Institute. Bull. 11. Copenhagen.
- Brinch Hansen (1970) A revised and extended formula for bearing capacity. The Danish Geotechnical Institute. Bull. 28. Copenhagen.
- Meyerhof (1953) The bearing capacity of foundation under eccentric and inclined loads. Proc. III ICSMFE, Zurigo.
- Poulos et al. (2001). Foundations and retaining structures- research and practice. ICSMGE Istanbul 2527-2606.
- Poulos e Davis (1974) Elastic solutions for soil and rock mechanics. Wiley and Sons.
- Fraser e Wardle (1976). Numerical Analysis of rectangular rafts on layered foundations. Geotechnique 26(4), 613-630.
- Tokimatsu & Seed (1987) evaluation of settlements in sand due to earthquake shaking. J. of Geot. Eng. ASCE 113(8), 861-878