Loadcap

Part I LOADCAP 1

Part II Progetto 3

1 Nuovo progetto ... 3

Part III Dati generali 5

1 Database terreni ... 7
2 Dati sistema di fondazione ... 8
3 Stratigrafia ... 11
4 Gestione prove ... 17
5 Input grafico ... 18
6 Carichi ... 19
7 Carichi distribuiti ... 22
8 Rilevato ... 22

Part IV Carico limite 24

1 Rilevato ... 27

Part V Cedimenti 28

1 Cedimenti Edom.-Schmertmann ... 28
2 Cedimenti elastici ... 30
3 Cedimenti Burland & Burbidge ... 30
4 Cedimenti post-sismici ... 31
5 Cedimenti differenziali ... 31

Part VI Verifica a liquefazione 34

Part VII Grafici 35

Part VIII Visualizza 36

Part IX Output 38

Part X Geoapp 39

1 Sezione Geoapp ... 39

Part XI Cenni teorici 40

1 Correzioni sismiche secondo PAOLUCCI & PECKER ... 70
2 Capacità Portante di Fondazioni su Pendii ... 71
3 Calcolo pressioni terreno in condizioni di esercizio ... 72
4 Verifica a carico limite delle fondazioni (SLU) ... 76
5 Cedimenti Post-Sismici ... 79

©GeoStru

6 Liquefazione ... 84
7 Tensione di calcolo ... 88
8 Rilevati ... 90
9 Normative ... 97
10 Bibliografia ... 98

Part XII Plugin 100

Part XIII UTILITY 105

1 Tabelle conversione ... 105
2 Database terreni ... 106
3 Valori indicativi coefficiente Poisson ... 108

Part XIV NORMATIVE 109

1 NTC 2018 ... 109
2 NTC 2008 e Circolare 2009 ... 113
Geostru PS ... 116
3 Eurocodice 7 ... 120
4 Eurocodice 8 ... 140
5 D.M. 88 ... 157

Part XV Come impostare un nuovo progetto 157

Part XVI Comandi di short cut 160

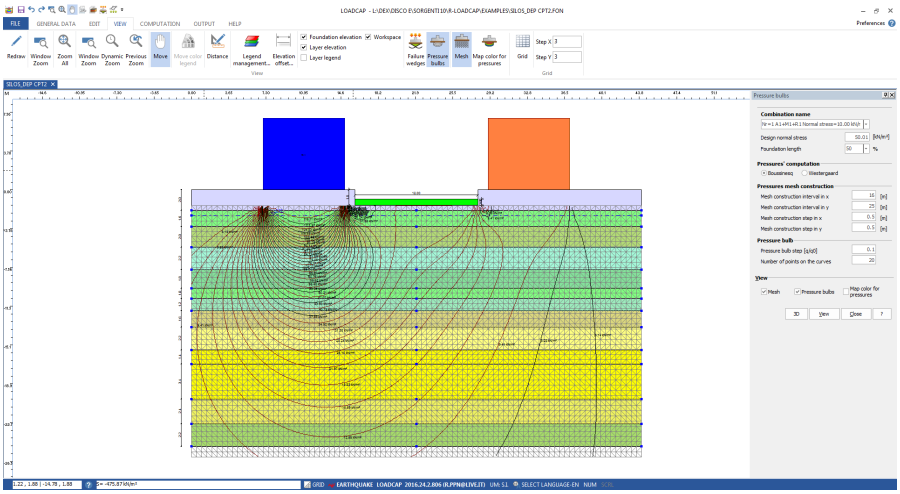
Index 0

1 LOADCAP

Loadcap è un software utilizzabile per il calcolo della capacità portante e dei cedimenti di fondazioni su terreni sciolti e rocciosi, secondo i metodi di: Terzaghi (1955), Meyerhof (1963), Vesic (1975), Brinch Hansen (1970), Meyerhof and Hanna (1978), Richards et al. (1993). Quest'ultimo metodo viene utilizzato, nello specifico, per il calcolo dei fattori di capacità portante in zona sismica secondo le indicazioni riportate negli "Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica" (Associazione Geotecnica Italiana, 2005).

Tra i cedimenti presenti nel software vi sono quelli: i) Elastici (Timoshenko e Goodier, 1951); ii) Edometrici; iii) Cedimenti secondo il metodo di Schmertmann (1970) and Schmertmann et al. (1978), iv) Burland e Burbidge (1985); v) post-sismici (Boulanger e Idris, 2004; Idriss e Boulanger, 2008; Pradel, 1998; Yasuhara e Andersen, 1991).

Loadcap consente di effettuare, inoltre, la verifica a liquefazione con il Metodo di Seed e Idris (1971) e di svolgere analisi di suolo rinforzato con geogriglie (mediante calcolo di incremento della capacità portante, deformazione nei rinforzi, sforzo di trazione per effetto membrana).



Capacità portante e cedimenti fondazioni presenta le seguenti caratteristiche:

Trave rovescia; Fondazione a Plinto; Fondazione a Platea; Fondazione Circolare;

Capacità portante secondo: Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Brinch-Hansen, Vesic,Meyerhof and Hanna, Zienkiewicz, Eurocodice, NTC.

Cedimenti: Elastici, Edometrici, Schmertmann, Burland e Burbidge con decorso nel tempo.

Cedimenti post-sismici con: Idriss and Boulanger, Pradel, Yasuhara and Andersen;

Correzioni sismiche: SHIKHIEV & JAKOVLEV;

Presenza di falda;

Analisi in termini di tensioni totali ed efficaci;

Visualizzazione del bulbo delle tensioni e dei cunei di rottura 2D, 3D;

Calcolo dello stato tensionale indotto da carichi esterni in un qualsiasi punto.

NORMATIVE DI CALCOLO SUPPORTATE

Norme Tecniche delle Costruzioni, DM 17.01.2018.

CIRCOLARE 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP- Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018

NTC 2008 e CIRCOLARE APPLICATIVA

EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules, November 2004

EN 1997-2 Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing , March 2007

EN 1998-1 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, December 2004

EN 1998-5 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects, November 2004

Altre normative: Est Europa, Sud America.

Correlazioni Nspt con i parametri geotecnici secondo: Meyerhof, Sanglerat e Peck Hanson Thorburn Meyerhof.

Verifica alla traslazione;

Analisi dei piani interrati;

Lettura automatica dei sondaggi generati dal software Stratigrafie;

Scambio di dati con Micropali e Pali di fondazione;

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione in modalità automatica;

Calcolo delle tensioni con: Boussinesq, Westergaard;

Costruzione di grafici interattivi;

Funzione annulla ripristina su multilivelli;

Analisi dei rilevati con calcolo dei cedimenti;

Cedimenti differenziali 3D.

Calcolo Incremento capacità portante con elementi di rinforzo

Nota:

Geostru ha ideato un servizio disponibili sulla pagina web Geoapp all'interno della quale sono presenti diverse applicazioni per effettuare calcoli on-line. Tra questi ve ne sono diversi da poter utilizzare insieme a Loadcap, ad esempio: Carico limite e cedimenti, Coefficiente di reazione orizzontale pali di fondazione, Liquefazione (Boulanger 2014), Terre rinforzate; maggiori dettagli sono presentati nella Sezione Geoapp di questo Help.

2 Progetto

2.1 Nuovo progetto

Come creare un nuovo progetto

Per la creazione di un nuovo progetto per il calcolo del carico limite e dei cedimenti del terreno mediante l'utilizzo del software LoadCap, basta cliccare su menu "File" e successivamente "Nuovo". Da qui si aprirà una

finestra "Progetto" dalla quale sarà possibile inserire dati generali descrittivi e dati utili al calcolo (**Fig.A**).

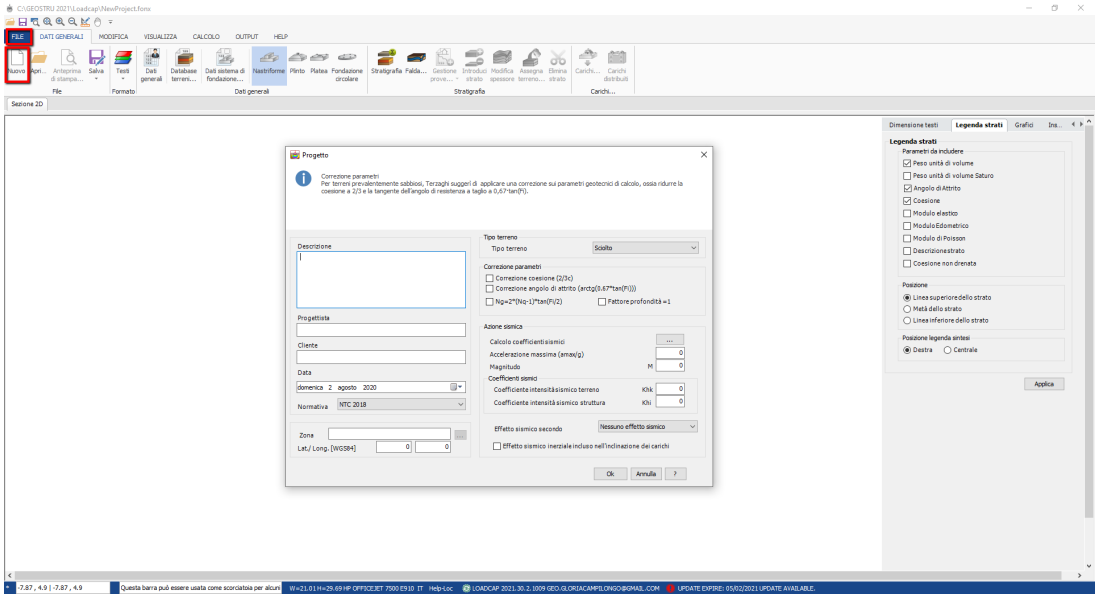


***Figura A** – Nuovo progetto*

Successivamente, una volta fatto clic su "ok", comparirà un'altra finestra "Dati sistema di fondazione…" al cui interno dovranno essere inseriti i dati relativi alle fondazioni e profondità della falda se presente. I valori numerici presenti sono dati di default. Tali dati potranno essere inseriti anche cliccando sulla barra dei dati generali (**Fig.B**) ed in base ai nuovi dati inseriti comparirà visivamente la fondazione.

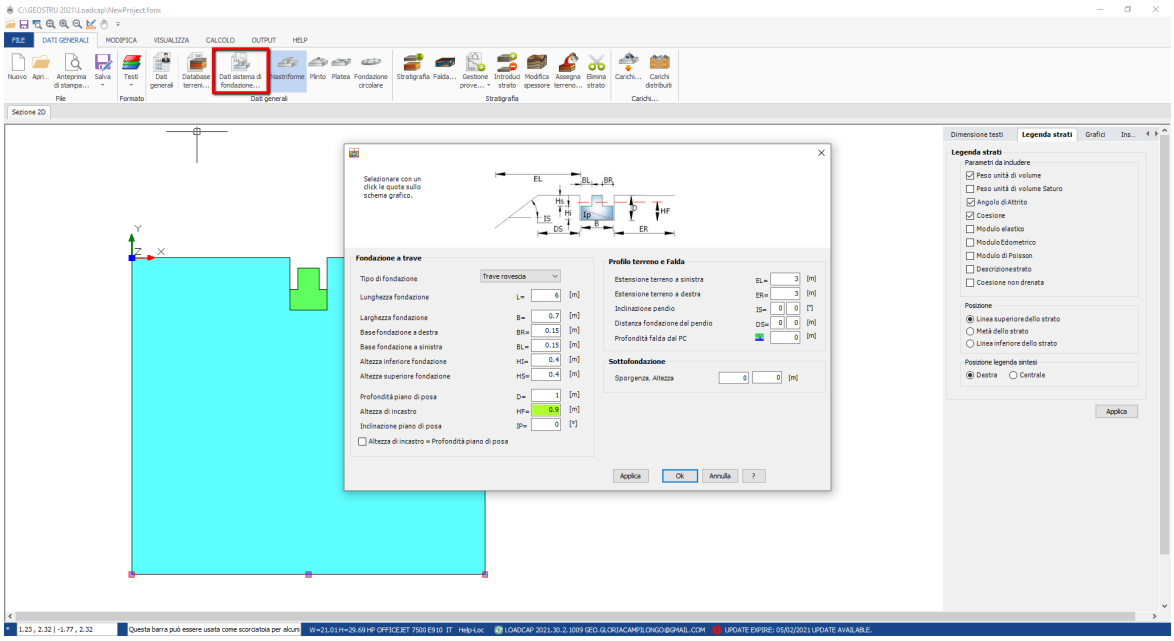


Figura B – Dati relativi alla fondazione

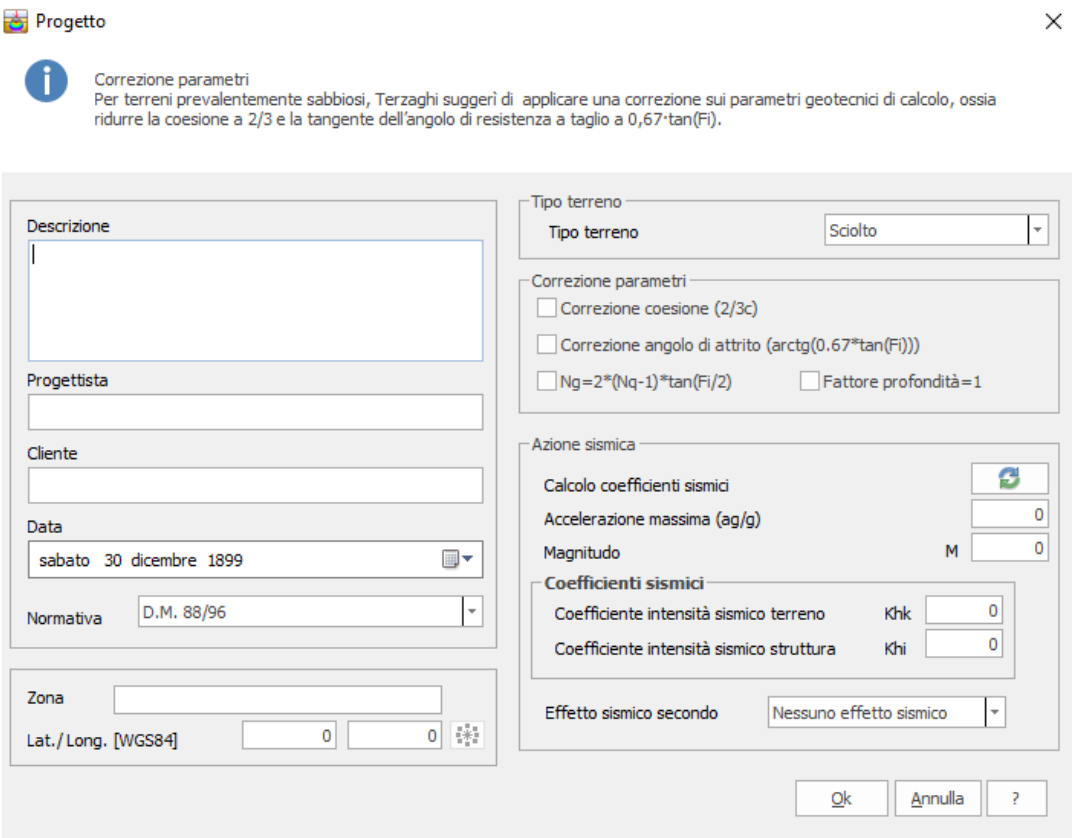
3 Dati generali

Consente di inserire i dati anagrafici del progetto corrente:

- Descrizione;
- Progettista;
- Cliente;
- Data.

Zona

Inserendo la localizzazione nel formato: via xxxx, città, provincia, nazione, verrà individuata automaticamente la zona di lavoro. Alternativamente occorre assegnare le coordinate nel sistema WGS84 in gradi decimali. La zona verrà riportata nelle stampe generali ed utilizzata per la localizzazione sismica (vedi Figura).



Dati generali

Il sistema richiede per l'individuazione della zona una connessione internet

Tipo terreno

Scegliere tra terreno sciolto e roccia a seconda della tipologia di suolo su cui poggia la fondazione.
Per le fondazioni su roccia, il programma adegua automaticamente la finestra dei dati sulla stratigrafia (es. RQD).

Correzione parametri

Per terreni prevalentemente sabbiosi, Terzaghi suggerì di applicare una correzione sui parametri geotecnici di calcolo, ossia ridurre la coesione a 2/3 e la tangente dell'angolo di resistenza a taglio a 0,67·tan φ.

Commento

Si consiglia di applicare tale correzione solo per l'approccio di calcolo M1 (NTC).

Azione sismica

Per valutare gli effetti sismici sul terreno, è opportuno, in questa fase, selezionare la normativa sismica di riferimento ed i metodi di

calcolo da impiegare. Se si sceglie come normativa di riferimento NTC 2008,
Il calcolo del carico limite di una fondazione superficiale in campo sismico *(Metodo proposto da Cascone et al. (2006))* viene effettuato considerando una riduzione del solo fattore di capacità portante N_γ.
I due seguenti fattori correttivi, ottenuti considerando l'effetto inerziale k_{hi} e l'effetto cinematico k_{hk} , modificheranno il coefficiente N_γ determinato in campo statico:

$$e_{\gamma k} = \left(1 - \frac{k_{hk}}{\tan\varphi}\right)^{0.45} \qquad \text{valido se } k_{hk} \le \tan\varphi$$

$$e_{\gamma i} = \left(1 - 0.7 \cdot k_{hi}\right)^5$$

E' implicito che negli altri due coefficienti Nc ed Nq della formula trinomia l'effetto del sisma verrà portato in conto attraverso i coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico (effetto inerziale).
Naturalmente l'effetto sismico può essere valutato nelle due componenti (inerziale e cinematico) solo nel caso di **condizioni di analisi drenate**, in condizioni non drenate si può tenere conto della sola componente inerziale attraverso l'introduzione, nella griglia dei carichi del **taglio sismico**.
Se si sceglie l'approccio riportato sulle NTC 2018, l'effetto del sisma si porterà in conto attraverso i coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico (effetto inerziale) sia per la condizione di analisi drenata e non drenata.

Commento

Il metodo di Richards et. ali può essere applicato per un valore di $k_{hk} < 0.3$

3.1 Database terreni

Database terreni

Il comando in oggetto consente di gestire un database di terreni tramite una finestra di dialogo suddivisa in tre colonne: sulla colonna di sinistra viene riportata la nomenclatura, in quella centrale i parametri geotecnici e in quella di destra le immagini bitmap da associare a ciascuna litologia.

Nuovo terreno

Per aggiungere una nuova litologia a quelle proposte posizionarsi su **Terreni** (colonna sinistra), attivare il menu di scelta rapida con il pulsante destro del mouse e scegliere **Nuovo**; ogni litologia viene identificata nella lista tramite il Codice assegnato dall'utente (colonna centrale). Ad ogni nuovo terreno occorre attribuire i parametri geotecnici richiesti in base alla sua classificazione come suolo coesivo, incoerente oppure roccia.

Retino

Per associare un retino ad una litologia presente nel database scegliere un'immagine bitmap tra quelle visualizzate nella colonna di destra e trascinarla, mantenendo premuto il pulsante del mouse, nel campo **Texture**. Se si vuole identificare il terreno solo con un colore, posizionarsi con il puntatore del mouse sul campo **Texture** e scegliere il colore da assegnare alla litologia dalla tavolozza che appare con il click del mouse.

Elimina terreno

Per eliminare una litologia presente nel database posizionarsi sulla voce da cancellare, attivare il menu di scelta rapida con il pulsante destro del mouse e scegliere **Elimina**.

Il database dei terreni può essere esportato in un file *.TXT* attraverso il comando **ESPORTA**

3.2 Dati sistema di fondazione

Con questo comando Loadcap consente di definire tutti i dati geometrici relativi alla tipologia della fondazione selezionata: trave rovescia, plinto, platea, fondazione circolare; alla presenza della sottofondazione; del profilo del terreno e della profondità della falda

TIPO DI FONDAZIONE

Trave rovescia

Considera la tipologia di fondazione nastriforme.

Plinto

Considera la tipologia di fondazione plinto.

Platea

Considera la tipologia di fondazione platea.

Circolare

Considera la tipologia di fondazione circolare.

Lunghezza fondazione (L)
Lunghezza della fondazione in metri *(si disattiva se la tipologia scelta è una fondazione circolare)*.

Larghezza fondazione (B)
Larghezza della fondazione in metri *(corrisponde al Diametro se la tipologia scelta è una fondazione circolare).*

Base fondazione a destra (BR)
Ampiezza dell'ala destra della fondazione in metri *(si disattiva se la tipologia scelta è una platea o una fondazione circolare).*

Base fondazione a sinistra (BL)
Ampiezza dell'ala sinistra della fondazione in metri *(si disattiva se la tipologia è una platea o una fondazione circolare).*

Altezza inferiore fondazione (HI)
Altezza della parte inferiore in metri.

Altezza superiore fondazione (HS)
Altezza della parte superiore in metri *(si disattiva se la tipologia è una platea o una fondazione circolare).*

Profondità piano di posa (D)
Profondità del piano di posa della fondazione rispetto al piano campagna in metri.

Altezza d'incastro (HF)
Rappresenta l'altezza di terreno al di sopra del piano di posa che viene considerata nel termine (Nq x P.U.V. terreno x D) del carico limite; l'opzione si rende utile quando si è in presenza di piani di posa situati a qualche metro di profondità dal piano campagna, per i quali il carico limite potrebbe assumere valori molto alti.

Inclinazione del piano di posa (IP)
Rappresenta l'inclinazione del piano di posa della fondazione in gradi, positiva se oraria.

*Se si seleziona l'opzione **Altezza d'incastro = Profondità piano di posa** il programma esegue il calcolo del carico limite considerando la profondità del piano di posa inserita nei dati geometrici della fondazione scelta. In caso contrario, il programma assegna alla variabile D il valore dell'Altezza d'incastro. In presenza di fondazioni di piano completamente o parzialmente interrati, l'eccessiva profondità del piano di posa può portare a valori elevati della capacità portante per via del valore elevato del termine (γ·D·Nq), pertanto puo essere utile eseguire il calcolo con l'altezza d'incastro, deselezionando l'opzione di cui sopra, inserendo l'effettivo valore dell' incastro della fondazione nel terreno.*

Sottofondazione Sporgenza, Altezza

Indicano rispettivamente la sporgenza e l'altezza della sottofondazione in metri. Anche in questo caso è possibile assegnare una retinatura alla struttura tra quelle proposte sulla destra della finestra.
Questo dato influenza il calcolo del carico limite attraverso i fattori correttivi di profondità.

Estensione terreno a sinistra (EL)

Inserire di quanto si estende il piano campagna a sinistra.

Estensione terreno a destra (ER)

Inserire di quanto si estende il piano campagna a destra.

Inclinazione pendio (IS)

Rappresenta l'inclinazione del pendio in gradi, positiva se oraria, rispettivamente a sinistra e a destra della fondazione.

Distanza fondazione dal pendio (DS)

Rappresenta la distanza dalla fondazione al pendio in metri, rispettivamente a sinistra e a destra della fondazione.

Profondità falda dal piano campagna

Rappresenta la profondità del livello di falda in metri misurata a partire dal piano campagna. Per falde coincidenti con il piano campagna inserire come profondità di falda 1 cm= 0,01m.

Selezionando con un click del mouse le quote dello schema grafico, della tipologia della fondazione scelta,verranno evidenziati i campi associati a tali quote.

3.3 Stratigrafia

É visualizzata una griglia in cui inserire i parametri geotecnici di ciascuno strato e la retinatura ad esso associata:

Nr
Numero d'ordine dello strato. Per un corretto funzionamento del programma gli strati vanno assegnati dall'alto verso il basso.

DB Terreni
Visualizza un database di terreni con le relative caratteristiche geotecniche.

Spessore strato
Altezza dello strato espressa in metri.

P.U.V. (G_k)
Peso unità di volume del terreno.

P.U.V. saturo ($G_{kSaturo}$)
Peso unità di volume del terreno saturo.

Per analisi condotte in termini di tensioni totali anche in assenza di falda occorre inserire il peso di volume saturo.

Fi_k
Parametro caratteristico dell'angolo di resistenza a taglio dello strato, in presenza di falda,**analisi in condizioni drenate**, inserire il parametro efficace; zero per la **condizione non drenata**.

Coesione (c_k)
Coesione dello strato; in presenza di falda inserire il parametro efficace (condizione drenata).

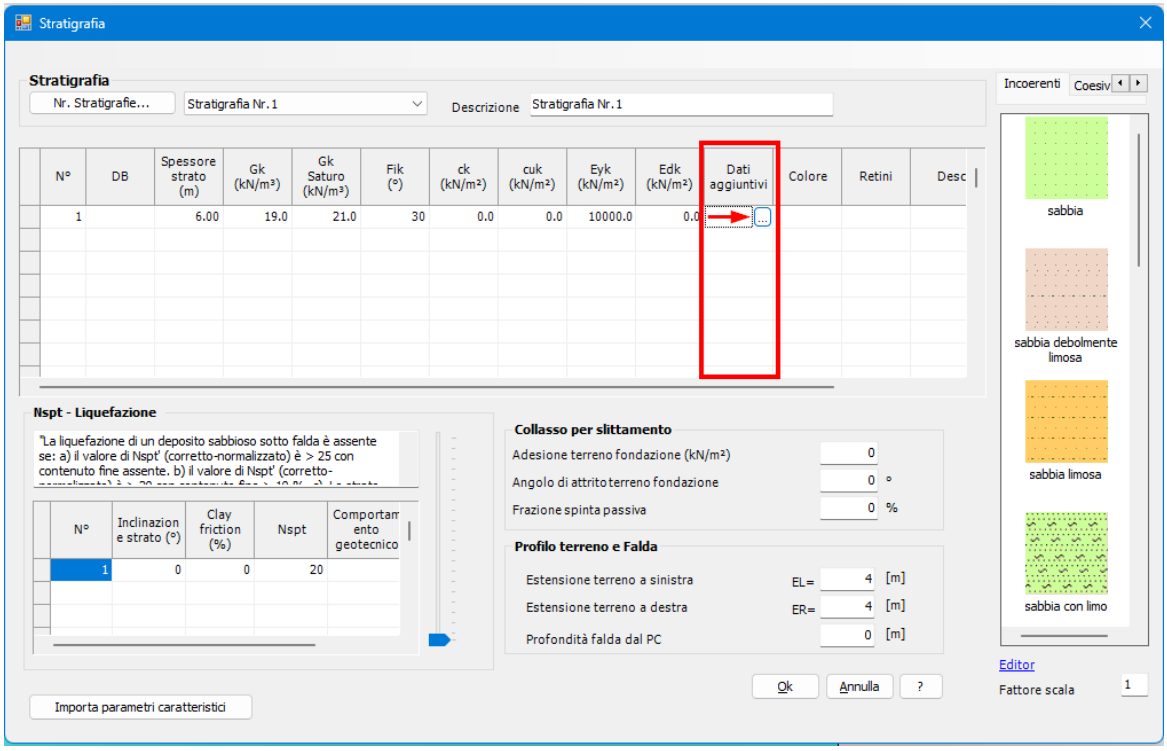
Coesione non drenata (cu_k)
Inserire il parametro totale della coesione del terreno (condizione non drenata).

Modulo Elastico

Modulo di elasticità o di Young del terreno, il parametro è necessario per il calcolo dei cedimenti di Schmertmann, se non viene inserito tale valore i cedimenti sono valutati con il metodo edometrico (naturalmente deve essere presente il valore del modulo edometrico). In presenza del modulo di Young e del modulo Edometrico viene data precedenza a quest'ultimo e i cedimenti calcolati dal programma sono quelli edometrici.

Modulo Edometrico
Modulo di deformazione ricavato da prove edometriche (condizioni di espansione laterale impedita); parametro necessario per la valutazione dei cedimenti con l'approccio edometrico. Se viene assegnato il Modulo di Young e non quello Edometrico i cedimenti sono calcolati con il metodo di Schmertmann.

Dati aggiuntivi
Per poter valutare i cedimenti edometrici, di consolidazione oppure quelli post sismici è necessario fornire al software ulteriori dati attivando la finestra dei Dati aggiuntivi come indicato in Figura.



Indicazione per attivare la finestra "Dati aggiuntivi calcolo cedimenti"

Nella finestra di dialogo " Dati aggiuntivi calcolo cedimenti" possono essere inseriti i dati necessari per il calcolo dei cedimenti edometrici e post-sismici.

Calcolo di cedimenti edometrici da prova edometrica

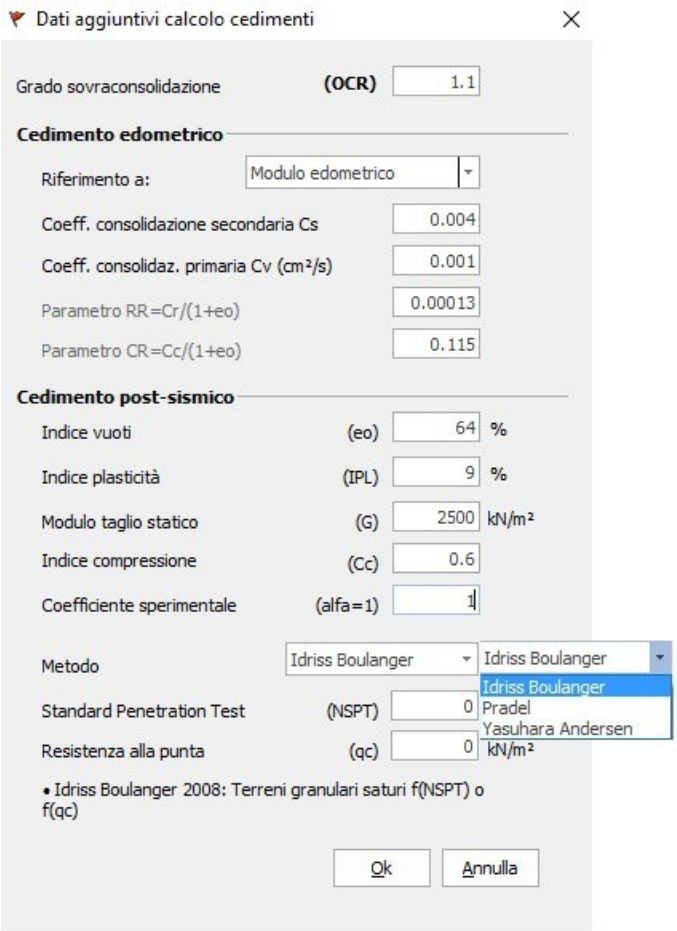
Nel calcolo dei cedimenti edometrici, si può scegliere se tenere conto degli effetti viscosi oppure no selezionando nell'apposito form a tendina: Modulo edometrico oppure parametri RR, CR.
Nel primo caso è necessario definire per ogni strato il modulo edometrico (E_d) e i coefficienti C_s e C_v, dove:

C_s *(Coefficiente di consolidazione secondaria)*, parametro ricavato dal ramo di consolidazione secondaria di una prova edometrica, il suo valore è necessario per la valutazione del cedimento secondario di natura viscosa.

C_v *(Coefficiente di consolidazione verticale primaria)*, parametro necessario per la valutazione del decorso dei cedimenti nel tempo con il metodo monodimensionale di Terzaghi.

Nel secondo caso bisogna riportare i parametri RR e CR *(rapporto di ricompressione e compressione)* ed aver inserito in stratigrafia il valore del modulo edometrico dello strato. Verrà calcolato il cedimento senza tenere conto degli effetti secondari.
Loadcap effettuerà il calcolo dei cedimenti edometrici considerando (RR, CR della curva edometrica) la fase di preconsolidazione e normal consolidazione in base al valore dell'OCR.

Calcolo di cedimenti post-sismici
Affinchè il software calcoli i cedimenti post sismici, per ogni strato, occorre dichiarare una serie di parametri (vedi Figura seguente).



Parametri necessari per il calcolo dei cedimenti post sismici, per terreni coesivi: e_0, G, IPL, cc, alfa; per terreni incoerenti: e_0, G, cc, alfa

Texture
Posizionarsi su questa cella e cliccare con il tasto destro del mouse, verranno visualizzate delle opzioni di scelta tra cui **Colore Strato**, effettuando questa scelta è possibile associare allo strato corrispondente il colore selezionato dalla tavolozza. Per inserire i retini selezionare con un click del mouse la bitmap desiderata tra quelle proposte in **Coerenti, Incoerenti, Rocce ed Altri**, tenendo premuto il pulsante del mouse, trascinare il retino nella cella

Texture. Per personalizzare le retinature viene proposto un editor di retini che si apre eseguendo un doppio click (o pulsante destro del mouse) su uno di quelli proposti: l'editor di bitmap consente di modificare quelli esistenti o di crearne nuovi personalizzati da salvare con nome.

Descrizione
In questa cella l'utente può digitare un testo per la descrizione della litologia corrispondente.

*Se in dati generali è stato scelto tipo di terreno roccia, nella tabella stratigrafia verrà richiesto, per ogni strato, il parametro **RQD** (Rock Quality Designation), assegnare un valore compreso tra 0 ed 1.*

Nspt - Liquefazione
In presenza di terreni costituiti da sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa, deve essere verificata la suscettibilità alla liquefazione con uno dei metodi generalmente adottati dall'ingegneria geotecnica. In tale applicazione viene applicata la metodologia proposta dal **CNR** e consigliata dal **GNDT** *(Gruppo Nazionale di Difesa dai Terremoti).*

Clay Fraction (%)
Percentuale di frazione fine limo-argillosa.

Nspt
Numero di colpi medio nello strato ottenuto da una prova SPT, può essere assegnato dinamicamente posizionandosi sul generico strato e spostando il cursore graduato con il mouse

I dati inseriti nella griglia appena descritta valgono anche per il calcolo dei cedimenti con il Metodo di Burland e Burbidge.

Comportamento geotecnico
Indicare se lo strato è coesivo o incoerente.

Inclinazione strato
Indicare l'inclinazione dello strato, convezione antioraria positiva.

Coefficiente di Poisson
Valore del coefficiente di Poisson per lo strato. Il suo valore è indispensabile per il calcolo degli incrementi di tensione al di sotto della fondazione con il **metodo di Westergaard**.

Verifica a scorrimento - Collasso per slittamento

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene calcolata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente.

Adesione terreno fondazione
Inserire il valore dell'adesione nell'unità di misura indicata.

Attrito terreno fondazione
Inserire il valore dell'angolo di resistenza al taglio in gradi alla base del plinto.

Frazione spinta passiva
Indicare la percentuale di spinta passiva da considerare nella verifica a collasso per slittamento.

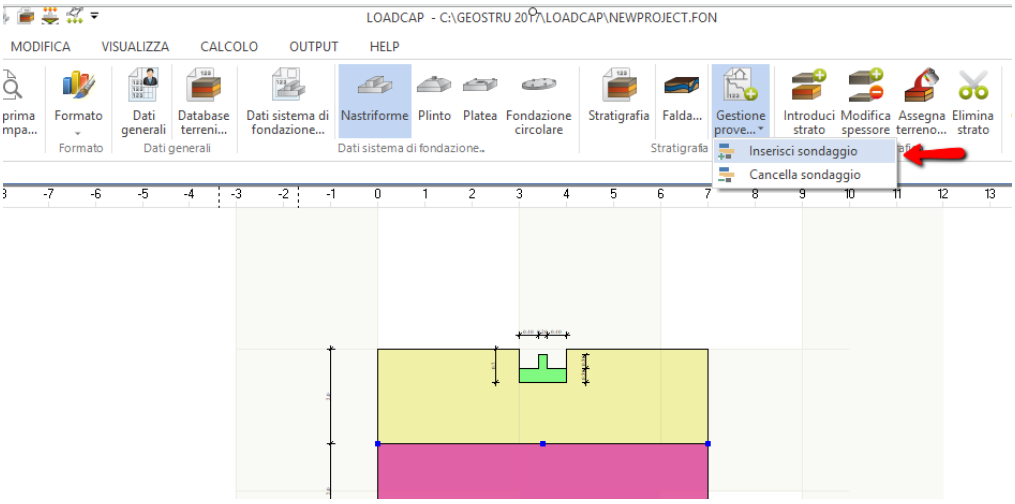
*Non inserendo i dati riprichiesti nella sezione **collasso per slittamento**, il software assumerà automaticamente i dati geotecnici dello strato su cui poggia la fondazione.*

Avvertenza

*Affinchè il software possa procedere alla verifica a scorrimento sarà necessario inserire le azioni orizzontali e verticali sulla tabella che si apre selezionando il comando **Carichi**.*

3.4 Gestione prove

Loadcap si interfaccia con i software Dynamic Probing, Static Probing, Stratigrapher, MP ecc. prodotti da GeoStru , rispettivamente, sull'elaborazione di prove penetrometriche e sulla creazione di colonne stratigrafiche.
Per importare una stratigrafia costruita con tali software selezionare il comando dalla barra degli strumenti o dal sottomenù **Input Grafico**, posizionarsi con il cursore del mouse sulla stratigrafia al di sotto della fondazione e cliccare; verrà aperta una finestra per la scelta del file da importare.



Con l'importazione della stratigrafia verranno assegnati, nel sistema di unità misura corrente, anche le caratteristiche geotecniche degli strati.

3.5 Input grafico

Introduci strato

Per introdurre graficamente uno strato selezionare il comando, posizionarsi con il cursore del mouse sulla stratigrafia al di sotto della fondazione e cliccare; verrà visualizzata una finestra di dialogo in cui è proposta la quota corrispondente al click eseguito.

Modifica spessore

Per modificare graficamente lo spessore di uno strato selezionare il comando, posizionarsi con il cursore del mouse sulla stratigrafia e cliccare; verrà visualizzata una finestra di dialogo in cui poter immettere la nuova profondità dello strato.

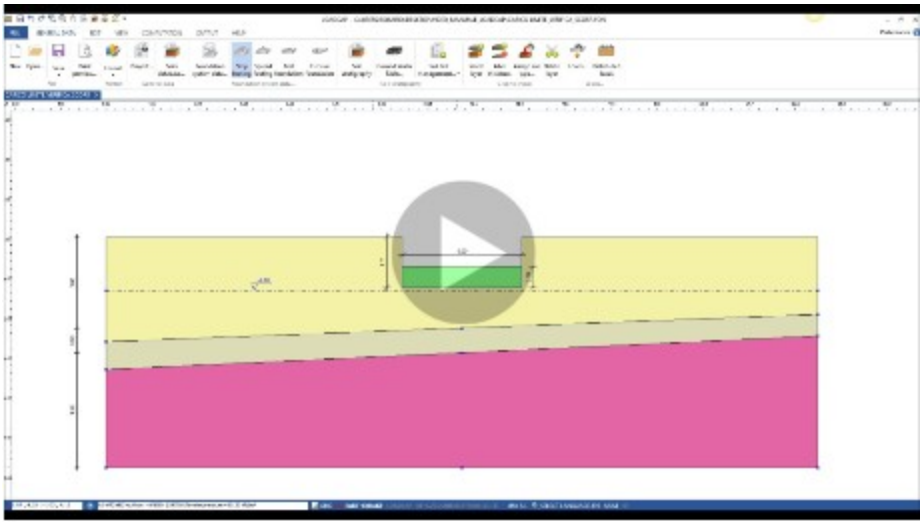
Assegna terreno

Per assegnare graficamente i parametri geotecnici di uno strato selezionare il comando, posizionarsi con il cursore sullo strato e, dopo aver effettuato un click con il mouse, scegliere una litologia tra quelle presenti nel database proposto e chiudere la finestra di dialogo.

I terreni presenti in tale lista fanno parte del database terreni.

Elimina strato

Per eliminare graficamente uno strato selezionare il comando, posizionarsi con il cursore del mouse sullo strato da cancellare ed eseguire un click con il mouse.

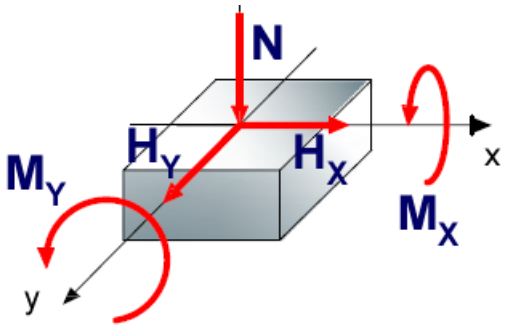


3.6 Carichi

I carichi sulla fondazione vengono distinti in carichi di progetto e di servizio, dovranno essere inseriti rispettando la convenzione riportata in Figura.

I carichi di progetto vengono usati per il calcolo del carico limite. I valori da inserire sono di progetto pertanto devono essere assegnati, qualora si faccia una verifica allo stato limite ultimo comprensivi dei coefficienti amplificativi delle azioni.

I carichi di servizio vengono usati per effettuare il calcolo dei cedimenti. Possono essere assegnate simultaneamente più combinazioni di carico di progetto e di servizio per effettuare i calcoli secondo quando previsto dalle normative. Alternativamente ai carichi si puo' assegnare la pressione normale di progetto. Se vengono riportati sia le sollecitazioni che la pressione normale di progetto, il programma dà precedenza a quest'ultima.



Convezione di segno delle sollecitazioni

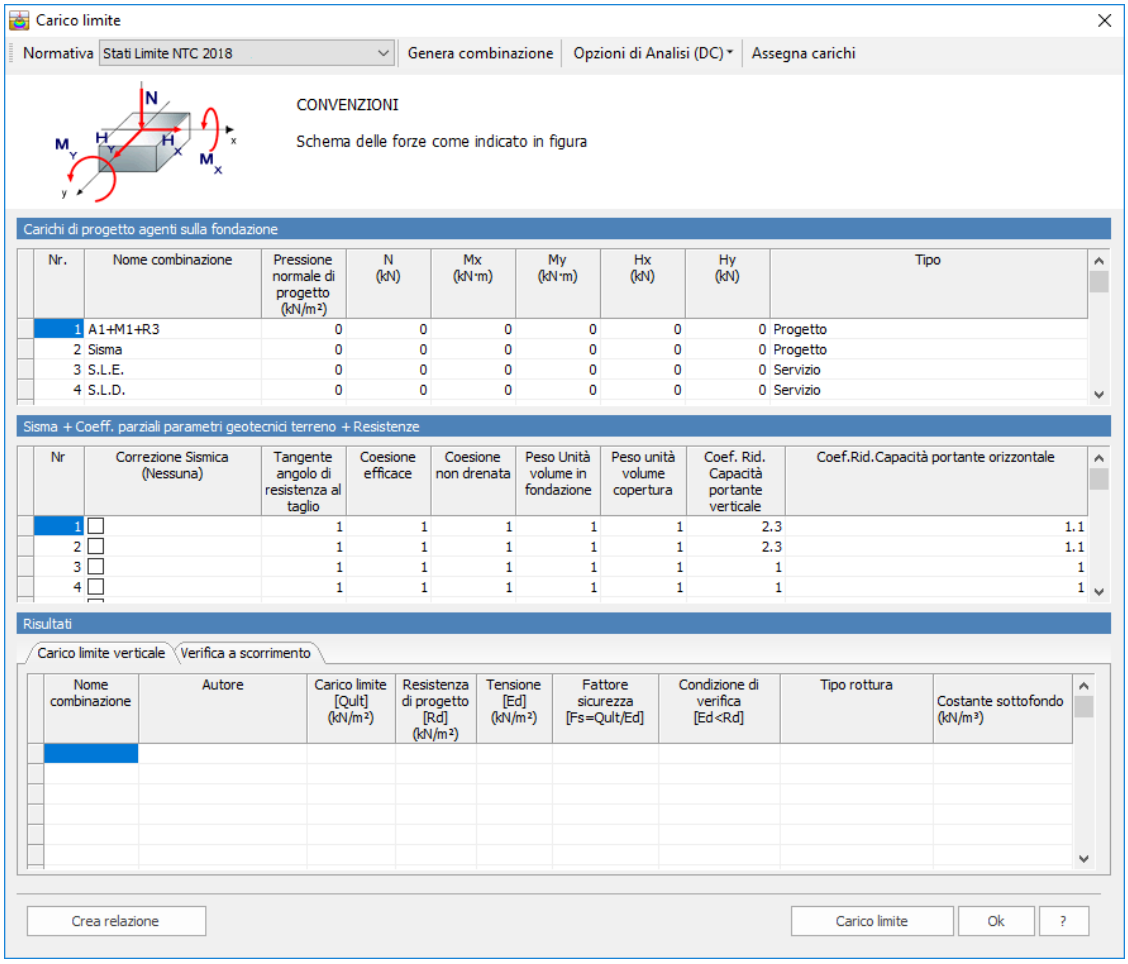
I pulsanti **Genera combinazione** e **Assegna carichi** visualizzati nella finestra in oggetto attivano, rispettivamente, il numero e il tipo di combinazione da adottare in base alla scelta della norma da seguire (es. A1+M1+R3 per le NTC 2018) ed un valore di orientamento alla pressione normale di progetto, qualora questo dato non fosse disponibile.

Avvertenza:

Loadcap non calcola il peso della fondazione

Calcolo automatico delle pressioni nel terreno

Cliccando con il tasto destro del mouse sulla tabella relativa ai carichi è possibile importare lo sforzo normale calcolato con il software On line Combinazioni delle azioni.

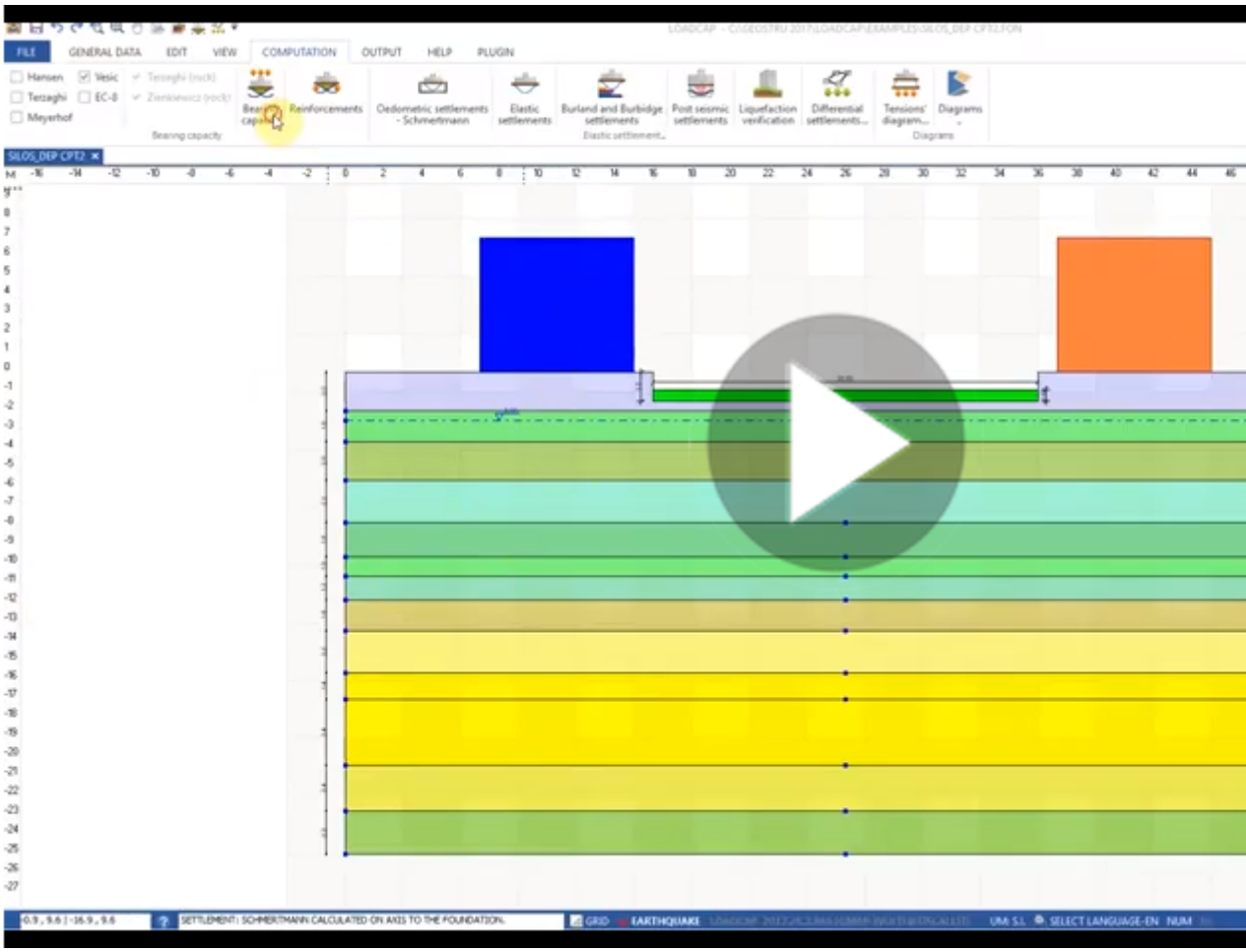


Il testo che viene importato da GeoStru Combinazioni Online è così strutturato:

unit: xx
A1+M1+R1: xxxx
A2+M2+R2: xxxx
SLV sisma: xxx
SLE quasi permanente (cedimenti a lungo termine): xxxxx
SLD sisma: xxx
SLO sisma: xxxx
SLC sisma: xxxx
SLE rara: xxxxx
SLE frequente (cedimenti immediati): xxxx

Con le combinazioni così definite il software calcola la pressione normale di progetto da utilizzare nel calcolo del carico limite (scegliendo l'opzione progetto) oppure per i cedimenti (scegliendo l'opzione servizio).

Il comando copia-incolla consente di creare in maniera speditiva numerose combinazioni di carico, per i dettagli si suggerisce il seguente video.



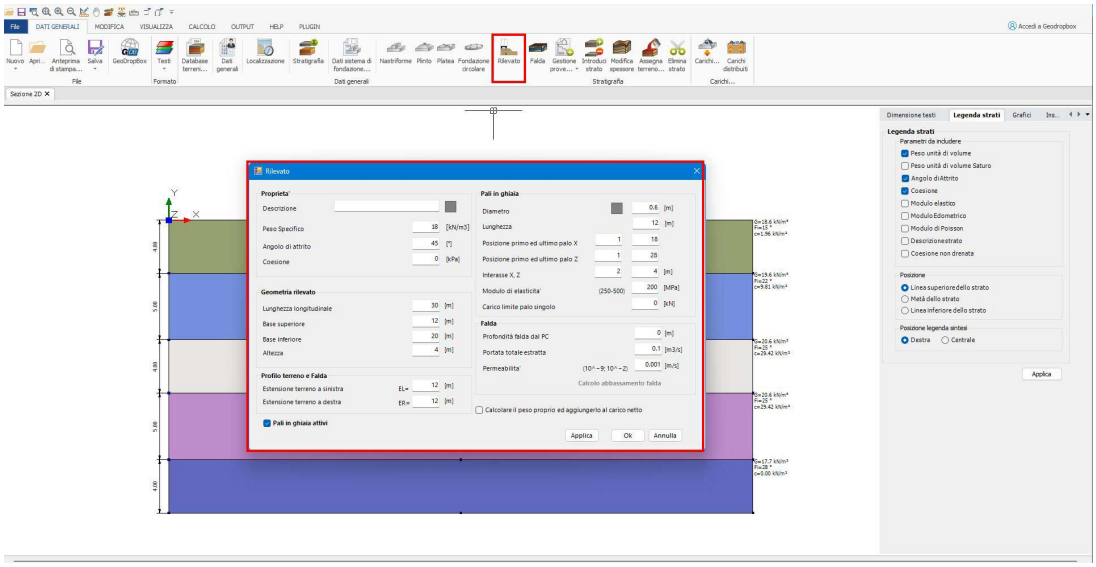
3.7 Carichi distribuiti

Sono i carichi aggiuntivi che possono essere assegnati a destra e sinistra della fondazione per tener conto della presenza di sovraccarichi adiacenti alla fondazione *(es. fabbricati contigui).* Il loro effetto viene considerato solo come incremento di tensione nel sottosuolo per la valutazione dei cedimenti e di interferenza dei bulbi di pressione.

3.8 Rilevato

Configurazione del rilevato

Dal menù “Dati Generali” è possibile raggiungere lo strumento "Rilevati":



Dopo aver inserito la stratigrafia del terreno, da qui è possibile dimensionare il rilevato ed eventualmente inserire dreni sottoforma di pali in ghiaia atti a ridurre il carico idraulico e quindi consolidare più velocemente il terreno che forma il nostro rilevato.

In **Proprietà** si possono impostare le caratteristiche geotecniche del rilevato:

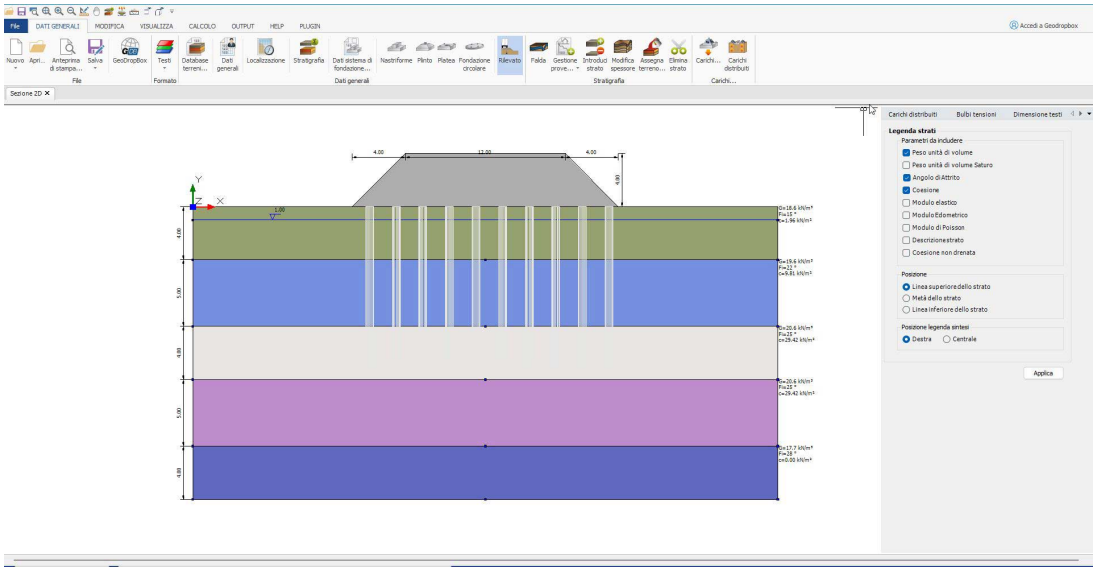
- **Descrizione**: una breve descrizione libera che identifichi l'opera e, affianco, la possibilità di impostare il colore di quest'ultima nel modello;
- **Peso specifico** espresso in KN/m3;
- **Angolo** di attrito espresso in °;
- **Coesione** espressa in kPa.

In **Geometria rilevato** è possibile definire la **lunghezza longitudinale, la base superiore, inferiore e l'altezza** tutti espressi in m.
In **Profilo terreno** e **falda** si andrà a indicare in m di quanto si voglia estendere il terreno sottostante il rilevato sulla sinistra e sulla destra dello stesso: **EL e ER**.
L'opzione **Pali in ghiaia attivi** permette di attivare o disattivare l'azione dei pali in ghiaia. Selezionandolo, infatti la successiva parte Pali in ghiaia verrà disattivata.
In quest'ultima sezione, se attiva, si andranno ad inserire e impostare tutti i parametri atti a descrivere i pali in ghiaia per l'effetto drenante come:

- **Diametro e Lunghezza** espressi in m;
- **Colore** dei pali da visualizzare nello schema;
- **Posizione primo ed ultimo palo X**: nelle due caselle di input va inserita, in m, la distanza a cui deve essere posizionato rispettivamente il primo (cella sinistra) e l'ultimo palo (cella destra) rispetto all'origine dello schema del rilevato (quindi dall'estremo inferiore sinistro lungo l'asse X);
- **Posizione primo ed ultimo palo Z**: nelle due caselle di input va inserita, in m, la distanza a cui deve essere posizionato rispettivamente il primo (cella sinistra) e l'ultimo palo (cella destra) rispetto all'origine dello schema del rilevato (quindi dall'estremo inferiore sinistro lungo l'asse Z normale allo schermo del pc);
- **Interasse X,Z**: una volta definita la posizione del primo e dell'ultimo palo lungo le direzioni X e Z, e quindi aver creato l'estensione dell'ingombro dei pali, da qui è possibile inserire l'interasse di quest'ultimi lungo X (input sinistro) e Z (input destro) espresso in m;
- **Modulo di elasticità** espresso i MPA, range consigliato da 250 a 500;
- **Carico limite singolo palo**: espresso in KN.

In **Falda** si andrà a specificare se è presente o meno la falda attraverso la **Profondità falda dal PC** (Piano Campagna) espressa in m, se è diverso da 0 indicherà la sua presenza e si attiverà l'opzione **Calcolo abbassamento falda in azzurro**: facendo click con il mouse sarà calcolato l'abbassamento che la falda subirà in funzione anche degli altri due parametri da inserire, come **Portata totale estratta** in m^3/s (nel caso di presenza di pozzi di emungimento) e la **permeabilità del terreno** espressa in m/s nel range consigliato di di 10^{-9} – 10^{-2}.

L'opzione "**Calcolare il peso proprio ed aggiungerlo al carico netto**" permette di considerare nei calcoli anche il peso proprio del rilevato stesso in aggiunta ad ulteriori carichi



4 Carico limite

Per valutare il carico limite della fondazione si possono scegliere diversi autori:

- **Metodo di Hansen**

  La scelta di questa opzione è necessaria per il calcolo del carico limite con il metodo di Hansen (terreni sciolti).

- **Metodo di Terzaghi**

  La scelta di questa opzione è necessaria per il calcolo del carico limite con il metodo di Terzaghi (terreni sciolti).

- **Metodo di Meyerhof**

  La scelta di questa opzione è necessaria per il calcolo del carico limite con il metodo di Meyerhof (terreni sciolti).

- **Metodo di Vesic**

  La scelta di questa opzione è necessaria per il calcolo del carico limite con il metodo di Vesic (terreni sciolti).

- **Metodo EC-8**

  La scelta di questa opzione consente di eseguire il calcolo del carico limite secondo le direttive dell' Eurocodice 7 (sulla geotecnica) e dell'Eurocodice 8 (sulla sismica).

- **Metodo di Meyerhof and Hanna**

  La scelta di questa opzione è necessaria per il calcolo del carico limite con il metodo di Vesic (terreni sciolti).

- **Metodo di Terzaghi su roccia**

  La scelta di questa opzione è necessaria per il calcolo del carico limite con il metodo di Terzaghi per le fondazioni su roccia.

- **Metodo di Zienkiewicz su roccia**

  La scelta di questa opzione è necessaria per il calcolo del carico limite con il metodo di Zienkiewicz per le fondazioni su roccia.

Carico limite

Il carico limite verticale viene calcolato per ogni combinazione di progetto.
Tramite il menu opzioni di analisi presente nella finestra di calcolo del carico limite è possibile selezionare il tipo di analisi da effettuare:

Condizione drenata

Scegliere questa opzione se si desidera valutare il carico limite della fondazione in condizioni drenate (parametri efficaci).

Condizione non drenata

Scegliere questa opzione se si desidera valutare il carico limite della fondazione in condizioni non drenate (parametri totali).

Calcolo secondo la media pesata delle stratificazioni

Scegliere questa opzione se si desidera valutare il carico limite della fondazione considerando come parametri geotecnici quelli ottenuti dalla media pesata dei parametri dei singoli strati; in caso contrario verranno presi in considerazione solo i parametri dello strato di posa della fondazione (Metodo Classico).

Per ogni combinazione è possibile ridurre i parametri caratteristici del terreno secondo i coefficienti di riduzione imposti ed effettuare le Correzioni sismiche in accordo con gli approcci progettuali selezionati.
Per la valutazione degli effetti sismici sulla portanza vengono proposte le accelerazioni sismiche massime al suolo relative alle varie zone in cui è suddiviso il territorio. Il valore del coefficiente sismico orizzontale viene calcolato in automatico in funzione della zona sismica e del profilo stratigrafico, ma può essere inserito anche un valore a scelta dell'utente.

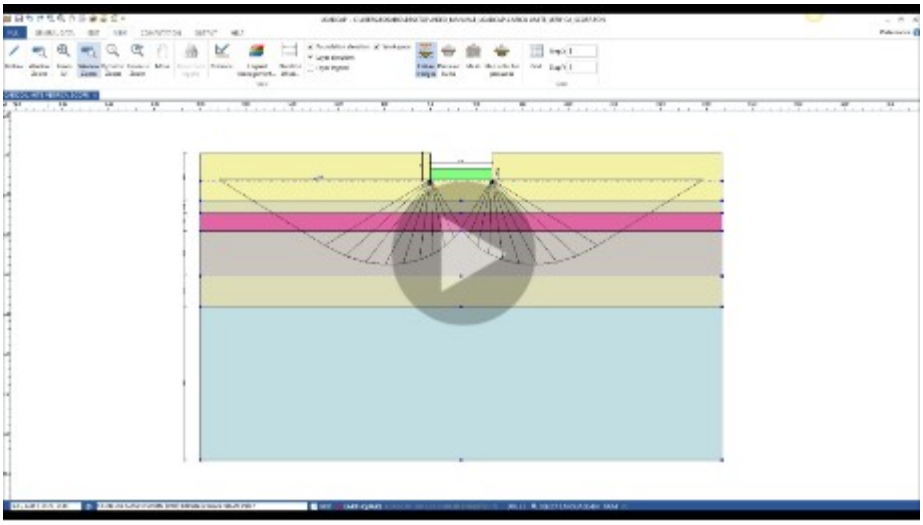
*Loadcap in automatico individua la combinazione di calcolo peggiore e la seleziona con il simbolo di *.*

Calcolo Ks

Il calcolo della costante di sottofondo viene eseguita con il metodo proposto da Bowles per i terreni sciolti, con un metodo che deriva dalla teoria dell'elasticità per i terreni rocciosi.

Verifica a scorrimento - Collasso per slittamento

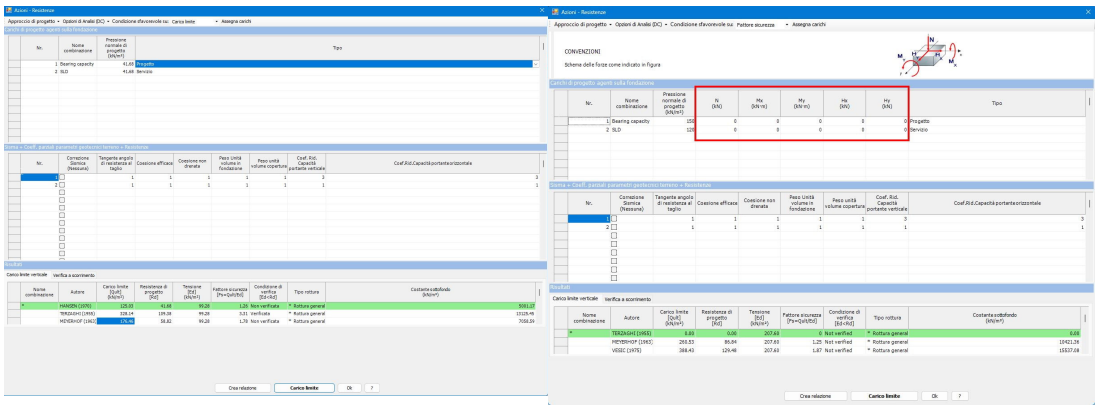
Vedere Caratteristiche strati e Cenni teorici.



4.1 Rilevato

Dal menù Calcolo, cliccando su Carico limite, si aprirà la consueta finestra di calcolo del carico limite.

È bene notare che, nel caso di rilevati, la sezione relativa ai carichi agenti risulta differente rispetto agli altri casi: infatti è necessario indicare solo la Pressione normale di progetto in kN/m3 e il tipo di carico applicato tra lo stato limite di Progetto o di Servizio.

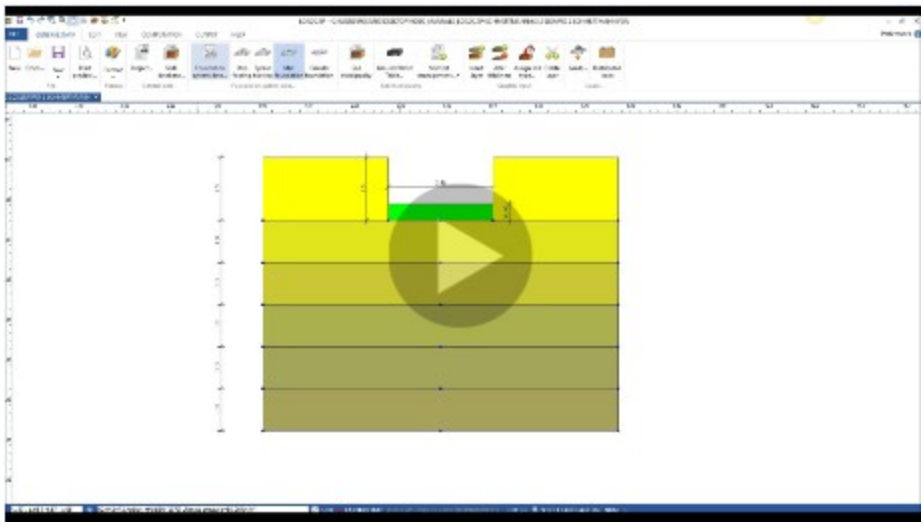


I risultati saranno visualizzati per ogni autore ed evidenziata la condizione più sfavorevole.

5 Cedimenti

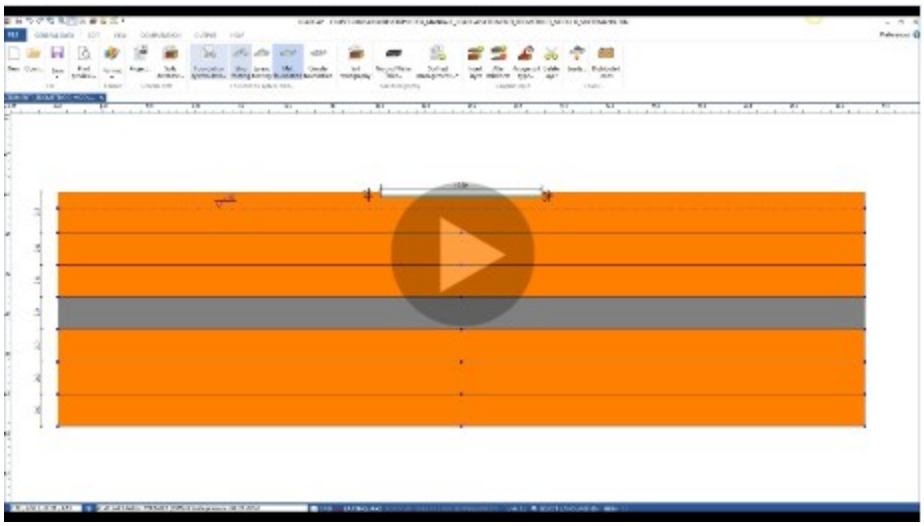
5.1 Cedimenti Edom.-Schmertmann

Per il calcolo dei cedimenti Loadcap segue due tipi di approcci: Edometrico e di Schmertmann.
Il primo approccio è scelto in automatico dal programma quando l'utente ha inserito il modulo edometrico degli strati e, per il calcolo del cedimento secondario, il coefficiente di consolidazione secondaria C_s; il secondo approccio è scelto quando mancano i parametri (E_d, C_s) ed è presente il modulo di deformazione elastica E_y.
Nella visualizzazione dei risultati viene riportata la vista in pianta della fondazione, evidenziata la linea di mezzeria (tratteggio rosso) ed il punto di applicazione del carico (punto rosso); facendo un click con il mouse e mantenendo premuto il tasto sinistro è possibile spostarsi sull'area di influenza e conoscere il cedimento totale. Il suo valore numerico può essere letto sulla riga blu della tabella attiva.
Il decorso del cedimento totale nel tempo e la percentuale di cedimento a t giorni dall'applicazione del carico è riportato, strato per strato, in tabella.



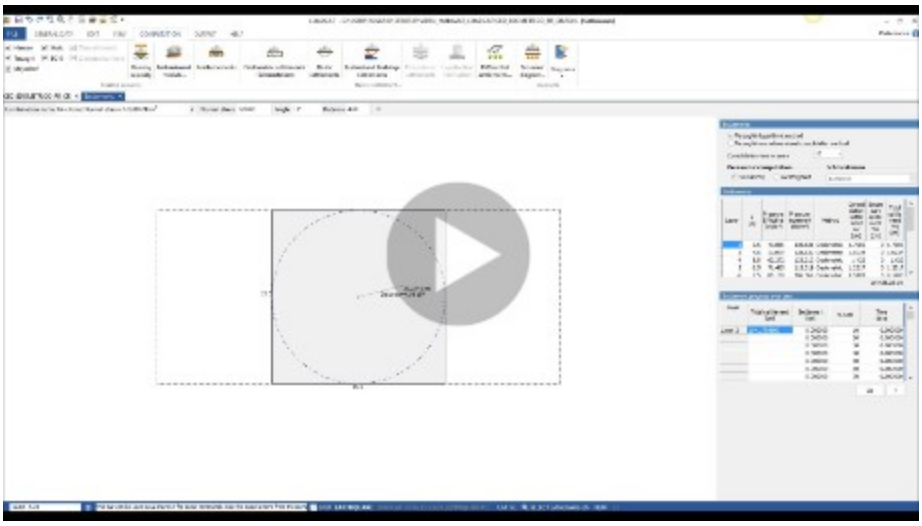
Osservazione

Per una valutazione corretta dei cedimenti gli strati di terreno compressibili dovranno avere uno spessore ridotto (< 2.00 m), pertanto qualora fossero presenti banchi di terreno di spessore elevato è preferibile che l'utente esegua una suddivisione degli stessi in strati più piccoli, mantenendo le caratteristiche geotecniche dello strato d'origine e cambiando solo il n° degli strati e il loro spessore.



Vedere anche:

Caratteristiche strati, Cedimenti Elastici, Cedimenti di Burland e Burbidge, Per la teoria su questo argomento consultare i cenni teorici



Nel calcolo dei cedimenti del rilevato l'approccio di calcolo è tridimensionale.

Il calcolo dei cedimenti tridimensionale avviene anche applicando i pali in ghiaia come dreni

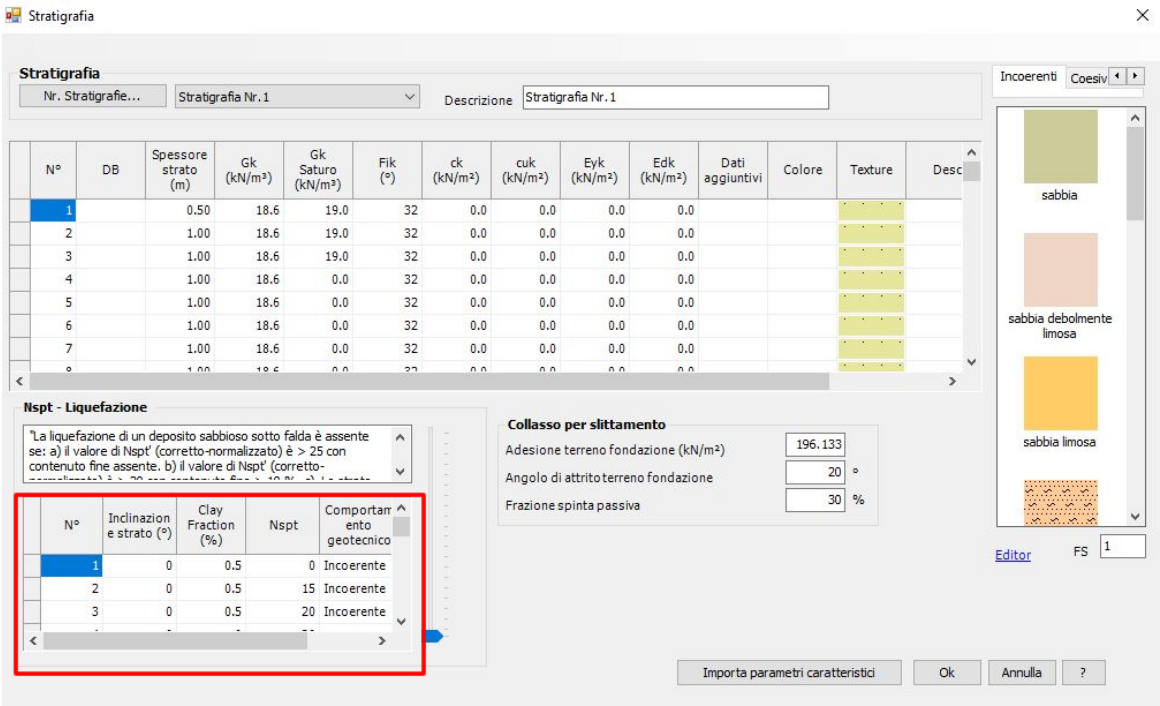
5.2 Cedimenti elastici

Il calcolo dei cedimenti elastici (immediati) al bordo e al centro della fondazione saranno calcolati da una equazione basata sulla teoria dell'elasticità di Timoshenko e Goodier (1951).

Per la teoria su questo argomento consultare i cenni teorici

5.3 Cedimenti Burland & Burbidge

Per il calcolo dei cedimenti occorre riportare sulla griglia NSPT-LIQUEFAZIONE (Stratigrafia, vedi figura) il numero dei colpi della prova SPT. Il programma calcola la profondità significativa zi, all'interno della quale valuta il numero di colpi medio. La profondità significativa si estende a partire dal piano di appoggio della fondazione.



Per la teoria su questo argomento consultare i cenni teorici

5.4 Cedimenti post-sismici

Viene calcolato il cedimento post-sismico dei terreni coesivi e granulari liquefacibili. I dettagli delle relazioni di calcolo sono riportati in Cedimenti Post-Sismici.

Avvertenza

E' necessario inserire preventivamente i Dati aggiuntivi per il Calcolo dei cedimenti post sismici nella finestra Caratteristiche strati.

5.5 Cedimenti differenziali

In questa finestra è possibile calcolare i cedimenti differenziali assegnando le "Aree stratigrafiche" e le "Aree di carico".

A ciascuna Area stratigrafica è possibile associare una propria stratigrafia le cui caratteristiche sono assegnate nel menu **Stratigrafia** del programma principale.

Nella sezione "Aree Stratigrafiche", tabella a destra, si definiscono le **"Aree stratigrafiche".**
Per ciascuna di queste si assegnano una "Descrizione", la posizione in pianta tramite le coordinate "x", "y" e "z", la base "B" e la lunghezza "L" , un "Colore" e la propria stratigrafia.

Per le **"Aree di carico"** si assegnano la "Descrizione", la posizione in termini di coordinate "x", "y" e "z", la base "B", la lunghezza "L", l'altezza "H" ed il tipo "T", il "Colore" ed il "Carico".
L'opzione "T" permette di specificare l'utilizzo di un carico circolare assegnando "0" o rettangolare "1".
Per l'inserimento corretto dei dati è necessario utilizzare il ";" come separatore all'interno della casella di inserimento secondo lo standard suggerito nell'intestazione della tabella.

Dalla sezione **"Analisi"** del menu laterale è possibile assegnare dei parametri da utilizzare per l'analisi e la sintesi dei dati.

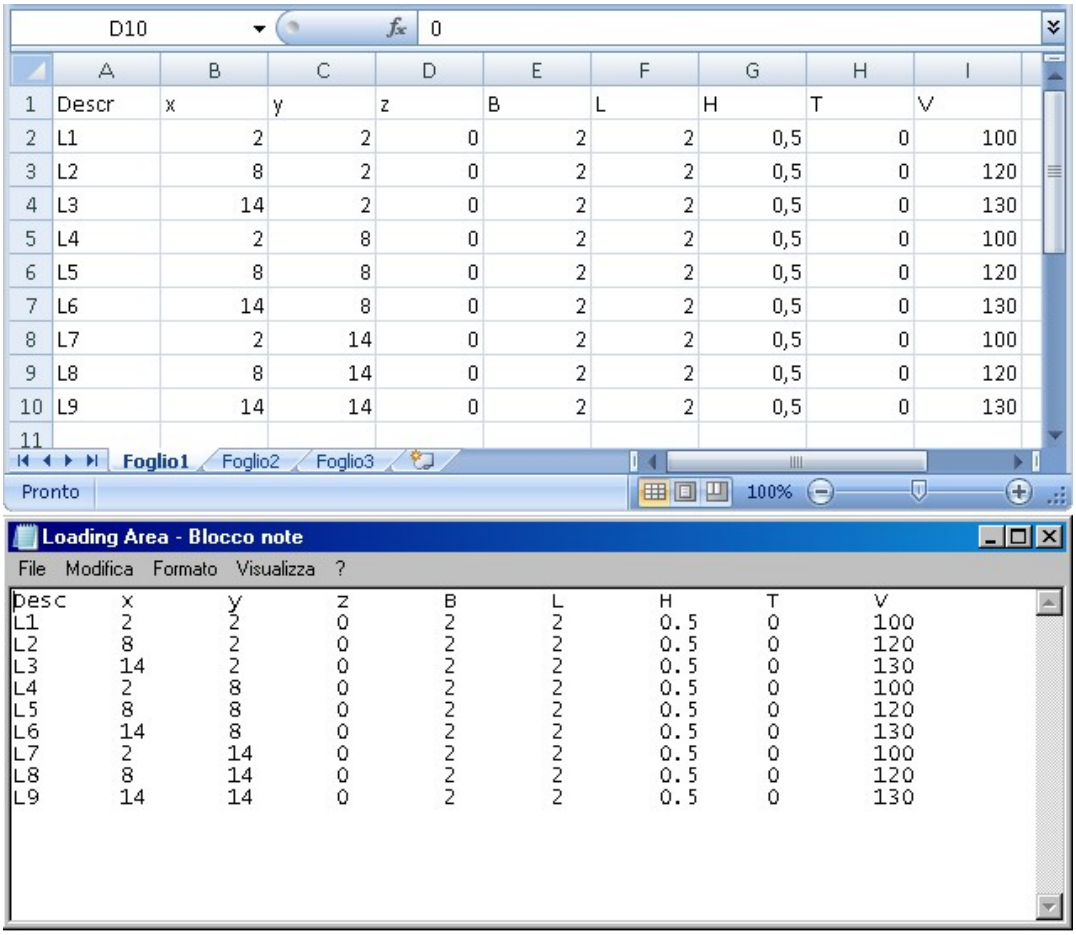
E' possibile intervenire sul passo di costruzione della mesh, sia lungo l'ascissa x che lungo la coordinata y, sulla densità delle curve di isocedimento, sulla dimensione dei testi.
È possibile, inoltre, scegliere di visualizzare il valore del cedimento e le curve di isocedimento. Il fattore di scala delle texture e del cedimento, infine, permettono di migliorare la visualizzazione dei risultati.
Vengono generati i risultati che sono riprodotti nel grafico insieme alla mesh utilizzata. Scorrendo con il mouse il disegno viene riportato il valore del cedimento del terreno in corrispondenza del puntatore. Finita l'analisi è possibile creare una sezione in corrispondenza della linea tratteggiata rossa che può essere adattata secondo le proprie esigenze usando il mouse oppure impostando i valori testuali nel menu.

L'opzione **"Visualizza tabella"** visualizza i valori dei cedimenti in corrispondenza delle distanze per la sezione calcolata.

Dal menu in alto è possibile avere una visualizzazione solida in 3D del lavoro utilizzando il comando **"Rendering".**
L'opzione 2D riporta la visualizzazione in pianta.

Importazione di file esterni

Per effettuare l'analisi dei cedimenti differenziali è sufficiente preparare un file come indicato in Figura:



Descr	x	y	z	B	L	H	T	V
L1	2	2	0	2	2	0,5	0	100
L2	8	2	0	2	2	0,5	0	120
L3	14	2	0	2	2	0,5	0	130
L4	2	8	0	2	2	0,5	0	100
L5	8	8	0	2	2	0,5	0	120
L6	14	8	0	2	2	0,5	0	130
L7	2	14	0	2	2	0,5	0	100
L8	8	14	0	2	2	0,5	0	120
L9	14	14	0	2	2	0,5	0	130

Desc	x	y	z	B	L	H	T	V
L1	2	2	0	2	2	0.5	0	100
L2	8	2	0	2	2	0.5	0	120
L3	14	2	0	2	2	0.5	0	130
L4	2	8	0	2	2	0.5	0	100
L5	8	8	0	2	2	0.5	0	120
L6	14	8	0	2	2	0.5	0	130
L7	2	14	0	2	2	0.5	0	100
L8	8	14	0	2	2	0.5	0	120
L9	14	14	0	2	2	0.5	0	130

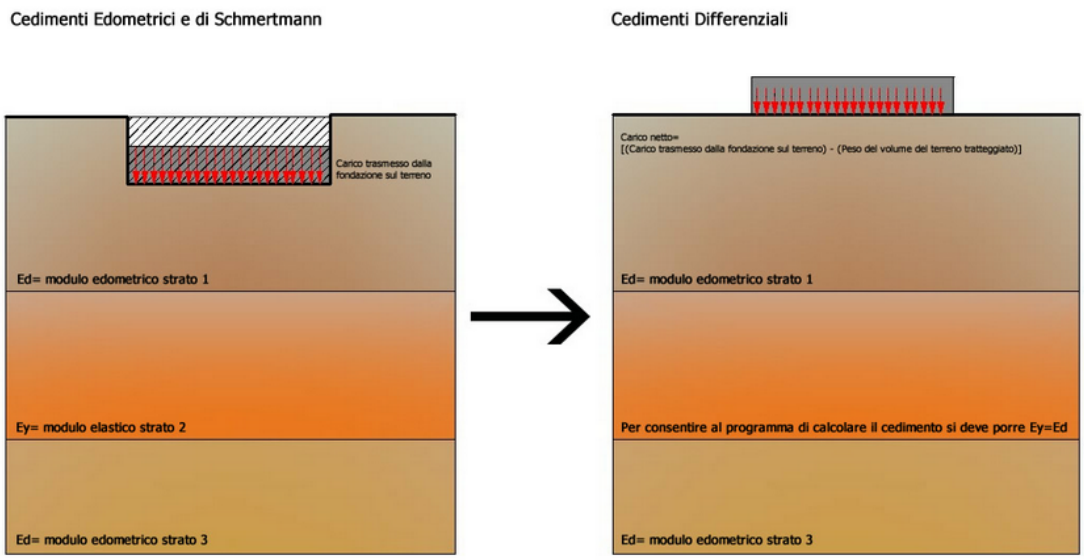
Esempio dei file di importazione ammessi

Il file creato deve essere salvato in formato TXT e i valori separati da tabulazione. L'esempio in figura si trova all'interno della cartella di installazione di Loadcap.

*Per importare il file selezionare il comando **Importa da file***

Calcolo dei cedimenti differenziali
I cedimenti differenziali calcolati dal programma sono a tutti gli effetti dei cedimenti edometrici, il programma li calcola sfruttando la teoria della **consolidazione monodimensionale di Terzaghi**.
I valori dei cedimenti calcolati nella sezione "Cedimenti edometrici e di Schmertmann" e nel modulo dei "Cedimenti differenziali" sono confrontabili purchè si sottrae il peso del terreno (Vedi immagine seguente). Il cedimento differenziale viene calcolato solo negli strati

in cui è presente il modulo edometrico, in presenza solo di modulo elastico il programma non calcola il cedimento.



6 Verifica a liquefazione

Per ogni strato è visualizzata la verifica a liquefazione con il metodo proposto dal *CNR e suggerito dal GNDT*. La verifica viene eseguita solo in presenza di accelerazione sismica, terreni incoerenti sotto falda.
Metodo del C.N.R. - GNDT - Tokimatsu e Yoshimi (1983)

Per il calcolo della resistenza a liquefazione si utilizza la seguente relazione:

$$R = 0.26 \cdot \left[0.16 \cdot \sqrt{N_a} + \left(0.21 \cdot \sqrt{N_a} \right)^4 \right]$$

con

$$N_a = N_m \cdot \left(\frac{1.7}{\sigma_v + 0.7} \right) + N_1$$

Se il valore di Na> 25 oppure FS>1.25 il programma considera il livello nliquefacibile

Ved. Caratteristiche strati.

Per la teoria su questo argomento consultare i cenni teorici

7 Grafici

Diagramma tensioni

Visualizza un diagramma in cui è riportato l'andamento delle tensioni nel sottosuolo, valutate al centro della fondazione, in funzione della profondità z con la teoria di Boussinesq o di Westergaard (in base alla scelta effettuata in Bulbo tensioni).

Parametri Grafici

Il comando consente di modificare i parametri dei grafici di output (carico limite-base della fondazione, carico limite-profondità del piano della fondazione), di scegliere l'autore con cui si vogliono calcolare le tensioni nel sottosuolo, agire sull'opzione di scelta (lunghezza della fondazione) nella tabella report diagrammi.

Esempio: *modificando il valore del passo della profondità del piano di posa della fondazione si modificherà la scala di rappresentazione lungo l'asse x del grafico (Q, D).*

Report Diagrammi

Visualizza una tabella in cui sono riportati i diversi valori del carico ammissibile in funzione della profondità del piano di posa D e della larghezza B, per ogni lunghezza L scelta tra quelle proposte. La tabella è ricostruita in base alle Impostazioni generali dei grafici assegnate nel menu.

Grafico carico limite-Profondità (Q,D)

Visualizza un diagramma in cui è riportato l'andamento del carico limite valutato con i metodi scelti in funzione della profondità del piano di posa D. Per ogni coppia di valori della base B e della lunghezza L è costruito un diagramma, che può essere copiato dal comando Copia del menù Modifica o stampato dal menù Output.

Grafico carico limite-Base (Q-B)

Visualizza un diagramma in cui è riportato l'andamento del carico limite valutato con i metodi scelti in funzione della larghezza della fondazione B. Per ogni coppia di valori del piano di posa D e della lunghezza L è costruito un diagramma, che può essere copiato dal comando Copia del menù Modifica o stampato dal menù Output.

8 Visualizza

Gestione legende

Consente di personalizzare la legenda degli strati (Parametri dello strato da includere, posizione).

Cunei di rottura

Visualizza nell'area di lavoro le zone di rottura attiva, passiva e di transizione.

Bulbi tensioni

Visualizza nel foglio di lavoro i bulbi delle tensioni, ossia l'andamento con la profondità del rapporto q/q0, dove q è la pressione indotta dal carico applicato q0 sul piano di posa. L'incremento di tensione al di sotto della fondazione può essere valutato con il metodo di Boussinesq o con quello di Westergaard.

- Costruzione bulbo tensioni

Pressione normale di progetto
Pressione normale di progetto (pressione massima o media trasferita dalla sovrastruttura, inclusa la fondazione, al terreno) per la valutazione delle tensioni.

Lunghezza fondazione
Corrisponde alla sezione della fondazione rispetto alla quale viene rappresentato il bulbo. Ad esempio se si inserisce il 50% il bulbo verrà disegnato in mezzeria quindi i valori di tensione saranno riferiti alla sezione di mezzeria della fondazione.

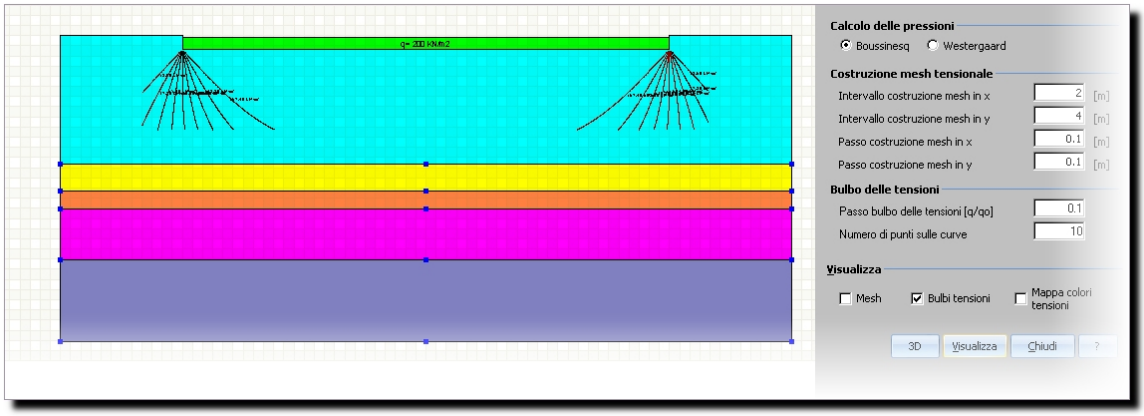
Intervallo costruzione mesh in x e passo
Ampiezza, lungo l'asse delle ascisse, della meshatura necessaria alla costruzione del bulbo delle tensioni. Il passo rappresenta l'ampiezza delle celle.

Intervallo costruzione mesh in y
Ampiezza, lungo l'asse delle ordinate, della meshatura necessaria alla costruzione del bulbo delle tensioni.

Nota:

Può verificarsi che, come illustrato in Figura, i bulbi delle tensioni siano parzialmente visibili.

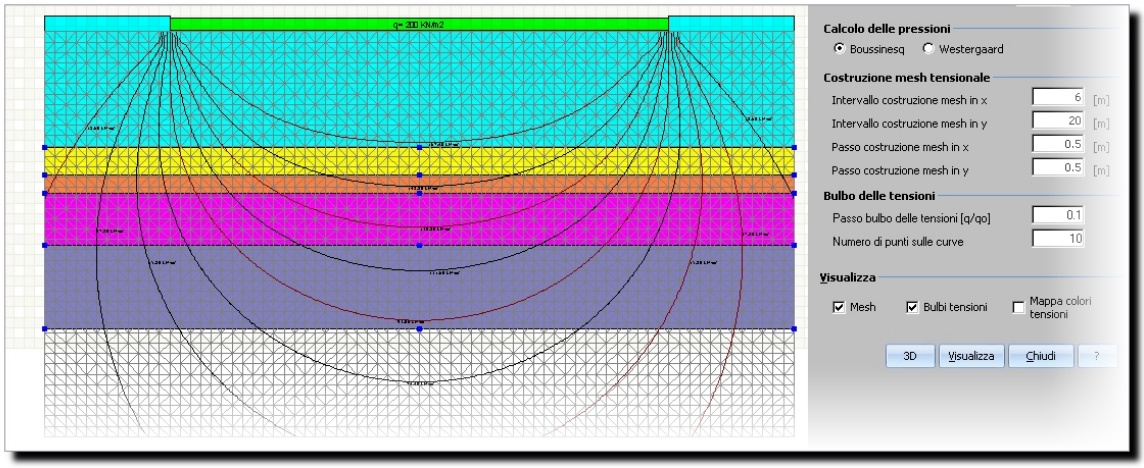
Per poterli visualizzare completamente o in maniera più ampia bisogna calibrare sulla base delle dimensioni della fondazione i valori predefiniti dell'intervallo e del passo di costruzione mesh sia in direzione x che in direzione y come evidenziato in Figura



Bulbi delle pressioni, mesh tensionale non correttamente assegnata

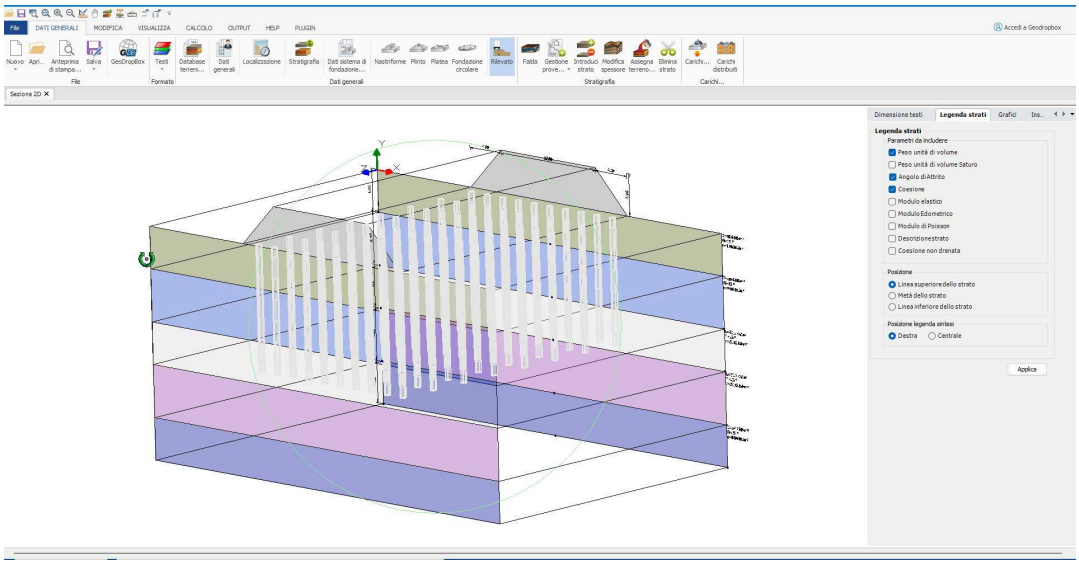
Mesh
Visualizza sul foglio di lavoro la rete a maglie triangolari per la costruzione dell'andamento dello stato tensionale al di sotto del piano di posa.

Mappa colori tensioni
Visualizza i bulbi delle tensioni sotto forma di aree colorate.



Bulbi delle pressioni, mesh tensionale correttamente assegnata

Visualizzazione 3D
È possibile visualizzare lo schema di calcolo tridimensionalmente, così come Mesh, Bulbi tensione, Cunei di rottura, Mappa colori tensioni:



9 Output

Opzioni

Consente di assegnare i retini litologici, la grafica dell'area di lavoro, le uscite in formato testo (margini della pagina, tabelle, scegliere se includere la teoria in relazione) inoltre è possibile scegliere il sistema di misura con cui lavorare (S.I. o Tecnico) ed impostare i dati della società.

Crea relazione

Esporta la relazione, contestualmente è possibile scegliere se includere la teoria e disegnare il bordo delle tabelle.

Esporta in Dxf

Consente di produrre il disegno dell'area di lavoro(fondazione, strati, legende, quote...)

Esporta Bitmap

Verrà salvata un'immagine dell'area di lavoro

Esporta GFAS ed Esporta Slope

Preparerà i file da poter importare in GFAS (solutore agli elementi finiti per la meccanica dei terreni) e Slope (software per l'analisi di stabilità dei pendii in terreni sciolti o rocciosi) entrambi prodotti dalla Geostru Software.

10 Geoapp

Geoapp: la più grande suite del web per calcoli online

Gli applicativi presenti in Geostru Geoapp sono stati realizzati a supporto del professionista per la soluzione di molteplici casi professionali.
Geoapp comprende oltre 40 applicazioni per: Ingegneria, Geologia, Geofisica, Idrologia e Idraulica.

La maggior parte delle applicazioni sono **gratuite**, altre necessitato di una **sottoscrizione** (subscription) mensile o annuale.

Perchè si consiglia la subscription?

Perchè una subscription consente di:

- usare applicazioni professionali ovunque e su qualunque dispositivo;
- salvare i file in cloud e sul proprio PC;
- riaprire i file per elaborazioni successive;
- servizi di stampa delle relazioni ed elaborati grafici;
- notifica sull'uscita di nuove applicazioni ed inclusione automatica nel proprio abbonamento;
- disponibilità di versioni sempre aggiornate;
- servizio di assistenza tramite Ticket.

10.1 Sezione Geoapp

Generale ed Ingegneria, Geotecnica e Geologia

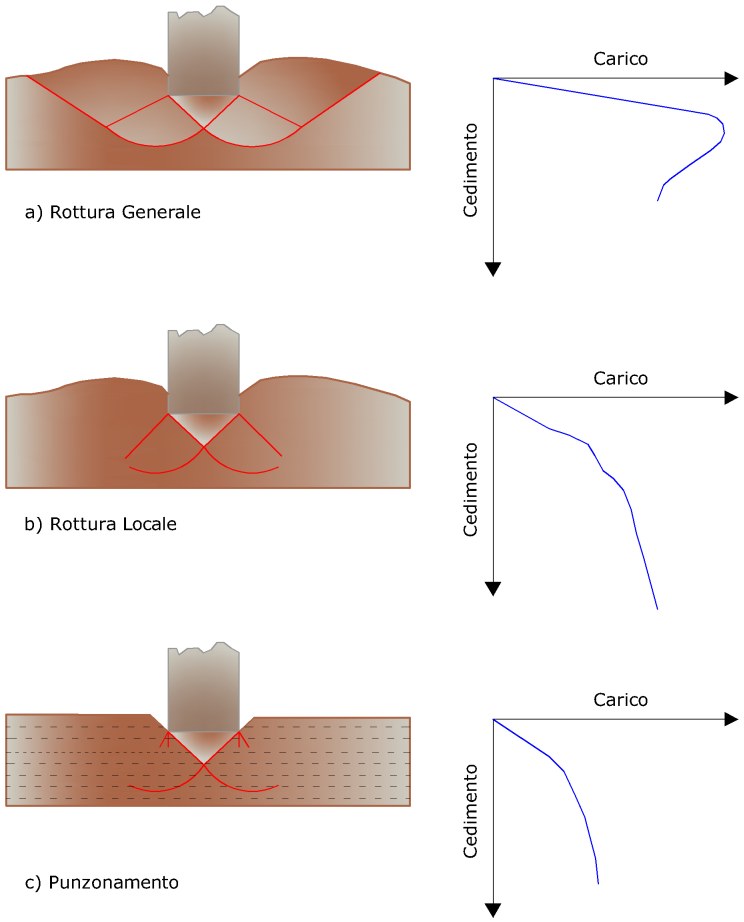
Tra le applicazioni presenti, una vasta gamma può essere utilizzata per Loadcap. A tale scopo si consigliano i seguenti applicativi:

- Carico limite e cedimenti
- Tensioni litostatiche
- Coefficiente di reazione orizzontale pali di fondazione
- Liquefazione (Boulanger 2014)
- Terre rinforzate

11 Cenni teorici

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura *(metodo di Frohlich)*, oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo *(metodo di Prandtl e successivi)*.
Osservazioni sperimentali hanno dimostrato che il terreno può arrivare a rottura attraverso tre meccanismi *(vedi Figura seguente)*:

La rottura generale è caratterizzata dalla formazione di superfici di scorrimento ben definite che parte della fondazione e raggiunge il piano di campagna, e da un rigonfiamento del terreno ai lati della fondazione.
La rottura per punzonamento in cui l'affondamento della fondazione è reso possibile dalla formazione di piani di taglio verticali, lungo il perimetro, senza generare superfici di scorrimento.
La rottura locale, corrisponde al formarsi ancora di una chiara superficie di scorrimento al di sotto della fondazione, che tuttavia si disperde nel terreno adiacente, si evidenzia una timida tendenza al rigonfiamento laterale del terreno.



Tipi di rottura del terreno

Le soluzioni disponibili per il calcolo del carico limite sono basate sull'assunzione del comportamento del terreno rigido-plastico e sono perciò, a stretto rigore, applicabili solo al caso di rottura generale.
Si può dimostrare che il carico limite di un terreno è la somma di tre fattori: peso del terreno γ', sovraccarico q' e coesione c'; le soluzioni oggi disponibili sono state ricavate dalla sovrapposizione di singoli problemi indipendenti .

Prandtl (1921) ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

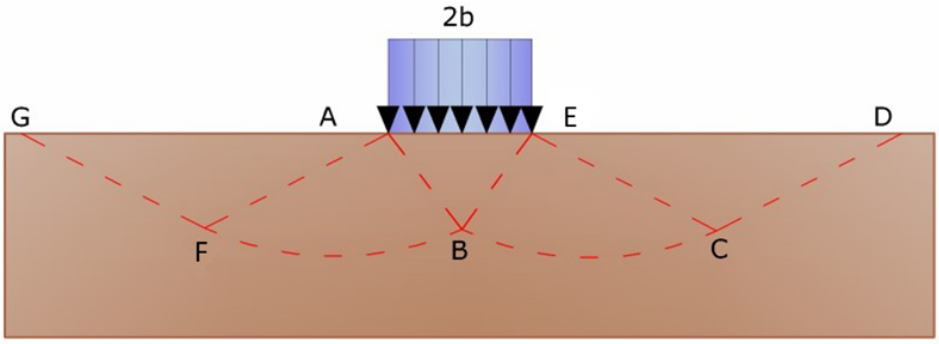
$$\tau = c' + \sigma' \cdot tg\varphi'$$

valida anche per i terreni.

Le ipotesi e le condizioni introdotte da Prandtl sono le seguenti:

- Comportamento rigido - plastico.
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione (1-1).
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza 2b (stato di deformazione piana).
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.
- Assenza di sovraccarico ai bordi della fondazione (q'=0).

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie GFBCD *(vedi Figura).* Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45°+\varphi/2$ rispetto all'orizzontale.
Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di spirali logaritmiche. I poli di queste sono i punti A ed E.
Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45°+\varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Soluzione di Prandl

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento. Si arriva quindi alla soluzione esatta esprimibile nella forma:

$$q_{lim} = c' \cdot B$$

dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito j' del terreno. Per $\varphi' \neq 0$ il fattore B= 5,14.
Nel caso particolare di terreno privo di coesione (c'=0, $\gamma' \neq 0$) risulta q'=0, secondo la teoria di Prandl, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico ad sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Questa teoria, anche se non applicabile praticamente, ha dato inizio a tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti Caquot si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma ad una profondità h, con h<2b; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma'=0$, $\varphi' \neq 0$, c'=0, rappresenta un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza. Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'equazione esatta:

$$q_{lim} = A \cdot \gamma' + B \cdot c'$$

che sicuramente è un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno. Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto Terzaghi assegna ai lati **AB** ed **EB** del cuneo di Prandtl una inclinazione Y rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di Y in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.
L'ipotesi γ' =0 per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q_{lim} = A \cdot \gamma' \cdot h + B \cdot c' + C \cdot \gamma' \cdot b$$

in cui:

C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito j del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo j prima definito;
b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, Terzaghi passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da Terzaghi sull'effettivo comportamento del terreno.
Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, Terzaghi invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.
In essi, infatti, la curva *carichi-cedimenti* presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo *(comportamento elasto-plastico)*; la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).
In un terreno molto sciolto, invece, la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno *(rottura locale)*; di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.
Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione nel calcolo del carico limite, il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$tg\varphi'_{rid} = 2/3 \cdot tg\varphi'$$
$$c'_{rid} = 2/3 \cdot c'$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2\cos^2(45 + \varphi'/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi'/2)\tan\varphi'}$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\varphi'$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\varphi'}{2}\left(\frac{k_{p\gamma}}{\cos^2\varphi'} - 1\right)$$

Tipo di fondazione			
	Nastriforme	Circolare	Quadrata
s_c	1.0	1.3	1.3
s_γ	1.0	0.6	0.8

Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.
Egli introdusse un coefficiente $s_{q'}$ che moltiplica il fattore Nq, fattori di profondità di ed ii pendenza, per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.
I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BD *(v. meccanismo Prandtl)*, considerando valori

approssimati del taglio che si sviluppa nel terreno al di sopra del piano di posa. I fattori di N vengono riportati in Tabella.

Carico verticale $q_{ult} = c' \cdot N_{c'} \cdot s_{c'} \cdot d_{c'} + \gamma' \cdot D \cdot N_{q'} \cdot s_{q'} \cdot d_{q'} + 0.5$

Carico inclinato $q_{ult} = c' \cdot N_{c'} \cdot i_{c'} \cdot d_{c'} + \gamma' \cdot D \cdot N_{q'} \cdot i_{q'} \cdot d_{q'} + 0.5$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

Fattori di	Valore	Per
Forma	$s_c = 1 + 0.2 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$	qualsiasi φ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot K_p \frac{B}{L}$	φ >10
	$s_q = s_\gamma = 1$	φ =0
Profondità	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$	qualsiasi φ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$	φ >10
	$d_q = d_\gamma = 1$	φ =0
Inclinazione dove : $K_p = \tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$ θ=inclinazione della risultante sulla verticale	$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$	qualsiasi φ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2$	φ >10
	$i_\gamma = 0$	φ =0

Fattori di forma, profondità ed inclinazione che compaiono nella formula di Meyerhof

Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di Meyerhof; le estensioni consistono nell'introduzione di bi che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore gi per terreno in pendenza. La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B, quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione (vedi Tabella), senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

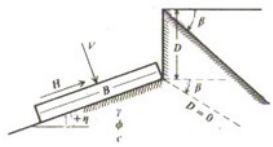
Fattori di forma	Fattori di profondità	Fattori di inclinazione del carico	Fattori di inclinazione del terreno	Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione
$s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}$	$d'_c = 0.4k$	$i'_c = 0.5 - 0.5\sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$	$g'_c = \frac{\beta}{147}$	$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$
$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$	$d_c = 1 + 0.4k$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$
$s^{***}_c = 1$	$d_q = 1 + 2\tan\varphi(1 - \sin\varphi)k$	$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot\varphi}\right)^5$	$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5\tan\beta)^5$	$b_q = \exp(-2\eta\tan\varphi)$
$s_q = 1 + \frac{B}{L}\tan\varphi$	$d_\gamma = 1 \forall \quad \phi$	$i^*_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot\varphi}\right)^5$		
$s_\gamma = 1 - 0.4\frac{B}{L}$		$i^{**}_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot\varphi}\right)^5$		

$k = \frac{D}{B}$ se $\frac{D}{B} \le 1$

$k = \tan^{-1}\frac{D}{B}$ (rad) se $\frac{D}{B} > 1$

* $\eta = 0$
** $\eta > 0$
*** fondazioni nastriformi

Note: $\beta + \eta \le 90°$
$\beta \le \phi$



- le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.
- A_f= area efficace della fondazione (B' x L')
- D profondità della fondazione nel terreno da utilizzarsi con B e non B'.
- c_a è l'aderenza alla base, pari alla coesione o a una sua frazione propria

Fattori proposti da Hansen per il calcolo del qlim

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Fattori di profondità per ϕ =0

Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_g come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan(\varphi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno *(fondazione su pendio)* e del piano di fondazione *(base inclinata).*

Brinch-Hansen (EC 7 - EC 8)

Affinché una fondazione possa sostenere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo):

$$V_d \leq R_d$$

dove:

- **V_d** è il carico di progettto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa;
- **R_d** è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali , tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto Rd, nei terreni a grana fine, si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine.

Il carico limite di progetto in **condizioni non drenate** si calcola come:

$$\frac{R}{A'} = (2+\pi)\cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c + q$$

dove:

$A'=B'\cdot L'$	Area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.
c_u	Coesione non drenata
q	Pressione litostatica totale sul piano di posa
$s_c=1+0.2\cdot\left(\frac{B'}{L'}\right)$	Fattore di forma per fondazioni rettangolari
$s_c=1.2$	Fattore di forma per fondazioni quadrate o circolari
$i_c=0.5\cdot\left(1+\sqrt{1-\frac{H}{A'c_u}}\right)$	Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H
$b_c=1-\frac{2\cdot\alpha}{(\pi+2)}$	Fattore correttivo che tiene conto dell'inclinazione della base di fondazione

Per le **condizioni drenate** il carico limite di progetto è calcolato come segue.

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

$$N_c = \left(N_q - 1\right) \cdot \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot \left(N_q - 1\right) \tan \varphi'$$

Fattori di forma		Fattori di inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H	
$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \cdot \text{sen}\varphi'$	rettangolare	$i_q = \left[1 - H/\left(V + A' \cdot c' \cdot \cot\varphi'\right)\right]^m$	$m_B = \left[2 + (B'/L')\right]/\left[1 + (B'/L')\right]$ se $H // B'$ $m_L = \left[2 + (L'/B')\right]/\left[1 + (L'/B')\right]$ se $H // L'$ Se H forma un angolo θ con la direzione di L' $m = m_\theta = m_L \cos^2\theta + m_B \sin^2\theta$
$s_q = 1 + \text{sen}\varphi'$ $s_\gamma = 0.7$	quadrata o circolare	$i_\gamma = \left[1 - H/\left(V + A' \cdot c' \cdot \cot\varphi'\right)\right]^{m+1}$	
$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$	rettangolare	$i_c = i_q - (1 - i_q)/N_c \cdot \tan\varphi'$	
$s_c = (s_q \cdot N_q - 1)/(N_q - 1)$	rettangolare, quadrata o circolare		

Fattori correttivi proposti da Brinch-Hansen nel calcolo di q_{lim}

Oltre ai fattori correttivi riportati nella Tabella precedente verranno considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Meyerhof e Hanna (1973)

Tutta la trattazione teorica della rottura per carico limite del terreno è stata basata sull'ipotesi che il terreno di fondazione sia omogeneo ed isotropo fino a notevole profondità.

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perchè, in natura, il terreno presenta disomogeneità litologica per cui può essere costituito da diverse percentuali delle componenti granulometriche come ghiaia, sabbia, limo e argilla.

Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno.

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore

a profondità D dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato. Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

In entrambi i casi verrà presentata un'analisi generale per (c =0) e si dimostrerà che la stessa analisi sarà valida anche nel caso di terreni sabbiosi o argillosi.

Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: *Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)*

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello. Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

Si riporta la trattazione di Meyerhof (1974) e Meyerhof e Hanna (1978).

Caso 1: strato più resistente che sovrasta un deposito più debole

Nella figura 12.16 (a) è rappresentata una fondazione di larghezza B e profondità D in uno strato di terreno resistente (strato 1). Lo strato debole si trova a distanza H dal piano di posa della fondazione.

Se si verificano le condizioni per cui la distanza H non è sufficientemente ampia, oppure, si ha un carico eccezionale, una parte dello stesso carico verrà trasferito oltre il livello mn. Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza H è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato in Figura 12.16b.

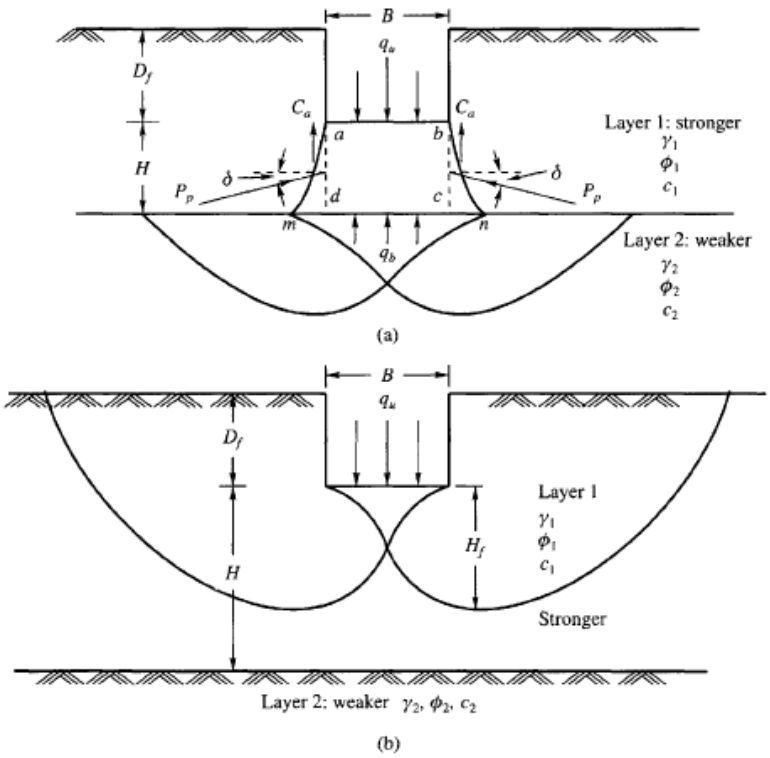


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

Il carico limite negli strati 1 e 2 può essere espresso dalle seguenti relazioni:

Strato 1

$$q_1 = c_1 N_{c1} + \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma 1}$$

Strato 2

$$q_2 = c_2 N_{c2} + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma 2}$$

Dove:

N_{c1}, $N_{\gamma 1}$ = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio φ_1

N_{c2}, $N_{\gamma 2}$ = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio φ_2

Se il piano di posa della fondazione si trova ad una distanza Df rispetto al piano campagna e la distanza H è relativamente grande l'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_u = q_t = c_1 N_{c1} + q'_o N_{q1} + \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma 1}$$

Se q_1 è maggiore di q_2 e se la distanza H non è sufficiente a formare una condizione di plasticizzazione completa nello strato 1, allora la rottura è legata alla spinta del terreno che si sviluppa dallo strato più debole allo strato più resistente.
La formulazione per la stima del carico limite diventa:

$$q_u = q_b + \frac{2(C_a + P_p \sin\delta)}{B} - \gamma_1 H$$

Dove:

q_b= carico limite nello strato 2

P_p= spinta passiva

δ= angolo di inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

C_a= adesione

$$P_p = \frac{\gamma_1 H^2}{2\cos\delta}\left(1 + \frac{2D_f}{H}\right)K_p$$

Caso 2: strato superiore denso, strato inferiore argilla satura (φ_2=0)

IL valore del carico limite per lo strato più denso può essere espresso dalla relazione seguente:

$$q_b = c_2 N_{c2} s_{c2} + \gamma_1 (D_f + H)$$

Operando opportune sostituzioni si ottiene:

$$q_b = \quad 1+0.2\frac{B}{L} \quad 5.14c_2 + \gamma_1(D_f + H)$$

Per c_1=0 q_t si ricava da:

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q1} s_{q1} + \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma 1} s_{\gamma 1}$$

L'espressione del carico limite q_u valida per fondazioni rettangolari è:

$$q_u = \quad 1+0.2\frac{B}{L} \quad 5.14c_2 + \frac{\gamma_1 H^2}{B} \quad 1+\frac{2D_f}{H} \quad 1+\frac{B}{L} \quad K_s \tan\phi_1$$
$$+\gamma_1 D_f \le \gamma_1 D_f N_{q1} s_{q1} + \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma 1} s_{\gamma 1}$$

Caso 3: strato superiore sabbia densa , strato inferiore sabbia sciolta (C1=C2=0)

In questo caso il valore del carico limite può essere espresso da:

$$q_u = \gamma_1(D_f + H)N_{q2} s_{q2} + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma 2} s_{\gamma 2}$$
$$+\frac{\gamma_1 H^2}{B} \quad 1+\frac{B}{L} \quad 1+\frac{2D_f}{H} \quad K_s \tan\phi_1 - \gamma_1 H \le q_t$$

where $q_t = \gamma_1 D_f N_{q1} s_{c1} + \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma 1} s_{\gamma 1}$

Caso 4: strato superiore argilla rigida satura (φ_1=0), strato inferiore argilla molle satura (φ_2=0)

$$q_u = \quad 1+0.2\frac{B}{L} \quad 5.14c_2 + \quad 1+\frac{B}{L} \quad \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 D_f \le q_t$$

$$q_t = \quad 1+0.2\frac{B}{L} \quad 5.14c_1 + \gamma_1 D_f$$

Richards et al., 1993

Richards, Elms e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio che segue il metodo di Newmark (*cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana).* Glia autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite nel seguente modo:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

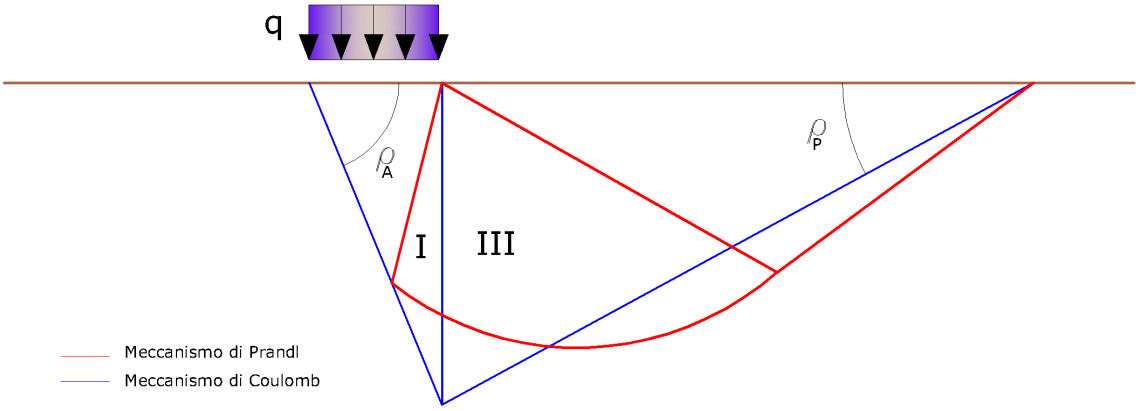
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Gli autori hanno, inoltre, esaminato un meccanismo di tipo Coulomb, con un approccio che segue quello dell'equilibrio limite, considerando anche le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella Figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene considerata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (q_{lim})

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno φ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi)\cdot(\tan(\varphi)\cdot\cot(\varphi))\cdot(1+\tan(\delta)\cdot\cot(\varphi))} - \tan(\varphi)}{1+\tan(\delta)\cdot(\tan(\varphi)+\cot(\varphi))} \right\}$$

$$\rho_P = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi)\cdot(\tan(\varphi)\cdot\cot(\varphi))\cdot(1+\tan(\delta)\cdot\cot(\varphi))} + \tan(\varphi)}{1+\tan(\delta)\cdot(\tan(\varphi)+\cot(\varphi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta)\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi)}{\cos(\delta)}}\right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta)\left\{1-\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi)}{\cos(\delta)}}\right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo φ=0.5δ, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un analisi di tipo Prandtl. Richards et al. (1993) hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb (al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni k_h g e k_v g, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a k_h g e k_v g. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_a e ρ_p, nonché di K_A e K_P, rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1+\tan^2(\varphi-\vartheta))\cdot[1+\tan(\delta+\vartheta)\cdot\cot(\varphi-\vartheta)]} - \tan(\varphi-\vartheta)}{1+\tan(\delta+\vartheta)\cdot(\tan(\varphi-\vartheta)+\cot(\varphi-\vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1+\tan^2(\varphi-\vartheta))\cdot[1+\tan(\delta+\vartheta)\cdot\cot(\varphi-\vartheta)]} - \tan(\varphi-\vartheta)}{1+\tan(\delta+\vartheta)\cdot(\tan(\varphi-\vartheta)+\cot(\varphi-\vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi-\vartheta)}{\cos(\vartheta)\cdot\cos(\delta+\vartheta)\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi-\vartheta)}{\cos(\delta+\vartheta)}}\right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi-\vartheta)}{\cos(\vartheta)\cdot\cos(\delta+\vartheta)\left\{1-\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi-\vartheta)}{\cos(\delta+\vartheta)}}\right\}^2}$$

I valori di N_q e N_g sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1-k_v}$$

Nella Tabella sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$\varphi = 30°$

$\delta = 15°$

E per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	Nq	Nγ	Nc
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per φ=30°

Carico limite di fondazioni su roccia

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l' RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo pari a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di *Terzaghi*, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte in un capitolo di Deere nel libro di *Stagg e Zienkiewicz (1968)* in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$N_c = 5\tan^4\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.

La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} \cdot (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e φ.

Verifica a slittamento

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di componenti: una delle componenti è dovuta all'adesione, l'altra è dovuta all'attrito fondazione-terreno. La resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo

una percentuale indicata dall'utente. La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

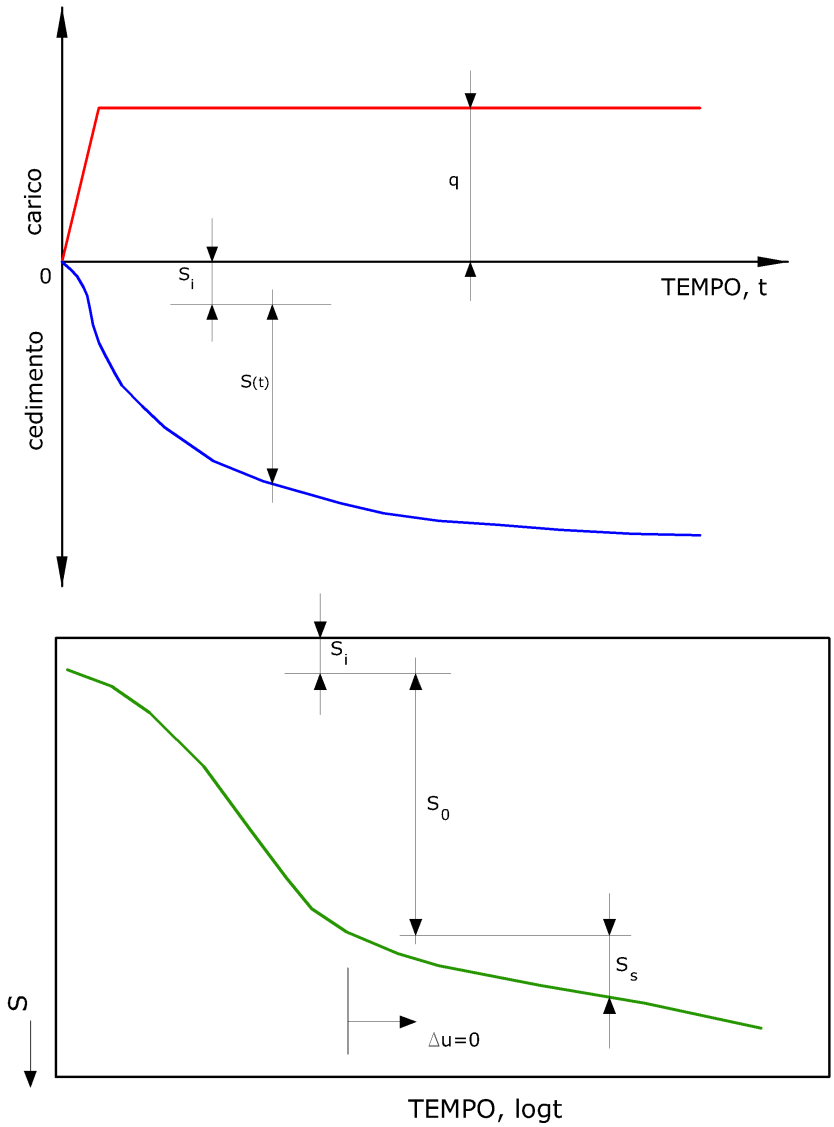
$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan\delta + c_a \cdot A'$$

dove:

N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale;
δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base della fondazione;
c_a è l'adesione plinto-terreno;
A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro del applicata la risultante.

Calcolo dei cedimenti

L'applicazione di un carico di dimensioni finite su un terreno coesivo genera una serie di fenomeni che possono essere schematizzati come illustrato in Figura.



Tipi di cedimento

1. Durante la fase di carico si sviluppano nel terreno delle sovrapressioni dell'acqua interstiziale Δu, e data la bassa permeabilità del terreno è lecito assumere che, nell'ambito delle usuali velocità di applicazione del carico, ci si trovi in condizioni non drenate.Lo strato di argilla si deforma a volume pressochè costante e il cedimento che ne consegue è indicato come cedimento immediato.
2. L'instaurarsi del drenaggio, con il progressivo trasferimento del carico dalla fase fluida allo scheletro solido, comporta ulteriori cedimenti, la cui velocità nel tempo è legata principalmente alle condizioni di drenaggio. Il processo è noto come consolidazione primaria l'analisi viene condotta con i vari modelli della teoria della consolidazione. Il cedimento che consegue a tale processo di espulsione dell'acqua dai vuoti interstiziali è indicato come cedimento di consolidazione.

3. Infine,anche quando le sovrapressioni interstiziali ai sono dissipate ($\Delta u=0$), continuano ad esserci nel tempo assestamenti dovuti a deformazioni viscose in condizioni drenate, e il cedimento è noto come cedimento secondario .

Il comportamento dei terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie) risulta macroscopicamente diverso da quelli a grana fine (limi ed argille) a causa della diversa permeabilità.
In questo caso si parlerà di cedimento iniziale e secondario per indicare gli assestamenti di natura elasto-plastica e quelli dovuti a fenomeni di natura viscosa.

Cedimenti elastici

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni B'x L' posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier, 1951):

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \frac{1-\mu^2}{E_s}\left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu}\cdot I_2\right)\cdot I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 è intensità della pressione di contatto;
B' è la minima dimensione dell'"area reagente";
E_s e m sono i parametri elastici del terreno;
I_i =f(L'/B', H, m, D) sono i coefficienti di influenza dipendenti dal rapporto L'/B', spessore dello strato H, coefficiente di Poisson ν, profondità del piano di posa D.
I_F coefficiente di influenza.

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934) (V. Bowles)*, in funzione del rapporto M=L'/B' ed N=H/B, utilizzando B'=B/2 e L'=L/2 per i coefficienti Ii relativi al centro e B'=B e L'=L per i coefficienti Ii relativi al bordo. Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B. In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S:

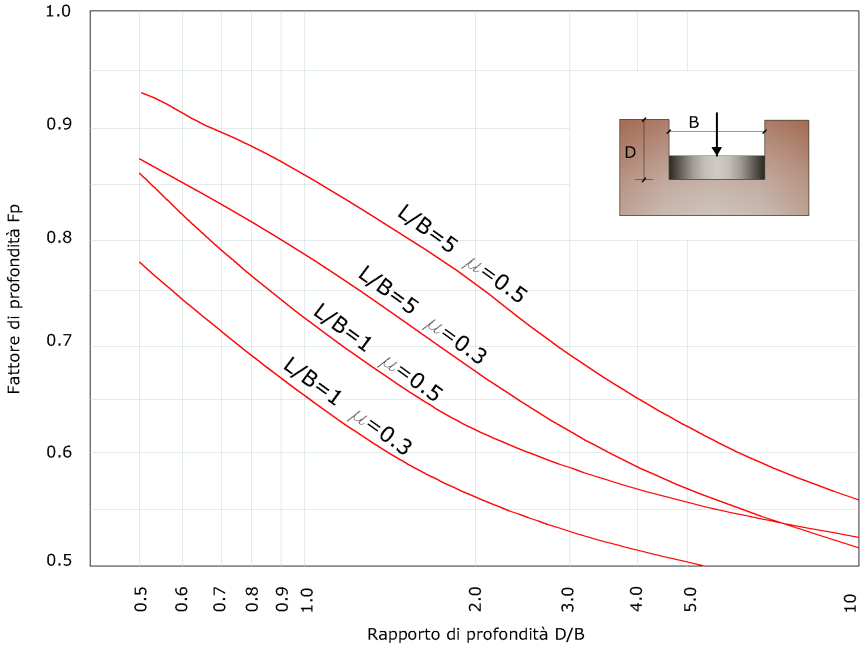
$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \cdot I_2$$

Si può scrivere la relazione (1) nella forma più compatta:

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S \cdot I_F$$

L'equazione può applicarsi a fondazioni flessibili o rigide con opportune modifiche del valore di I_s.
L'autore analizzando un certo numero di casi ha concluso che l'equazione formulata precedentemente, per fornire dei buoni risultati deve essere applicata come segue:

1. Effettuare la migliore stima di q_0;
2. Covertire la fondazione, se circolare,in una fondazione quadrata equivalente.
3. Determinare il punto dove calcolare il cedimento e suddividere la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno ovvero di uno spigolo interno comune a più rettangoli .
4. Lo spessore dello strato H responsabile del cedimento va preso come il minimo dei due seguenti valori : profondità z=5B dove B è la minima dimensione complessiva della base della fondazione; profondità alla quale si trova uno strato duro (E_S dello strato deve essere 10 volte circa il valore dello spessore adiacente).
5. Calcolare correttamente il rapporto H/B'. Per uno spessore dello strato H=z=5B si trova, per il centro di fondazione H/B'=5B/0,5B=10B, per uno spigolo 5B/B=5.
6. Ricavare I_s operando una stima accurata di m e ricavando i coefficienti di influenza I1 ed I2 dalla tabella proposta dallo stesso autore.
7. Ricavare I_F con l'ausilio della Figura seguente.
8. Ottenere E_s nello spessore dello strato z=H come media pesata dei valori di E_{si} dei singoli strati nello spessore H_i.

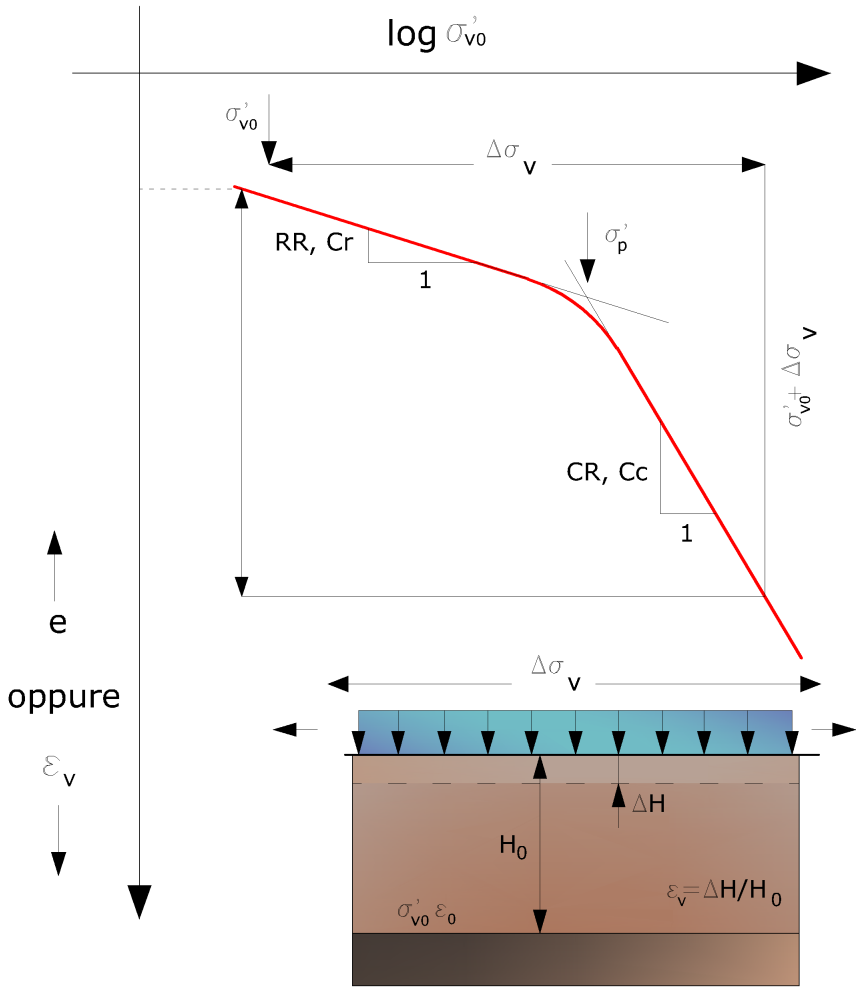


Coefficiente di influenza I_F per una fondazione collocata a profondità D.

Cedimento edometrico

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale *(Terzaghi-1943)*, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.Tuttavia, la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.Con riferimento allo schema riportato in Figura, il cedimento ΔH di uno strato di spessore iniziale H_0 risulta dato da:

$$\Delta H = H_0 \cdot \left[RR \cdot \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \right]$$



Cedimento edometrico

L' approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

1. il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità *(approccio di Boussinesq, Westergaard ...);*
2. la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

se si tratta di un terreno sovraconsolidato (OCR>1), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0}=\sigma'_p$), le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR è il rapporto di ricompressione;
CR è il rapporto di compressione;
H_0 è lo spessore iniziale dello strato;
σ'_{v0} è la tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;
$\Delta\sigma_v$ è l' incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.
L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione vengono utilizzate sia per le argille che per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione.
Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

in cui:

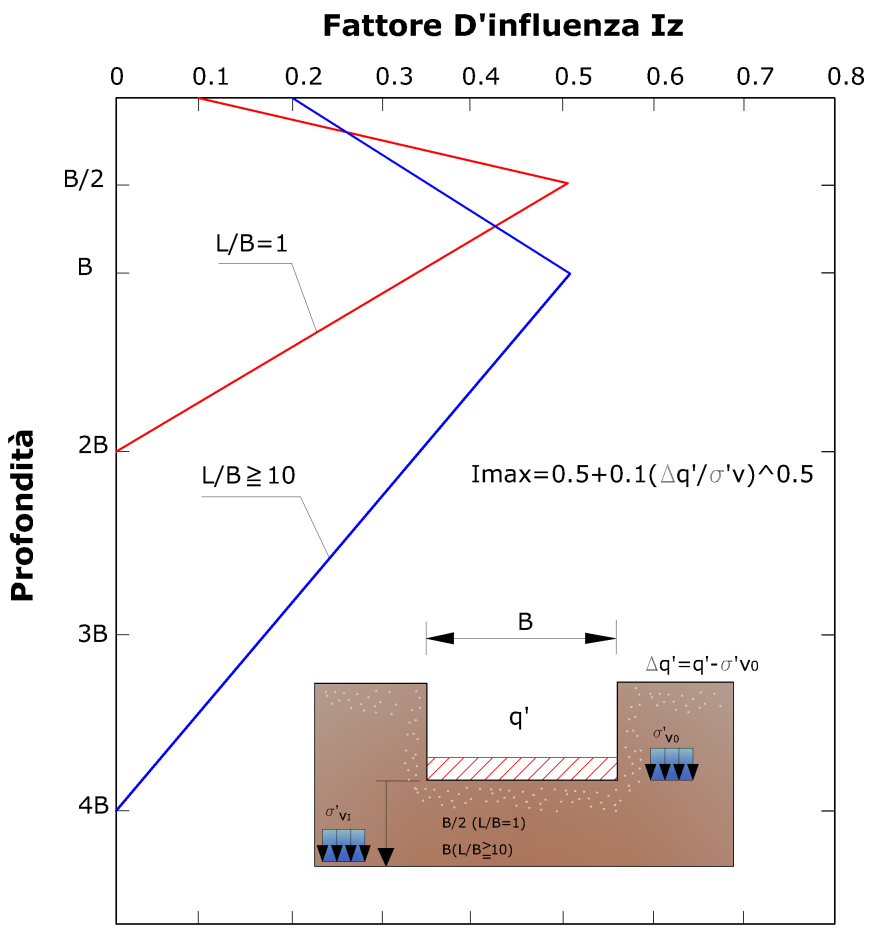
H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;
C_a è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva cedimento-logaritmo tempo;
T tempo in cui si vuole calcolare il valore del cedimento secondario;
T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

L'ipotesi alla base di tale metodo sono:

- la consolidazione secondaria inizia dopo l'esaurimento del processo di consolidazione primaria;
- il valore di C_a può ritenersi costante durante l'evolversi del cedimento secondario.

Metodo di Schmertmann (1970)

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da *Schmertmann (1970)* il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. L'autore ha quindi considerato nel suo modello un diagramma delle deformazioni di forma triangolare, vedi Figura in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a 4B, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a 2B per fondazioni quadrate o circolari.



Variazione del fattore di influenza con la profondità

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \Sigma \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;
Iz è un fattore di deformazione di valore massimo ad una profondità pari a B/2 per fondazione circolare o quadrata e B per fondazione nastriforme.

dove:

σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità B/2 per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.
E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i-esimo considerato nel calcolo;
Δz_i rappresenta lo spessore dello strato i-esimo;
C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E_i viene assunto pari a 2.5qc per fondazioni circolari o quadrate e a 3.5qc per fondazioni nastriformi.
Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B. Il termine q_c che interviene nella determinazione di E_i rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT. Le espressioni utilizzate per i due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5\frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} >$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log\frac{t}{t_0}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni a costruzione completata, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

Burland e Burbidge (1985)

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N_{SPT} della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

nella quale:

q' è la pressione efficace lorda;

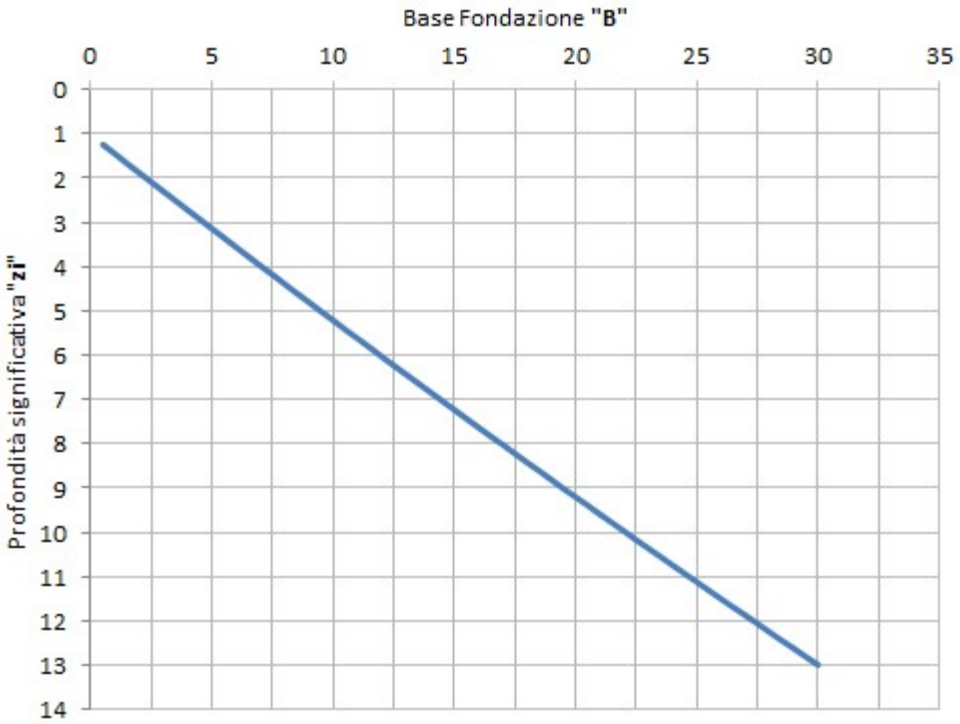
σ'_{v0} è la tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
B è la larghezza della fondazione;
I_c è l'indice di compressibilità;
f_S, f_H, f_t sono fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti.

L' indice di compressibilità Ic è legato al valore medio N_{AV} delle N_{spt} all'interno di una profondità significativa z_i:

$$I_C = \frac{1.076}{N_{AV}^{1.4}}$$

- Per calcolare il valore di z_i viene utilizzata la seguente relazione:

$$z_i = 1.025 + 0.4286 \cdot B - 0.0001 \cdot 9.91 \cdot B^2$$



Andamento della Profondità significativa in funzione della base della fondazione

Per quanto riguarda i valori di Nspt da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e Nspt>15, secondo l'indicazione di *Terzaghi e Peck (1948)*

dove Nc è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_C = 1.25 \cdot Nspt$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

con:

t = tempo in anni > 3;
R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;
R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

© GeoStru

11.1 Correzioni sismiche secondo PAOLUCCI & PECKER

L' effetto dell' azione sismica sul carico limite di una fondazione si può valutare introducendo sui tre termini della capacità portante i fattori parziali z di correzione così determinati:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg\phi} \right)^{0,35}$$

dove:

$$k_h = \frac{S \cdot a_g}{g}$$

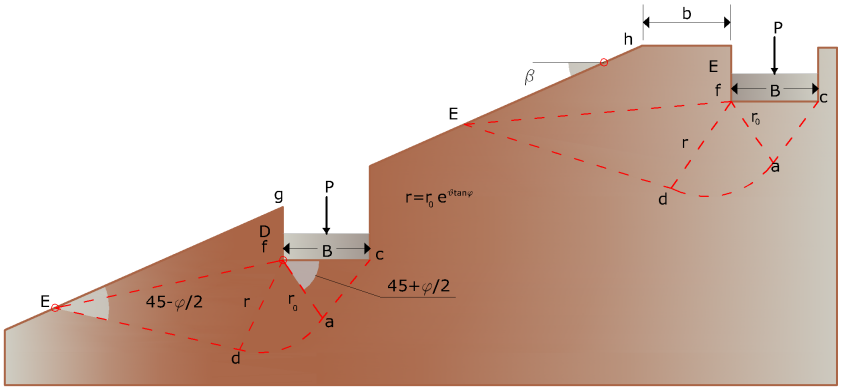
è il coefficiente sismico orizzontale calcolato in funzione dell'accelerazione massima al suolo a_g/g e della categoria di profilo.

Vedere anche:

Calcolo dei fattori di capacita' portante in condizioni sismiche; NTC 2018; NTC 2008

11.2 Capacità Portante di Fondazioni su Pendii

Un problema particolare che può presentarsi occasionalmente é quello di fondazioni situate su di un pendio o nelle sue immediate vicinanze . Nelle figure è mostrato come l'assenza di terreno dal lato in pendenza della fondazione tenda a ridurne la stabilità.



Fondazione collocata su un pendio o nelle sue immediate vicinanze

La risoluzione del problema viene affrontata calcolando dei coefficienti ridotti N'_c ed N'_q ed assumendo che la linea d'inclinazione dello stesso pendio rappresenti una direzione principale.
Il coefficiente N'_c ridotto viene calcolato considerando come superficie di rottura ade = L_0 , quella relativa al caso di fondazione in piano orizzontale, e adE = L_1 riportata in Figura, ottenendo:

$$N'_c = N_c \cdot \frac{L_1}{L_0}$$

Il coefficiente N'_q viene ridotto mediante il rapporto tra le aree D(ce) = A_0, per fondazione in piano, e Efg in Figura a sinistra (o, in alternativa, Efgh = A1 di Figura a destra), ottenendo:

$$N'_q = N_q \cdot \frac{A_1}{A_0}$$

Nel caso di pendio con $A_1 \geq A_0$:

$$N'_q = N_q$$

Si dovrebbe poi accertare la stabilita globale del pendio sotto l'effetto del carico trasmesso dalla fondazione utilizzando un programma di stabilità dei pendii (Slope di GeoStru).
La capacità portante viene quindi calcolata utilizzando le usuali formule e i coefficienti di riduzione:

$$q_{lim} = \gamma \cdot D \cdot N'_q \cdot s_q \cdot i_q + c \cdot N'_c \cdot s_c \cdot i_c + \frac{1}{2}\gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

Il coefficiente N_g , che dipende dal peso del terreno, non viene corretto per tener conto del pendio. Quando β = 0 i coefficienti N'_c e N'_q coincidono con quelli relativi al caso di fondazione in piano per ogni valore di φindipendentemente dai rapporti D/B (profondità piano posa/larghezza) e b/B (distanza dal pendio/larghezza). Quando D/B>0, essendo l'effetto della profondità già contenuto sia in N_c che in N_q, non si dovrebbero più usare i coefficienti d_i.

11.3 Calcolo pressioni terreno in condizioni di esercizio

Vi sono situazioni in cui è impossibile mantenere la risultante della pressione sul terreno all'interno del terzo medio della base di fondazione. Tale situazione si manifesta quando una o più combinazioni di carico superano in misura sostanziale la capacità della fondazione di opporsi a momento ribaltante *(condizioni di carico transitorie o temporanee dovute a vento o a sisma)*. Sebbene le fondazioni non siano solitamente progettate per tali condizioni di

carico, la loro stabilità al ribaltamento, dovrebbe essere verificata in presenza di questi carichi temporanei.
Il consulente geotecnico dovrebbe fornire, su richiesta del cliente, una valutazione separata della pressione ammissibile sul terreno q'_0 valida per le condizioni di carico temporanee oltre a quella da impiegare per le condizioni di esercizio.

Per un'eccentricità

$$e > \frac{L}{6}$$

rispetto a uno degli assi, si ricava dalla Figura seguente un'equazione per determinare la pressione massima sul terreno e la lunghezza L' efficace della fondazione, dove è ovvio che l'area di base non è reagente per una lunghezza pari a L - L'.

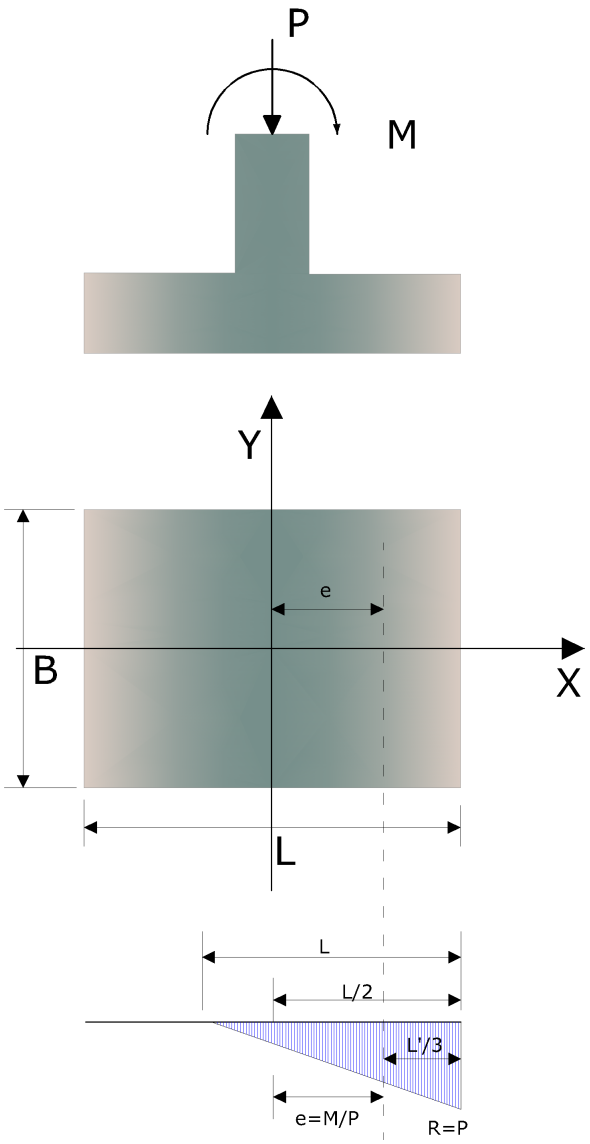


Diagramma delle pressioni quando e>L/6

L'area del triangolo delle pressioni deve essere uguale al carico verticale P e la risultante deve essere applicata a L'/3 dal lembo più sollecitato e passare per il baricentro del triangolo. Questo punto si trova ad una distanza

$$e = \frac{M}{P}$$

dal centro della fondazione cosicchè

$$L/2 = e + L'/3$$

e

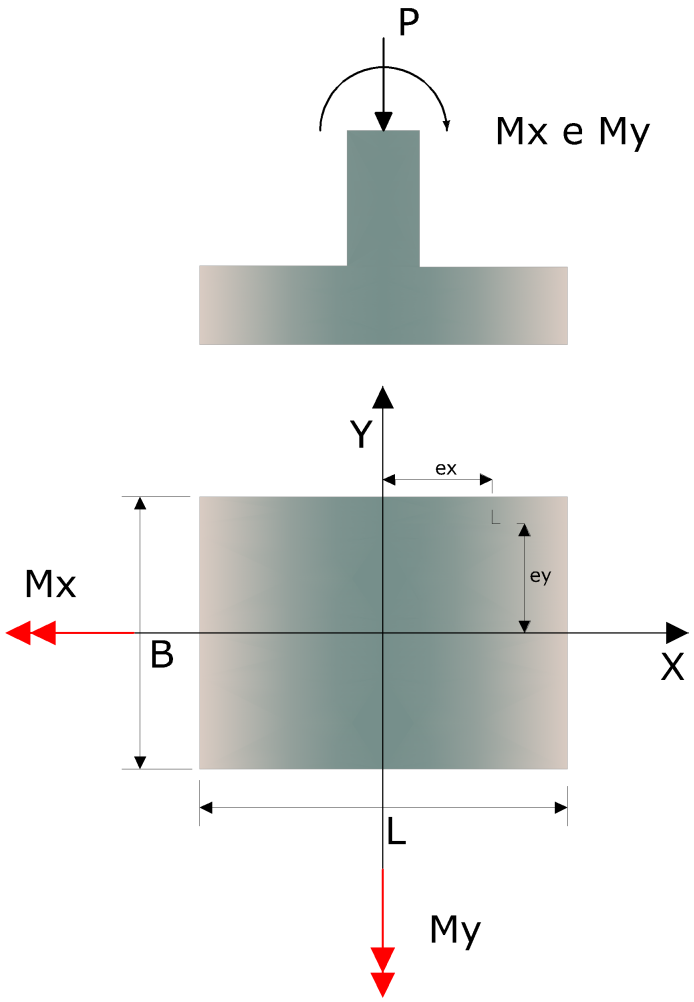
$$P = \frac{q}{2} \cdot (B \cdot L')$$

Sostituendo L' nell'espressione di P e risolvendo rispetto a q si ottiene

$$q = \frac{2P}{3B \cdot (L/2 - e)} \leq q'_a$$

Con P, q'_a ed eccentricità e fissati, si risolve rispetto a B e a L per tentativi fino a soddisfare l'eguaglianza.

Nel casoin cui sia presente il momento sia rispetto all'asse x che all'asse y, vedi Figura, il punto di applicazione della risultante è come in Figura.



Posizione della risultante quando si abbia momento sia rispetto ad x sia rispetto a y

e se entrambe le eccentricità sono tali che

$$e_x > \frac{L}{6} \quad e_y > \frac{B}{6}$$

solo una parte della fondazione risulta reagente. La pressione sul terreno, per fondazioni con eccentricità rispetto a entrambi gli assi, può essere calcolata, quando non si verifica alcun sollevamento della fondazione rispetto al terreno, nel modo seguente:

oppure

$$q = \frac{P}{B \cdot L} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_x}{L} \pm \frac{6 \cdot e_y}{B} \right)$$

Si ricorda che

$$I_x = \frac{LB^3}{12} \qquad I_y = \frac{BL^3}{12}$$

M_y è il momento rispetto all'asse y;
M_x è il momento rispetto all'asse x;

$$e_x = \frac{M_y}{P} \qquad e_y = \frac{M_x}{P}$$

I versi positivi sono quelli illustrati.

Nel caso di fondazioni circolari le relazioni utilizzate per il calcolo della pressione massima di contatto sono:

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y}$$

$$A = \pi \cdot R^2$$

$$I_x = I_y = \frac{\pi \cdot R^4}{4}$$

y ed x sono valutati partendo dall'asse baricentrico della sezione .Imponendo q=0 si trova la posizione dell'asse neutro che consente di calcolare l'area efficace (area reagente a compressione) utilizzata nella verifica a scorrimento.

11.4 Verifica a carico limite delle fondazioni (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente diseguaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

E_d-pressioni agenti alla base della fondazione
R_d-capacità portante di calcolo
γ_{RV}-coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

N_d- azione normale di progetto
A_{ef}- area ridotta
I due casi analizzati sono:

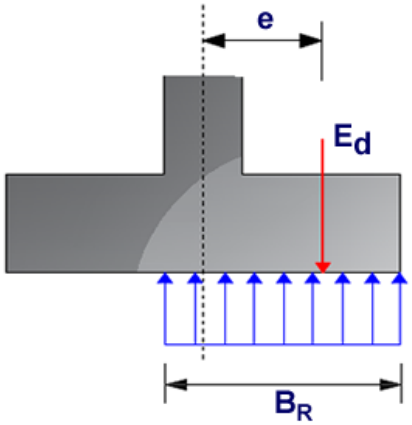
Fondazioni quadrate o rettangolari

L'area ridotta risulta $A_{ef}=B' \cdot L'$

$$L' = L - 2e_x \quad B' = B - 2e_y \quad e_x = \frac{M_x}{N} \quad e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite delle fondazioni ,approccio SLU, è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno. In questo caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni al piano di posa.
Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta" $B_R=B'=B-2e$.
La pressione di progetto si calcola dalla seguente relazione:

$$\mathbf{E_d=N_d/(B'L')}$$



Dove:

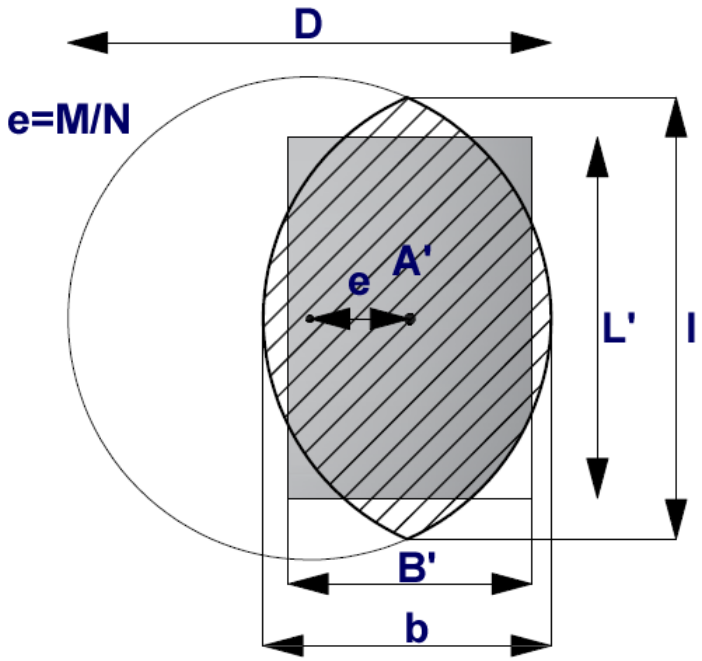
N_d	azione normale di progetto
B'	base ridotta
L'	lunghezza ridotta
$e=M_d/N_d$	eccentricità dei carichi

Fondazioni circolari

Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità e = M_d / N_d può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente (Figura seguente), come suggerito da *Meyerhof (1953) e Vesic (1973)*. In questo caso, l'area della fondazione fittizia, A', può essere calcolata con questa espressione:

$$A' = \frac{D^2}{2}\left(\arccos\frac{2e}{D} - \frac{2e}{D}\sqrt{1-\left(\frac{2e}{D}\right)^2}\right)$$

Il rapporto delle lunghezze dei lati della fondazione rettangolare equivalente può essere approssimato al rapporto tra le lunghezze b ed l,si ricava da:



Metodo di calcolo delle dimensioni equivalenti di una fondazione circolare soggetta a carico non baricentrico

11.5 Cedimenti Post-Sismici

La causa dei cedimenti di riconsolidazione che si registrano dopo un evento sismico in un terreno è dovuta alla dissipazione delle pressioni interstiziali man mano che l'acqua viene espulsa dalla zona interessata.
Per stimare l'entità di tale cedimento è necessario caratterizzare dal punto di vista geotecnico i vari strati del terreno attraverso prove in situ e in laboratorio.
La numerosità delle verticali indagate dovrà essere tanto più spinta quanto più importante è l'opera da realizzare e quanto estesa è l'area di indagine. E' necessario predisporre con appropriate rilevazioni l'entità delle fluttuazioni dei livelli di falda e considerare nelle analisi la condizione meno cautelativa. Per ognuna delle verticali indagate verranno valutati i cedimenti di riconsolidazione post ciclica.

Il cedimento di riconsolidazione, per i **terreni granulari saturi liquefacibili e per i terreni coesivi**, può essere valutato dalla seguente espressione:

$$\Delta H = \varepsilon_{vr} \cdot H$$

dove H e l'altezza del generico strato ed ε_{vr} (%) rappresenta la deformazione volumetrica post-ciclica definita da:

$$\varepsilon_{vr} = \frac{\alpha \cdot C_r}{1+e_0} \log\left(\frac{1}{1-\frac{\Delta u}{\sigma'_0}}\right)$$

in cui

α	costante sperimentale compresa tra 1 e 1.5;
e_0	è l'indice dei vuoti iniziale;
C_r=0.225 C_c	è l'indice di riconsolidazione post-ciclica;
C_c	è l'indice di compressione.

Nota: *Esistono delle relazioni empiriche che consentono di valutare, in modo approssimato, l'indice di compressione. Nel caso di terreni granulari sono funzioni della densità relativa, nel caso di terreni coesivi dell' indice di plasticità.*

Nel caso di terreni coesivi, Loadcap calcola il rapporto di pressione interstiziale come:

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_0} = \beta \cdot \left[\log \frac{\gamma_{max}}{\gamma_v}\right]$$

dove

σ'_0 è il valore iniziale della pressione media efficace alla profondità considerata;

σ'_{v0} è la pressione verticale efficace e k_0 il coefficiente di spinta a riposo

γ_{max} è la deformazione di taglio massima raggiunta durante il sisma;
β è posto circa uguale a 0.45 (coefficiente sperimentale);
γ_v è la deformazione di soglia volumetrica, determinabile da prove cicliche di laboratorio.

Ma può anche essere valutata, in prima approssimazione, con la relazione che segue

$$\gamma_v = A \cdot (OCR - 1) + B$$

OCR è il grado di sovraconsolidazione, A e B sono coefficienti sperimentali che possono essere calcolati per interpolazione lineare dalla seguente Tabella.

I_P [%]	A	B
20	$0.4\ 10^{-3}$	$0.6\ 10^{-3}$
40	$1.2\ 10^{-3}$	$1.1\ 10^{-3}$
55	$2.5\ 10^{-3}$	$1.2\ 10^{-3}$

Valori suggeriti per i coefficienti A e B

Il rapporto di pressione interstiziale, nel caso di terreni incoerenti liquefacibili,viene determinato per interpolazione lineare dai valori riportati in Tabella in funzione dell'ampiezza della deformazione massima indotta dal terreno.

γ_{max} [%]	$r_u = \Delta_u / \sigma'_0$
0.005	0.2
0.1	0.4
0.2	0.6
0.4	0.8
5	0.95

Rapporto di pressione interstiziale r_u in funzione di γ_{max}

L'ampiezza della deformazione di taglio massima γ_{max} si calcola dalla relazione seguente:

$$\gamma_{max} = 0.65 \cdot \frac{a_{max,s}}{g} \cdot \sigma_v \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$

dove

$a_{max,s}$ è il picco di accelerazione al piano campagna del sisma di progetto;

g è l'accelerazione di gravità;

σ_v è la tensione totale verticale;

r_d coefficiente riduttivo dell'azione sismica che mette in conto la deformabilità del sottosuolo determinato dalla relazione r_d=1-0.015z;

G modulo di taglio corrispondente al livello deformativo gmax ;

il modulo di taglio può essere determinato da prove di laboratorio o mediante la Tabella seguente applicando un fattore riduttivo al modulo di taglio G_0 (modulo di taglio a piccole deformazioni).

$a_{max,s}$ [g]	G/G_0
0.10	0.80
0.20	0.50
0.30	0.35
0.40	0.28

Fattore di riduzione del modulo di taglio nei primi 20 m in funzione dell' accelerazione $a_{max,s}$

Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica nei terreni granulari saturi

La deformazione volumetrica (e verticale) ev nei terreni granulari saturi può essere stimata da prove CPT in funzione della resistenza penetrometrica di punta normalizzata e corretta, $(q_{c1N})_{cs}$ e del coefficiente di sicurezza alla liquefazione FL , e da prove SPT in funzione della resistenza SPT normalizzata e corretta $(N_1)_{60,cs}$ e del rapporto di tensione ciclica CSR.

Il cedimento post-sismico per ciascuno strato è dato da:

$\Delta si = \varepsilon vi * \Delta zi$.

In alternativa, la deformazione volumetrica, ε_v (espressa in decimali), può essere stimata mediante le seguenti espressioni *(Idriss e Boulanger, 2008):*

$$\varepsilon_v = 1.5 \cdot exp\left(2.551 - 1.147 \cdot (q_{c1Ncs})^{0.264}\right) \cdot min\left(0.08, \gamma_{max}\right) \quad \text{con } qc1Ncs \geq 21$$

$$\varepsilon_v = 1.5 \cdot exp\left(-0.369 \cdot \sqrt{(N_1)_{60cs}}\right) \cdot min\left(0.08, \gamma_{max}\right)$$

in cui γ_{max} (decimale) è la massima deformazione di taglio indotta dall'azione sismica, determinabile, in prima approssimazione, con la relazione empirica:

$$\gamma_{max} = \frac{a_{maxs}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$

dove G è il modulo di taglio corrispondente al livello deformativo γ, che può essere determinato per via iterativa, noto il valore della rigidezza iniziale G0 (= ρVs^2) utilizzando la legge di variazione $G(\gamma)/G0$ ottenuta con prove dinamiche in laboratorio o, in modo approssimato, desunta da curve di letteratura per terreni con proprietà simili *(si veda ad es. Figura 4 da AGI, 2005).*

Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica nei terreni granulari insaturi

Il cedimento indotto dall'azione sismica nei terreni granulari insaturi può essere stimato dai risultati di prove SPT con il metodo di Pradel (1998), nel modo seguente:

$\Delta si = 2\varepsilon_{NC} * \Delta zi$. in cui Δs è il cedimento dello strato di spessore Δz

$\varepsilon_{Nc} = \varepsilon_{15} \cdot \left(\frac{N_c}{15}\right)^{0.45}$ è la deformazione volumetrica per un numero di cicli equivalente N_c il cui valore è funzione della magnitudo del terremoto secondo l'equazione: $N_c = (M-4)^{2.17}$

$\varepsilon_{15} = \gamma \cdot \left(\frac{(N_1)_{50}}{20}\right)^{-1.2}$ è la deformazione volumetrica dopo 15 cicli di ampiezza γ,

$(N_1)_{60}$ è il numero di colpi della prova SPT normalizzato alla pressione atmosferica, e γ è la deformazione di taglio media indotta dall'azione sismica.

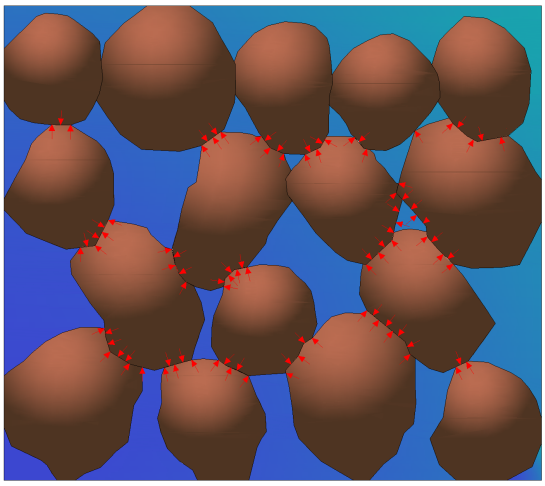
Quest'ultima può essere determinata, in prima approssimazione, con la relazione empirica:

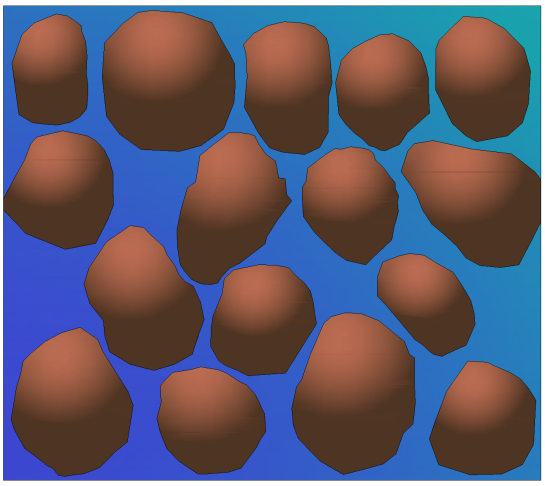
$$\gamma = 0.65 \cdot \frac{a_{maxs}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$

G è il modulo di taglio corrispondente al livello deformativo γ, che può essere determinato per via iterativa, noto il valore della rigidezza iniziale $G0$ (= ρVs^2), utilizzando la legge di
variazione $G(\gamma)/G0$ ottenuta con prove dinamiche in laboratorio

11.6 Liquefazione

Il fenomeno della liquefazione interessa i depositi sabbiosi saturi che, nel corso di un evento sismico o più genericamente durante ed immediatamente dopo una sollecitazione di tipo ciclico, subiscono una drastica riduzione della resistenza al taglio.
E' altresì ormai generalmente accettato, che la causa principale della liquefazione dei terreni sabbiosi saturi, che si verifica nel corso degli eventi sismici, è riconducibile all' insorgere dell'incremento delle pressioni interstiziali indotte dalle sollecitazioni di taglio cicliche, che sono da attribuire alla propagazione nel terreno delle onde di taglio.
L'applicazione di una successione di sforzi ciclici in condizioni drenate genera inizialmente una riduzione di volume; se tuttavia la sollecitazione avviene molto rapidamente rispetto alle capacità di drenaggio del deposito ne consegue che la riduzione di volume non può manifestarsi e l'elemento di volume risulterà assoggettato ad un processo di carico non drenato.
La deformazione volumetrica impedita sarà accompagnata da un innalzamento di pressione neutra e da una riduzione delle tensioni effettive, dovendo rimanere le tensioni totali costanti. L'incremento di pressione neutra dipende dal grado di addensamento iniziale del terreno e dall'entità della sollecitazione ciclica.
Se il terreno si trova in uno stato poco denso e la sollecitazione ciclica risulta sufficientemente elevata, l'incremento di pressione neutra che ne consegue può eguagliare la tensione efficace di confinamento e le particelle di terreno non risultano più sottoposte ad alcuno sforzo intergranulare.
In tali condizioni ed essendo nulla la coesione, il terreno non possiede più alcuna resistenza al taglio.





Terreno sabbioso saturo prima dell'effetto della liquefazione (figura a sinistra), si notano le tensioni che si scambiano i grani rappresentate dalle freccette rosse.Terreno sabbioso saturo a liquefazione in atto le tensioni intergranulari sono assenti.

CASI IN CUI SI PUO' ESCLUDERE CHE SI VERIFICHINO FENOMENI DI LIQUEFAZIONE (EC8)

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo M minore di 5;
2. Accelerazione massima attesa in superficie minore di 0.1 g;
3. Accelerazione massima attesa in superficie minore di 0.15g e terreni con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:

   FC>20%, IP>10;

   FC≥ 35%, N'_{SPT} (corretto-normalizzato) >20;

   FC≤5%, N'_{SPT} (corretto-normalizzato) >25 ;

Nota:

dove:

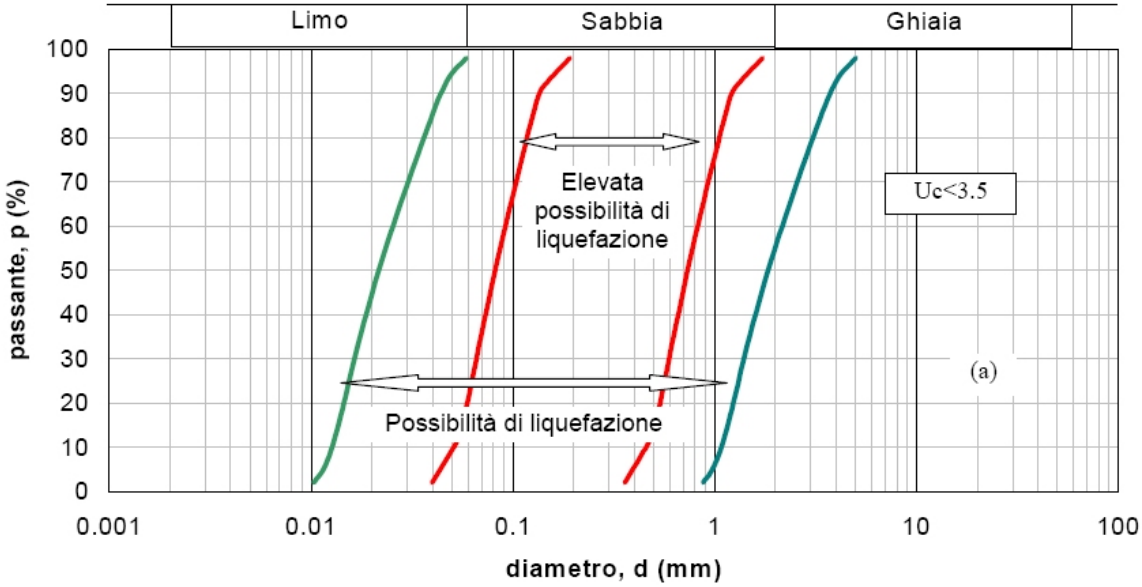
pa è la pressione atmosferica;

σ'_v la pressione efficace verticale.

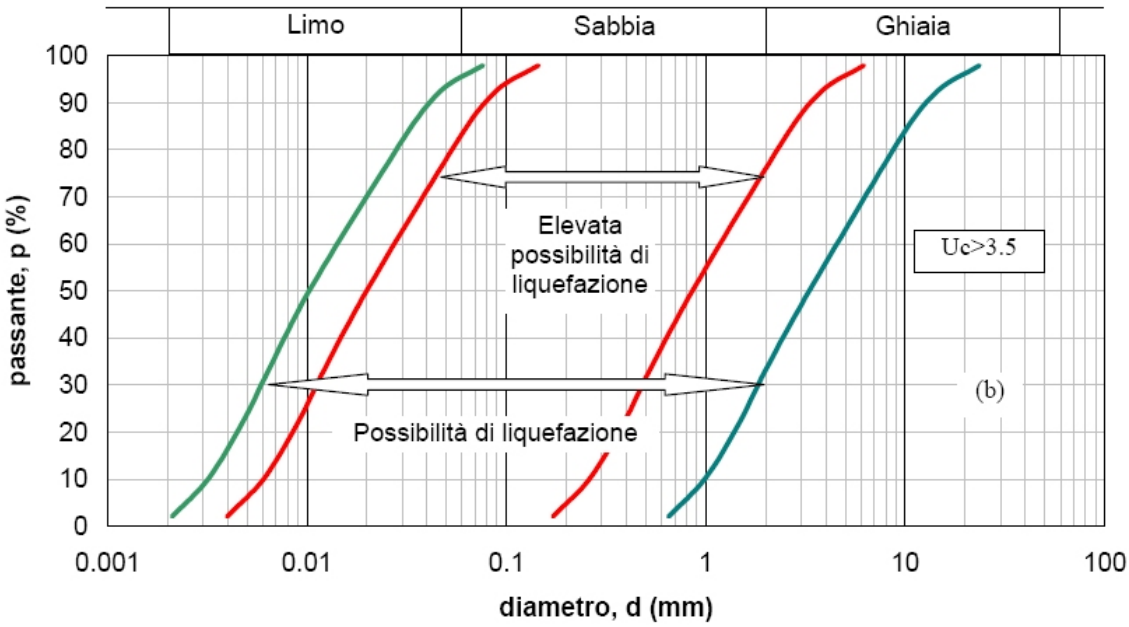
4. Materiale con Uc < 3.5 –Granulometria del terreno esterna alle zone indicate vedi immagine;

   Materiale con Uc > 3.5 – Granulometria del terreno esterna alle zone indicate vedi immagine

5. Profondità media stagionale della falda maggiore ai 15 m (purchè il piano di campagna sia sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali).



Fasce granulometriche critiche U_c< 3.5



Fasce granulometriche critiche U_c>3.5 amica (N'_{SPT})

La domanda di resistenza ciclica viene espressa dalla relazione:

$$T = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$

dove:

g accelerazione di gravità;

σ_v σ'_v rispettivamente la tensione verticale totale e quella efficace alla profondità considerata;

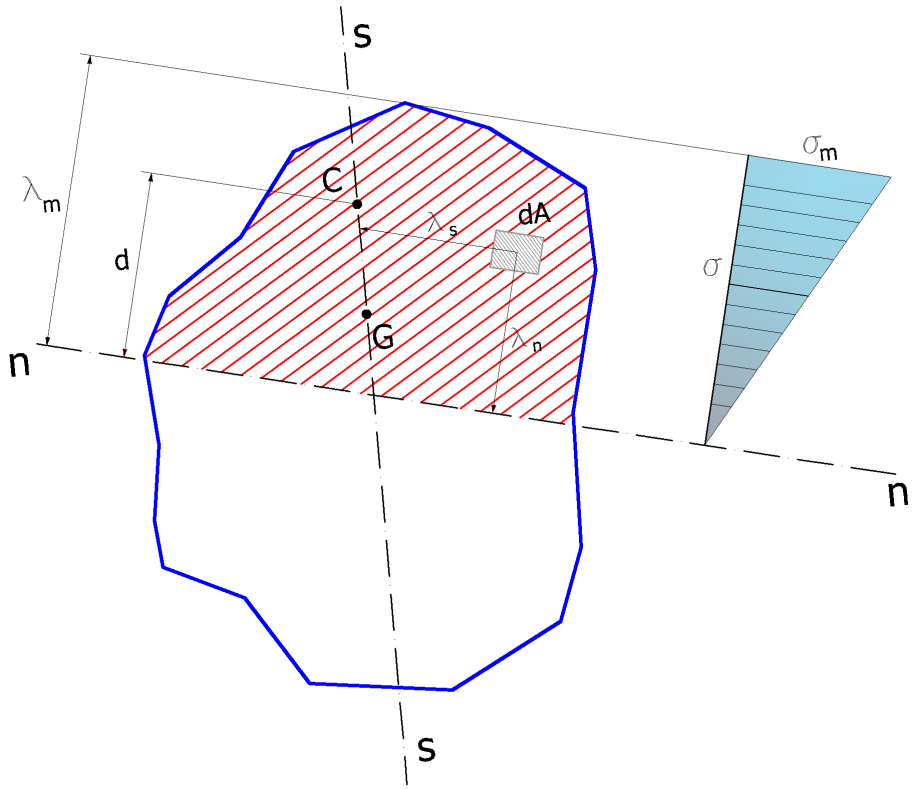
r_d= 1-0.015z coefficiente correttivo che tiene conto della deformabilità del terreno al passaggio delle onde sismiche di taglio.

Nell'espressione della domanda di resistenza (T), per tenere conto del carattere sporadico dei picchi di accelerazione, si corregge lo sforzo massimo ciclico indotto dall'evento sismico del 35% ottenendo un valore di "sforzo equivalente uniforme".

Se FS >1.3 il deposito viene considerato non liquefacibile.

11.7 Tensione di calcolo

È consuetudine nella pratica progettuale valutare le pressioni agenti sul terreno adottando un approccio preso in prestito dalla meccanica strutturale; si considera la sezione di imposta della fondazione come presso-inflessa.
Il calcolo della pressione di progetto viene eseguito considerando la sezione parzialmente reagente e con distribuzione triangolare delle pressioni sul terreno.
Il caso generale è quello di un solido di De Saint Venant sollecitato a sforzo normale eccentrico, quando la risultante delle forze esterne, agenti sulla base libera, si riduce ad uno sforzo normale **N** e un momento sollecitante **M.** Un sistema così sollecitato è staticamente equivalente ad una forza **N** diretta lungo l'asse del solido, applicata in un punto **C**, detto centro di sollecitazione, diverso dal baricentro **G** della sezione parzialmente reagente. La congiungente **CG** fornisce la direzione dell'asse di sollecitazione, coniugata a quella dell'asse neutro definito come l'antipolare del centro **C** di sollecitazione rispetto all'ellisse centrale d'inerzia della sezione reagente.



Le incognite del problema, nell' ipotesi di validità del principio di conservazione delle sezioni piane e di validità della legge di Hooke, sono tre:

- due fissano la posizione dell'asse neutro;
- un'altra incognita è rappresentata dal valore della tensione in un punto generico della sezione.

La soluzione del problema viene affrontata da un sistema di tre equazioni:

1. Equazione di equilibrio alla traslazione nella direzione normale alla sezione:

$$\int_{Ac} \sigma \cdot dA = N$$

2. Equazione di equilibrio alla rotazione rispetto all'asse neutro:

$$\int_{Ac} \sigma \cdot \lambda_n \cdot dA = M = N \cdot d$$

3. Equazione di equilibrio alla rotazione rispetto all'asse di sollecitazione:

$$\int_{Ac} \sigma \cdot \lambda_s \cdot dA = 0$$

Dalle ipotesi di partenza si può scrivere la seguente relazione:

$$\sigma = \sigma_m \cdot \frac{\lambda_n}{\lambda_m}$$

Sostituendo l'equazione precedente nelle tre equazioni di equilibrio, si ottiene:

$$\frac{\sigma_m}{\lambda_m} \cdot \int_{Ac} \lambda_n \cdot dA = \frac{\sigma_m}{\lambda_m} \cdot S_n = N \qquad \Rightarrow \qquad \sigma_m = \frac{N}{S_n} \cdot \lambda_m$$

$$\frac{\sigma_m}{\lambda_m} \cdot \int_{Ac} \lambda_n^2 \cdot dA = \frac{\sigma_m}{\lambda_m} \cdot I_n = N \cdot d \qquad \Rightarrow \qquad \sigma_m = \frac{N \cdot d}{I_n} \cdot \lambda_m$$

avendo indicato con S_n il momento statico dell'area reagente rispetto all'asse neutro e con In momento d'inerzia della sezione reagente rispetto all'asse neutro, ovvero dalla combinazione dei due risultati si ottiene la posizione dell'asse neutro:

$$d = \frac{I_n}{S_n}$$

Infine dall'equazione di equilibrio alla rotazione rispetto all'asse di sollecitazione, si ottiene una relazione che esprime la condizione che:

"l'asse neutro e l'asse di sollecitazione sono coniugati rispetto all'ellisse d' inerzia della sezione reagente".

$$\int_{Ac} \lambda_n \cdot \lambda_m \cdot dA = 0$$

Nota la posizione dell'asse neutro si può calcolare la tensione in qualsiasi punto della sezione reagente.

11.8 Rilevati

Introduzione generale

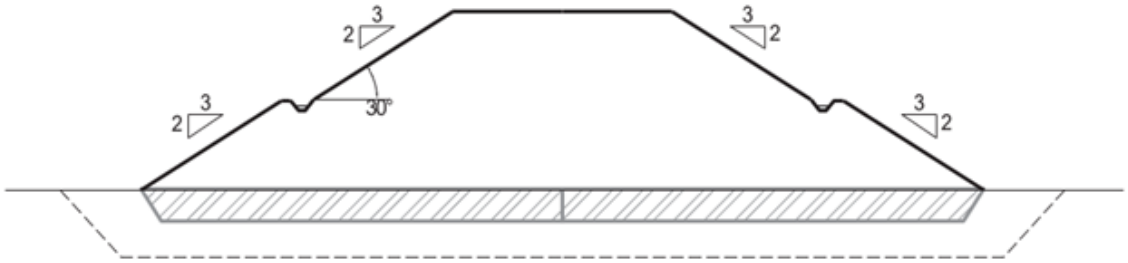
La progettazione di opere in terra, ovvero strutture realizzate utilizzando terre sciolte, ha come obiettivo principale la creazione di costruzioni che rimangano stabili nel tempo, garantendo adeguati margini di sicurezza. Le prestazioni richieste variano in base al tipo di opera: ad esempio, per una diga in terra o un argine fluviale è essenziale assicurare l'impermeabilità idraulica, mentre per rilevati stradali o ferroviari si deve garantire una percorribilità sicura.

In generale, nella costruzione di rilevati stradali, si predilige l'uso di materiali che naturalmente possiedono caratteristiche di idoneità. Non si considerano invece quei materiali che, pur non conformi in origine, potrebbero essere resi adatti attraverso trattamenti con additivi. Attualmente, le normative riguardanti la progettazione e la costruzione dei rilevati prescrivono l'uso di materiali che rispettano specifici requisiti naturali, senza considerare le modifiche meccaniche ottenibili attraverso processi di lavorazione o trattamento. Questo pone una sfida, poiché è spesso complesso reperire terreni selezionati e di qualità per la costruzione di rilevati, rendendo necessario ottimizzare al massimo il movimento di terra.

Il movimento di terra fa riferimento al trasporto dei materiali dalla cava al cantiere in cui verranno utilizzati. Per ridurre i costi legati a queste operazioni, le normative stanno gradualmente evolvendo per consentire l'uso di materiali non conformi, che in passato erano considerati di scarto. Questi materiali, dopo essere trattati con additivi e sottoposti a compattazione, possono migliorare le loro proprietà meccaniche e diventare idonei all'uso nei rilevati stradali.

Caratteristiche geometriche

La figura una sezione trasversale schematica di un rilevato standard.



Un rilevato stradale si compone dei seguenti elementi strutturali:

- Piano di fondazione;
- Corpo del rilevato (nucleo centrale);
- Sottofondo stradale;
- Sovrastruttura o pavimentazione.

Piano di fondazione

Il piano di fondazione di un rilevato stradale rappresenta il punto di contatto tra il rilevato stesso e il terreno naturale sottostante. La preparazione di questa superficie ha l'obiettivo di ridurre al minimo i problemi che potrebbero derivare dalle caratteristiche del terreno di base. Per limitare i cedimenti, è previsto, indipendentemente dall'altezza del rilevato, l'intervento di rimozione della vegetazione arborea e arbustiva, così come l'asportazione dello strato superficiale di terreno vegetale, generalmente molto compressibile e dalle scarse proprietà meccaniche. Il terreno ricco di humus, una volta rimosso, viene sostituito da materiale a grana grossa, con funzione drenante e anti-capillare, che viene poi compattato. Talvolta, uno strato di "tessuto non tessuto" viene inserito tra il materiale di riempimento e il corpo del rilevato per separazione.

Questa procedura è standard nella maggior parte dei casi, poiché non è possibile determinare con esattezza la profondità dello scavo prima

dell'inizio dei lavori, anche se sono state condotte indagini preliminari, le quali, per quanto dettagliate, rimangono limitate a determinate aree. L'eliminazione completa del terreno vegetale è sempre una necessità imprescindibile. Nel caso in cui, dopo la rimozione dello strato superficiale, vengano rilevati materiali nel sottosuolo con bassa consistenza, eccessivamente deformabili o compressibili, sarà necessario effettuare ulteriori interventi di consolidamento del terreno fino a una maggiore profondità.

Corpo rilevato

I terreni selezionati per la costruzione del corpo del rilevato devono essere posati in strati, il cui spessore viene determinato in base alla qualità dei materiali stessi. È inoltre importante mantenere delle pendenze trasversali adeguate, che, dopo la compattazione, favoriscano un corretto interblocco granulometrico e permettano il rapido deflusso delle acque meteoriche, prevenendo così l'infiltrazione nel rilevato.

Una volta completata la compattazione, i terreni che costituiscono il corpo del rilevato devono garantire valori adeguati di densità e compressibilità, come specificato nei capitolati tecnici e nelle normative di riferimento.

La pendenza delle scarpate del rilevato dipende dalle caratteristiche dei materiali utilizzati. Per i terreni comunemente impiegati, una pendenza con un rapporto altezza/larghezza di 2/3 è generalmente sufficiente per garantire la stabilità del corpo del rilevato rispetto a potenziali superfici di scorrimento. Tuttavia, in terreni incoerenti con un basso angolo di attrito, come le sabbie fini, potrebbero sorgere problemi di instabilità superficiale a causa dell'erosione provocata dalle acque meteoriche. In questi casi, una copertura vegetale sulla scarpata può essere sufficiente a limitare l'azione erosiva degli agenti atmosferici. Ridurre semplicemente la pendenza della scarpata, senza una protezione superficiale adeguata, non risolve il problema, se non ricorrendo a pendenze molto basse.

Una prassi consolidata per migliorare la stabilità del rilevato consiste nell'interrompere la scarpata con banchi orizzontali ogni 5-6 metri di altezza. Questa tecnica ha due vantaggi principali: da un lato, riduce la pendenza media della scarpata, aumentando così la stabilità della struttura; dall'altro, diminuisce la velocità di deflusso delle acque piovane,

contribuendo a mitigare i problemi di erosione superficiale. Tali banche vengono spesso dotate di canali di raccolta e drenaggio delle acque, di solito in terra con sezione rettangolare o trapezoidale e rivestiti in calcestruzzo. La larghezza delle banche non dovrebbe essere inferiore a 2 metri per garantire un'adeguata efficienza.

Banchi di larghezza maggiore sono utili quando il rilevato si trova su terreni con scarse proprietà meccaniche, poiché aumentano la superficie d'impronta e riducono le sollecitazioni trasmesse al terreno di fondazione. Le dimensioni precise delle banche (altezza e larghezza) devono essere stabilite tramite analisi di stabilità del rilevato e del piano di posa, tenendo conto delle proprietà meccaniche dei materiali impiegati e del terreno naturale sottostante. L'obiettivo finale è garantire un coefficiente di sicurezza adeguato, in modo che le forze resistenti superino quelle destabilizzanti.

Sottofondo stradale

Il sottofondo rappresenta lo strato superiore del corpo del rilevato, su cui viene direttamente installata la pavimentazione stradale. In questo strato, le sollecitazioni trasmesse dai carichi dinamici del traffico, anche se si attenuano con la profondità, rimangono ancora rilevanti.

Per garantire un funzionamento ottimale, il sottofondo deve soddisfare alcune caratteristiche essenziali:

- Alta rigidità: deve resistere efficacemente alle deformazioni sotto l'azione dei carichi, sia durante la fase di costruzione della pavimentazione che durante l'uso continuo della strada. Un sottofondo sufficientemente rigido aiuta a contenere le deformazioni provocate dal passaggio dei veicoli, evitando così danni precoci alla pavimentazione.
- Durabilità: le sue caratteristiche meccaniche, in particolare la rigidità, devono rimanere stabili nel tempo.
- Superficie regolare: il piano del sottofondo, ovvero la superficie superiore, deve essere livellato in modo adeguato per permettere la corretta posa della pavimentazione.

Per raggiungere tali obiettivi, i capitolati tecnici indicano:

- L'utilizzo di materiali di qualità superiore rispetto a quelli impiegati nelle parti inferiori del rilevato, con un'alta resistenza e bassa deformabilità.

- Un livello di compattazione più elevato rispetto a quello richiesto per gli strati inferiori del rilevato.

Sovrastruttura stradale

La pavimentazione, o sovrastruttura stradale, è lo strato che si sovrappone al rilevato e che è direttamente esposto all'azione dinamica del traffico veicolare. Lo spessore della pavimentazione può variare a seconda delle esigenze progettuali, e la sua funzione si articola su tre aspetti fondamentali:

- Garantire una superficie di transito regolare e resistente alle deformazioni, così da permettere il passaggio sicuro dei veicoli;
- Distribuire le sollecitazioni provocate dal traffico in modo uniforme sul terreno sottostante, evitando deformazioni pericolose per la sicurezza stradale;
- Proteggere il terreno inferiore dall'azione degli agenti atmosferici, prevenendo danni dovuti a infiltrazioni d'acqua o altre condizioni climatiche.

Le pavimentazioni stradali sono generalmente composte da diversi strati sovrapposti, costituiti da miscele di aggregati e leganti. Tra i leganti più comuni troviamo il conglomerato bituminoso e il calcestruzzo. Le pavimentazioni che utilizzano conglomerato bituminoso sono in grado di tollerare alcune deformazioni sotto carico senza rompersi, e sono note come pavimentazioni flessibili. D'altro canto, le pavimentazioni in calcestruzzo, essendo meno soggette a deformazioni prima della rottura, vengono definite pavimentazioni rigide.

I veicoli generano sulle pavimentazioni sia sollecitazioni verticali, dovute al loro peso, che sollecitazioni orizzontali, tangenti al piano stradale, causate dal movimento del veicolo, come durante la frenata. Queste forze orizzontali creano tensioni tangenziali particolarmente elevate negli strati superficiali della pavimentazione, che tendono a ridursi gradualmente negli strati più profondi. Per questo motivo, sono stati adottati accorgimenti specifici: nelle pavimentazioni flessibili, gli strati superficiali sono composti da miscele e aggregati che offrono un'elevata resistenza al taglio, mentre

gli strati inferiori vengono progettati per avere un'alta resistenza alla flessione.

Il primo strato al di sotto di quello superficiale è chiamato strato di base e ha il compito di distribuire le forze verticali provenienti dal traffico sul terreno sottostante. Solitamente, questo strato è costituito da una miscela di materiali lapidei legati con bitume, eccetto che per le strade di minore importanza. Al di sotto dello strato di base si trova lo strato di fondazione, generalmente realizzato con materiale granulare non legato, il cui scopo principale, oltre a contribuire alla distribuzione dei carichi, è quello di fornire una superficie regolare su cui posare lo strato di base.

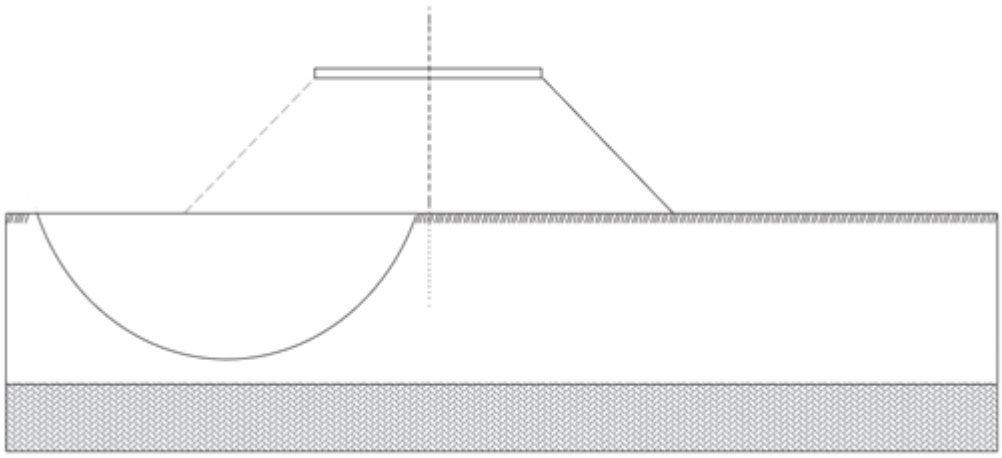
Nel caso di strade con traffico pesante, lo strato di base e gli strati superiori possono essere soggetti a frequenti deformazioni, il che, nel tempo, può causare fessurazioni nella pavimentazione dovute a fenomeni di fatica. Per ridurre questo rischio, si inserisce spesso uno strato supplementare di misto cementato tra la base e la fondazione. Questo strato, composto da una miscela di materiale granulare e cemento, fornisce una maggiore rigidità, riducendo la deformabilità complessiva della pavimentazione e aumentandone la resistenza alla fatica, prolungandone così la durata.

Stabilità e cedimenti

La stabilità dei rilevati, come per altre opere in terra, è strettamente legata all'interazione con il terreno di fondazione. I carichi trasmessi dal rilevato al terreno possono raggiungere diverse decine di tonnellate per metro quadrato, influenzando strati di terreno anche molto profondi. Se il piano di posa è inclinato, può aumentare il rischio di scivolamento. Su terreni con buone caratteristiche meccaniche (ad esempio rocce o terreni granulari cementati), la stabilità del rilevato dipende principalmente dalla sua struttura. Tuttavia, se costruito su terreni deboli, occorre valutare il rischio di instabilità e considerare i possibili cedimenti, sia immediati che nel tempo, dovuti alla compressione del terreno.

L'instabilità del rilevato può verificarsi quando il terreno di fondazione ha una bassa resistenza. Il cosiddetto "carico limite" è il punto oltre il quale il terreno non può più sostenere il peso del rilevato, causando una rottura generale, caratterizzata da una superficie di scorrimento nel terreno che

cede sotto il peso del rilevato. La stabilità si valuta con metodi geotecnici e richiede un coefficiente di sicurezza stabilito dal progettista.



I terreni argillosi saturi non consolidati sono particolarmente vulnerabili a fenomeni di scivolamento, soprattutto nelle prime fasi di costruzione del rilevato, a causa delle pressioni interne che impiegano molto tempo a dissiparsi. In questi casi, i rimedi comuni includono la riduzione dell'altezza del rilevato, l'addolcimento delle scarpate o la costruzione di contrappesi laterali.

Un altro problema è rappresentato dai cedimenti, che possono verificarsi dopo la costruzione del rilevato a causa della compattazione del materiale, delle vibrazioni del traffico e del cedimento del terreno di fondazione. Fattori come un compattamento inadeguato o l'uso di materiali non idonei possono causare deformazioni eccessive, compromettendo la pavimentazione stradale.

Il fenomeno del consolidamento del terreno di fondazione può provocare cedimenti che si manifestano in periodi variabili, da pochi mesi a molti anni, a seconda delle caratteristiche del terreno e dell'altezza del rilevato. Quando i cedimenti non sono uniformi, possono danneggiare la sovrastruttura stradale. In tali casi, è necessario:

- Analizzare accuratamente le caratteristiche del terreno e prevedere i cedimenti;
- Decidere se accelerare i cedimenti per stabilizzare il rilevato o cercare di ridurli.

Le soluzioni più comuni per gestire i cedimenti includono:

- **Aumento del sovraccarico**: costruire il rilevato con un'altezza maggiore del necessario, per poi ridurla una volta stabilizzati i cedimenti. È una tecnica economica ma lenta.
- **Sistemi drenanti**: installare dreni verticali o orizzontali per facilitare la fuoriuscita dell'acqua dal terreno, riducendo i tempi di consolidamento. I dreni verticali, realizzati con pali di sabbia, sono i più utilizzati.

In presenza di terreni altamente compressibili, è possibile ridurre i cedimenti impiegando materiali leggeri per la costruzione del rilevato. Questi materiali devono avere un basso peso specifico, buone resistenze meccaniche e la capacità di essere facilmente compattati (ad esempio, argille espanse o polistirene espanso).

In terreni particolarmente deboli, come quelli con torba o alti contenuti di acqua, è necessario adottare misure particolari per costruire rilevati, anche di dimensioni ridotte. Quando deviare il tracciato non è possibile, si ricorre a costose tecniche di miglioramento del terreno per rendere possibile la costruzione.

11.9 Normative

Norme tecniche per le Costruzioni
D.M. 17 Gennaio 2018

CIRCOLARE 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP.
Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018

D.M. LL.PP. del 11/03/1988
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

D.M. LL.PP. del 14/02/1992
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. 9 Gennaio 1996
Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.

D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996.

Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.

Ordinanza P.C.M. n. 3274del 20.3.2003
Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Nuove Norme tecniche per le Costruzioni
D.M. 14 Gennaio 2008. Pubblicato su S.0. della G.U. n. 30 del 4 febbraio 2008. Circolare applicativa del 2 febbraio 2009. n. 617.

Eurocodice 7
Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8
Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

11.10 Bibliografia

AGI Associazione GeotecnicaItaliana, 1984. Raccomandazioni sui pali di fondazione.

Berardi G., 1972. Ingegneria delle Fondazioni, Enciclopedia dell'Ingegneria, vol. VII. ISEDI.

Boulanger R.W., Idriss I.M. (2004) - State normalization of penetration resistance and the effect of overburden stress on liquefaction resistance. Proc., 11th rd International Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering and 3International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Univ. of California, Berkeley, CA, 2004

Bowles, J. E. (1987). "Elastic foundation settlement on sand deposits." J. Geotech. Eng, Vol.113(8):846-860.

Cestelli Guidi C., 1980. Geotecnica e Tecnica delle fondazioni, vol. I, Hoepli, Milano.

Colombo P., 1971. Osservazioni sul comportamento di pali a grande diametro. RIG, vol. V n.3, pp. 163-172.

Coulomb, C. A. (1776). Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelquels problemesde statique relatifs, a la architecture. Mem. Acad. Roy. Div. Sav., vol. 7, pp. 343–387.

De Simone P., 1981. Fondazioni. Ed. Liguori, pp.264.

Deere D.U., 1968. Geological Considerations. Rock Mechanics in Engineering Practice, ed E.G. Stagg and D.C. Zienkiewicz, Wiley, New York, pp.1-20.

Frohlich O.K., 1934. Druckverteilung im Baugrunde. Mit Besonderer Berucktingung der Plastichen Erscheinungen. Julius Springer: Wien.

Hanna A.M. and Meyerhof G.G., 1981. Experimental Evaluation of Bearing Capacity of Footings Subjected to Inclined Loads. Canadian Geotechnical Journal, Vol.18, No4, pp. 599-603.

Hansen J.B., 1970. A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity. Bullettin 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.

Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 261 pp.

Lambe T. W. (1968). The behaviour of foundations during costruction. JSMFD, ASCE, vol 94, SM 1, pp. 93-130.

Lancellotta R., 1995. Geotechnical Engineering. Rotterdam: A.A. Balkema. 6ed.

Mascardi C., 1968. Micropali ad elevata capacità portante. Rivista Italiana di Geotecnica, n4, pp.189.

Meyerhof G.G., 1963. Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations. Canadian Geotechnical Journal, 1, 16-26.

Paolucci R, Pecker A., 1997. Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils. Soils and Foundations, vol.37, n.3, pp.95-105.

Paolucci R, Pecker A., 1997. Soil inertia effects on the bearing capacity of rectangular foundations on cohesive soils. Engineering Structures, vol. 19, n.8, Elsevier Science Ltd., pp.637-643.

Poulos H. G. , Davis E. H., 1980. Pile Foundation Analysis and Design, J. Wiley & Sons , New York.

Pradel D., 1998. Procedure to Evaluate Earthquake-Induced Settlements in Dry Soils. Journal of Geotechnical Engineering, ACSE, 124(4), 364-368.

Schmertmann J.H., 1970."Static cone to compute static settlementoversand."J Soil Mech Found Div, Vol.96(3):1011–1043.

Schmertmann, J. H., Brown, P. R., and Hartman, J. P. (1978). "Improved strain in?uence factor diagrams."J Geotech Eng Div, ASCE, Vol.104(8):1131–1135.

Seed H.B. and Idriss I.M., 1971. Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. J. Geotech. Egrg. Div, ASCE, 97(9), 1249-1274.

Terzaghi K. and Peck R. B., 1967. Soil Mechanics Engineering Practice, J. Wiley & Sons , New York.

Terzaghi K., 1995. Evaluation of coefficients of subgrade reaction. Geotechnique, Vol. 5, No. 4, 41-50.

Timoshenko S. and Goodier J.N., 1951. Theory of Elasticity. 2nd Edition, McGraw-Hill, New York, Toronto, London.

Vesic A.S., 1975. Bearing capacity of shallow foundations. Foundation Engineering Handbook, 1st edn., H.F. Winterkorn and H.Y. Fang (eds.), Chapter3, Van Nostrand Reinhold Company, Inc., New Tork, N.Y.

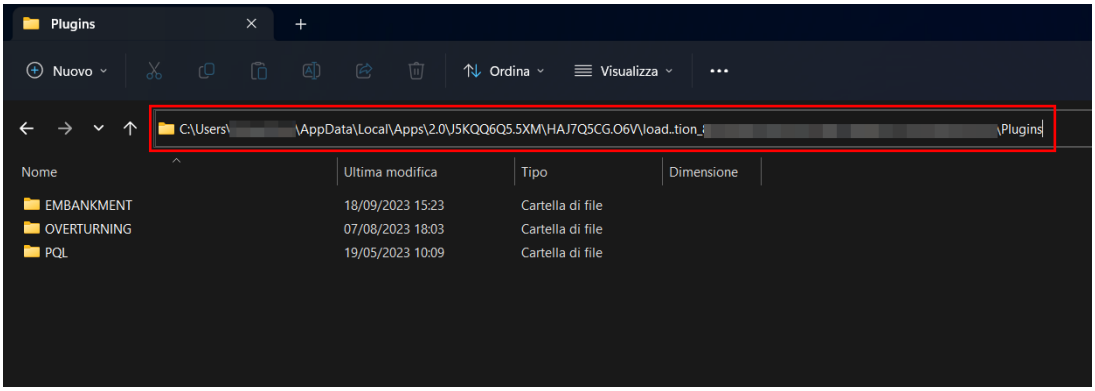
Viggiani C., 1983. Fondazioni, Ed. CUEM, Napoli.

12 Plugin

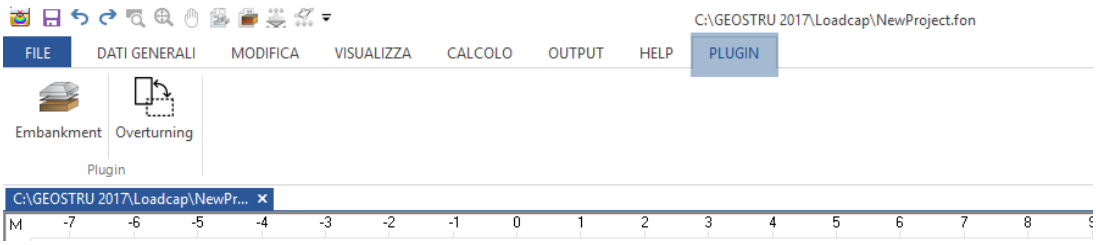
I plugin sono dei programmi che possono interagire con altri software in modo da ampliare o estendere le funzionalità originarie o possono essere usati in autonomia. E' sufficiente creare una cartella Plugins in *C:\Users\"**Nome Utente**"\AppData\Local\Apps\2.0\"**codice alfanumerico**"\"**codice alfanumerico**"\load_tion_"**codice alfanumerico**"*, scaricare il plugin e decompattarlo nella cartella creata.

Dove:

- Nume utente è il nome dell'utente loggato;
- Codice alfanumerico è un codice composto da lettere e numeri che varia in base al pc dell'utente.

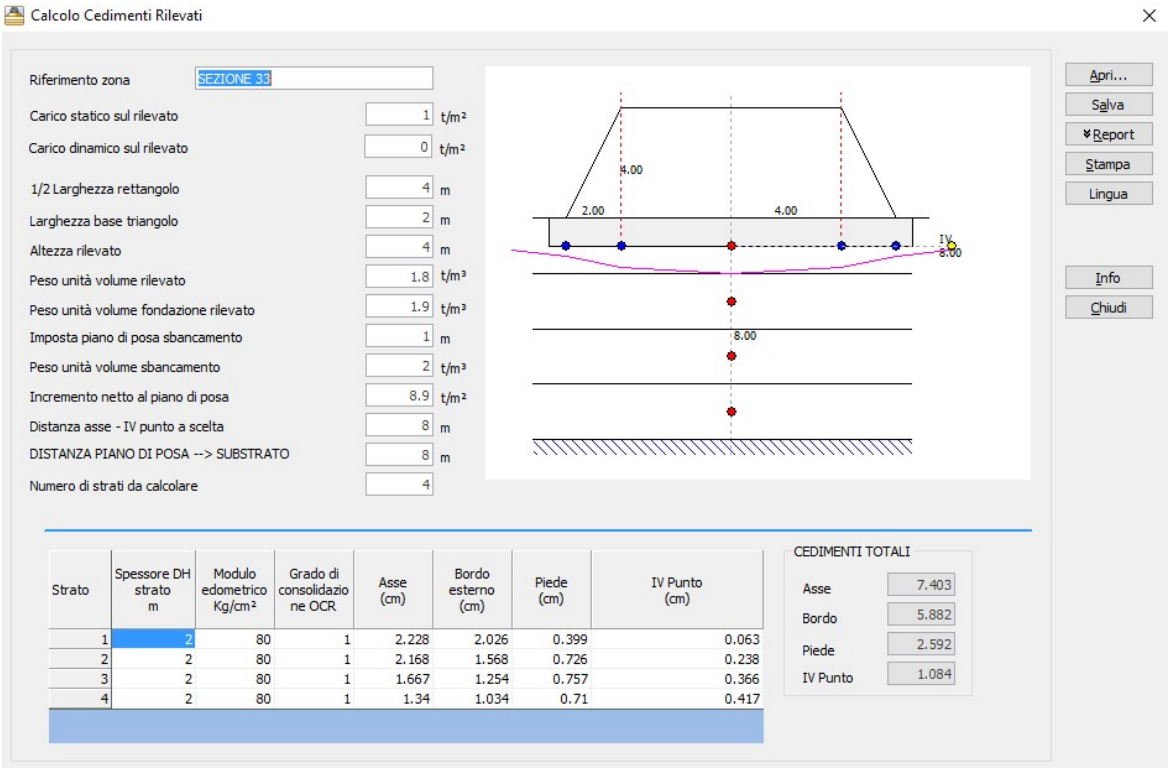


Sulla barra dei comandi di Loadcap si attiverà una nuova scheda denominata **PLUGIN**.



EMBANKMENT

Attraverso questo Plugin, vedi Figura è possibile calcolare il cedimento dei rilevati con il metodo edometrico.
Pressione imposta sul rilevato, sono i carichi agenti sul medesimo: "stradali ecc."
Imposta piano di posa sbancamento, profondità della fondazione.
L'incremento netto al piano di posa verrà calcolato in automatico dal programma.
Distanza asse IV Punto: assegnata dall'utente
I cedimenti vengono calcolati in **Asse**, **Centro**, **Piede** ed in un punto stabilito dall'utente **(IV punto)** del quale viene appunto digitata la *'Distanza asse IV punto'.*
Come dati di input della stratigrafia occorre assegnare: Il modulo edometrico ed il grado di sovraconsolidazione.



Finestra modulo rilevati

OVERTURNING

Il calcolo si basa sulla valutazione dell'equilibrio di corpo rigido (EQU) della fondazione infinitamente rigida (sia flessionalmente che estensionalmente) rispetto alla rotazione intorno ai lati (spigoli) del poligono di impronta (base) della fondazione poligonale sul magrone di appoggio. Si tratta quindi di controllare se, per rispetto ad ogni lato del poligono, il rapporto tra il momento stabilizzante ed il momento ribaltante Mstab/Mrib sia superiore al fattore di sicurezza parziale γ_R = 1.15 (nuove NTC 2017 ed andrà a completare l'ultima colonna dell'attuale tabella 6.5.I delle NTC 2008 che in effetti non contempla affatto la verifica a ribaltamento e che pertanto potrà assumersi ancora γ_R = 1.0 fino all'emanazione delle nuove norme).

Si tratta in definitiva di effettuare un equilibrio alla rotazione intorno ad ognuno dei lati considerandoli come una cerniera lineare fissa proiettando tutti i momenti (ribaltanti e stabilizzanti) nel piano verticale ortogonale ai singoli lati di base escludendo qualsivoglia forza di reazione del terreno (che allo stato limite di rotazione rigida infatti è privo di contatto con la fondazione).

GEOMETRIA E PESO DELLA FONDAZIONE

Il poligono di contatto della fondazione può essere assegnato come Rettangolare, Poligonale *(fino a 24 lati)* inscritto in una circonferenza di raggio qualsiasi, Poligonale generico *(fino a 24 lati)*. Nel caso di plinto circolare basta assegnare un poligono di 24 lati per ottenere una sufficiente approssimazione.

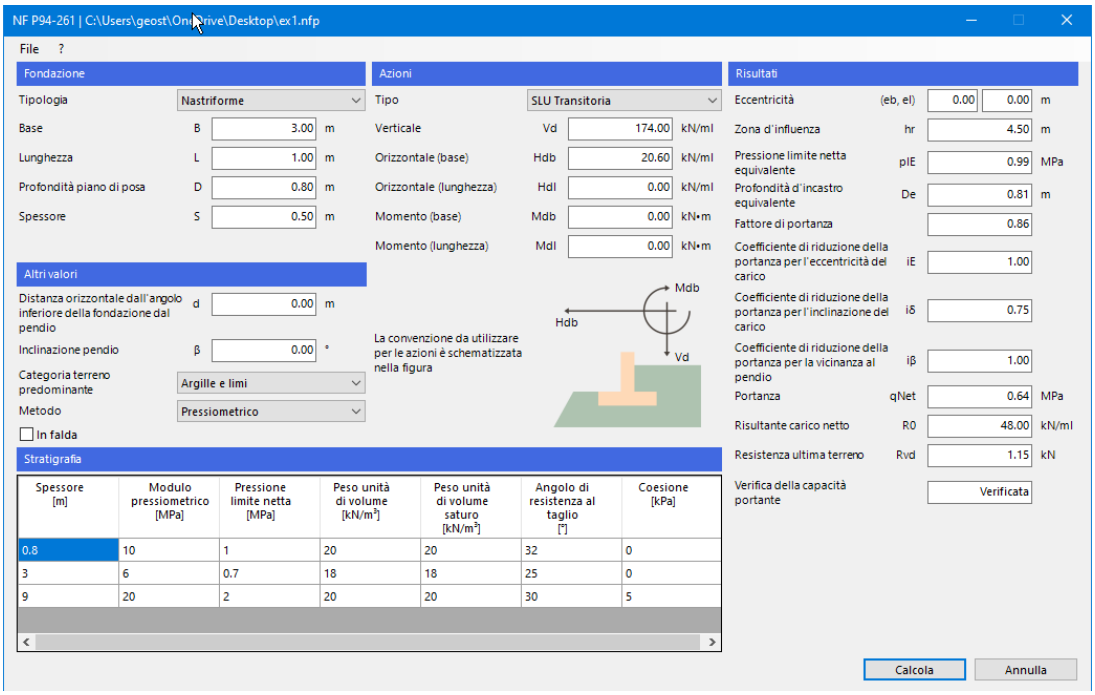
L'altezza della fondazione da assegnare si riferisce alla distanza verticale tra l'estradosso superiore su cui vengono applicati i carichi concentrati (sforzo normale, momenti e tagli) trasmessi dalla sovrastruttura (pilastri, pali, torri eoliche etc.) ed il piano di appoggio orizzontale di impronta della fondazione sul magrone. La fondazione può avere forma parallelepipeda sia semplice che a gradoni purchè i gradoni ammettano lo stesso baricentro in pianta della base di impronta (il peso complessivo della fondazione va calcolato a parte dall'utente, compresi eventuali sovraccarichi permanenti, ed è dal programma applicato sempre nel baricentro del poligono di base). Il peso della fondazione viene poi ridotto (automaticamente durante il calcolo) tramite il coeff. di parziale γ_R = 0.9 previsto nella tabella 2.6.I NTC 2008.

RISULTATI

Il programma fornisce il momento ribaltante e quello stabilizzante relativi al lato di base del plinto tali da produrre il coeff. di sicurezza al ribaltamento più basso tra tutti i lati. La verifica sarà positiva se detto coeff. risulterà non minore di 1.15 con riferimento alle NTC 2018 (sarà sufficiente 1.0 se il calcolo è riferito alle NTC 2008 ma il programma non lo prevede).

CALCOLO RESISTENZA DI PROGETTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI CON IL METODO PRESSIOMETRICO E PENETROMETRICO PQL

PQL consente di calcolare la resistenza di progetto di fondazioni superficiali da risultati di prove pressiometriche tipo Menard e penetrometriche statiche.



Prova pressiometrica di tipo Menard

Consiste nell'introdurre nel foro di sondaggio una sonda cilindrica e nel farla espandere radialmente contro le pareti del foro, misurando la conseguente deformazione volumetrica del terreno. La prova viene eseguita in controllo di carico misurando la deformazione volumetrica corrispondente ad ogni incremento di carico.

Metodo pressiometrico

Le prove pressiometriche (PMT) sono delle prove di carico realizzate installando nel terreno ad una data profondità una sonda cilindrica dilatabile, facendola espandere gradualmente e misurando nel contempo pressioni e deformazioni. Il carico limite netto si determina come:
Qnet=Kp*ple*iβ*iδ
Con
- kp: fattore portanza pressiometrica;
- ple*: pressione limite netta equivalente;
- iδ: coefficiente di riduzione di inclinazione dei carichi;
- iβ: coefficiente di riduzione inclinazione pendio.

Metodo penetrometrico statico

La prova penetrometrica statica consiste nell'infiggere a pressione nel terreno una punta conica dotata di sensori, alla quale è connesso un sistema di acquisizione dati. Il metodo penetrometrico utilizza i valori di resistenza alla punta del penetrometro statico. Il carico limite netto si determina come:

Qnet=Kc*qce*iβ*iδ

Con

- kp: fattore portanza penetrometrica;
- qce: resistenza alla punta equivalente;
- iδ: coefficiente di riduzione di portanza dovuta all'inclinazione dei carichi;
- iβ: coefficiente di riduzione di portanza dovuta all'inclinazione pendio.
-

Per entrambi i metodi per la resistenza di progetto sono state seguite le indicazioni dell'Eurocodice 7 (NF P94-261)

13 UTILITY

13.1 Tabelle conversione

Tabella di conversione da (°) in (%) e viceversa

Pendenza (%)	Angolo (°)	Pendenza (%)	Angolo (°)
1	0.5729	26	14.5742
2	1.1458	27	15.1096
3	1.7184	28	15.6422
4	2.2906	29	16.1722
5	2.8624	30	16.6992
6	3.4336	31	17.2234
7	4.0042	32	17.7447
8	4.5739	33	18.2629
9	5.1428	34	18.7780
10	5.7106	35	19.2900
11	6.2773	36	19.7989
12	6.8428	37	20.3045
13	7.4069	38	20.8068
14	7.9696	39	21.3058
15	8.5308	40	21.8014
16	9.0903	41	22.2936
17	9.6480	42	22.7824
18	10.2040	43	23.2677
19	10.7580	44	23.7495
20	11.3099	45	24.2277
21	11.8598	46	24.7024
22	12.4074	47	25.1735
23	12.9528	48	25.6410
24	13.4957	49	26.1049
25	14.0362	50	26.5651

Tabella di conversione delle forze

Da	A	Operazione	Fattore
N	kg	Dividere per	9.8
kN	kg	Moltiplicare per	102
kN	t	Dividere per	9.8
kg	N	Moltiplicare per	9.8
kg	kN	Dividere per	102
t	kN	Moltiplicare per	9.8

Conversione forze:
1 Newton (N) = 1/9.81 Kg = 0.102 Kg ; 1 kN = 1000 N

Tabella di conversione delle pressioni

Da	A	Operazione	Fattore
t/m^2	kg/cm^2	Dividere per	10
kg/m^2	kg/cm^2	Dividere per	10000
Pa	kg/cm^2	Dividere per	98000
kPa	kg/cm^2	Dividere per	98
Mpa	kg/cm^2	Moltiplicare per	10.2
kPa	kg/m^2	Moltiplicare per	102
Mpa	kg/m^2	Moltiplicare per	102000

13.2 Database terreni

Valori indicativi del peso di volume in Kg/m3

Terreno	Valore minimo	Valore massimo
Ghiaia asciutta	1800	2000
Ghiaia umida	1900	2100
Sabbia asciutta compatta	1700	2000
Sabbia umida compatta	1900	2100
Sabbia bagnata compatta	2000	2200
Sabbia asciutta sciolta	1500	1800
Sabbia umida sciolta	1600	1900
Sabbia bagnata sciolta	1900	2100
Argilla sabbiosa	1800	2200
Argilla dura	2000	2100
Argilla semisolida	1900	1950
Argilla molle	1800	1850
Torba	1000	1100

Valori indicativi dell'angolo di attrito, in gradi, per terreni

Terreno	Valore minimo	Valore massimo
Ghiaia compatta	35	35
Ghiaia sciolta	34	35
Sabbia compatta	35	45
Sabbia sciolta	25	35
Marna sabbiosa	22	29
Marna grassa	16	22
Argilla grassa	0	30
Argilla sabbiosa	16	28
Limo	20	27

Valori indicativi della coesione in Kg/cm2

Terreno	Valore
Argilla sabbiosa	0.20
Argilla molle	0.10
Argilla plastica	0.25
Argilla semisolida	0.50
Argilla solida	1
Argilla tenace	2÷10
Limo compatto	0.10

Valori indicativi del modulo elastico, in Kg/cm2

Terreno	Valore massimo di E	Valore minimo di E
Argilla molto molle	153	20.4
Argilla molle	255	51
Argilla media	510	153
Argilla dura	1020	510
Argilla sabbiosa	2550	255
Loess	612	153
Sabbia limosa	204	51
Sabbia sciolta	255	102
Sabbia compatta	816	510
Argilloscisto	51000	1530
Limo	204	20.4
Sabbia e ghiaia sciolta	1530	510
Sabbia e ghiaia compatte	2040	1020

Valori indicativi del coefficiente di Poisson per terreni

Terreno	Valore massimo di ν	Valore minimo di ν
Argilla satura	0.5	0.4
Argilla non satura	0.3	0.1
Argilla sabbiosa	0.3	0.2
Limo	0.35	0.3
Sabbia	1.0	0.1
Sabbia ghiaiosa comunemente usata	0.4	0.3

Valori indicativi del peso specifico di alcune rocce in Kg/m3

Roccia	Valore minimo	Valore massimo
Granito	45	60
Dolerite	55	60
Basalto	50	55
Arenaria.	35	50
Argilloscisto	15	30
Calcare	35	50
Quarzite	50	60
Marmo	35	50

Valori indicativi del modulo elastico e del coefficiente di Poisson per rocce

Roccia	E		ν	
	Valore massimo	Valore minimo	Valore massimo	Valore minimo
Basalto	1071000	178500	0.32	0.27
Granito	856800	142800	0.30	0.26
Scisto cristallino	856800	71400	0.22	0.18
Calcare	1071000	214200	0.45	0.24
Calcare poroso	856800	35700	0.45	0.35
Arenaria	428400	35700	0.45	0.20
Argilloscisto	214200	35700	0.45	0.25
Calcestruzzo	Variabile		0.15	

13.3 Valori indicativi coefficiente Poisson

15.6 Valori indicativi del coefficiente di Poisson (ν) di alcuni terreni

Terreno	ν	
	valore massimo	valore minimo
Argilla satura	0.5	0.4
Argilla non satura	0.3	0.1
Argilla sabbiosa	0.3	0.2
Limo	0.35	0.3
Sabbia	1.00	-0.1
Sabbia ghiaiosa comunemente usata	0.4	0.3
Loess	0.3	0.1
Ghiaccio	0.36	
Calcestruzzo	0.15	

14 NORMATIVE

Le normative di riferimento sono:

- NTC 2018
- NTC 2008 e Circolare
- Eurocodice 7
- Eurocodice 8

14.1 NTC 2018

CAPITOLO 6

6.4.2. FONDAZIONI SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura

in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua. In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, lefondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese. In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteridi verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.1

6.4.2.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

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

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

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale.

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a

quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

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

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

6.4.2.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione [6.2.7], calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni. Forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite
ultimi.

CAPITOLO 7

7.11.5.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLV) E ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLD)

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali e su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dallamobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento di quella degli elementi

strutturali che compongono la fondazione stessa. Devono essere considerati almeno gli stessi stati limite ultimi di cui ai § 6.4.2.1 e 6.4.3.1. Nelle verifiche si deve tener conto delle pressioni interstiziali preesistenti e di quelle eventualmente indotte dal moto sismico. Le verifiche allo stato limite ultimo di fondazioni superficiali e su pali sono condotte con le metodologie indicate nel Capitolo 6 e con le prescrizioni riportate al § 7.11.1.

7.11.5.3.1 Fondazioni superficiali

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

Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente γ_R di Tabella 7.11.II. Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo, il coefficiente γ_R può essere ridotto a 1.8.

Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della

fondazione. Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole. In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera. Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

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

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

Stato Limite di Esercizio (SLD)

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γ_R riportato nella Tabella 7.11.II.

14.2 NTC 2008 e Circolare 2009

I successivi paragrafi sono stati estrapolati dalle NTC 2008 e Circolare 2009

6.4 OPERE DI FONDAZIONE

6.4.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

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

le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio e le verifiche di durabilità. Nel caso di opere situate su pendii o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio in assenza e in presenza dell'opera e di eventuali scavi, riporti o interventi di altra natura, necessari alla sua realizzazione. Devono essere valutati gli effetti della costruzione dell'opera su manufatti attigui e sull'ambiente circostante.Nel caso di fondazioni su pali, le indagini devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque del sottosuolo.

6.4.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.
Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.
In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

6.4.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.
Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.
Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni. Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
    - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
    - collasso per scorrimento sul piano di posa
    - stabilità globale
- SLU di tipo strutturale (STR)
    - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parzialiriportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

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

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

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

Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

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

6.4.2.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7). Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei su menzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

Azione sismica fondazioni superficiali paragrafo C7.11.5.3.1

La circolare esplicativa del 02.02.2009, al paragrafo C7.11.5.3.1, riporta: "L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo *(effetto cinematico)* e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione *(effetto inerziale).*

Nell'analisi pseudo - statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente

denominati K_{hi} e K_{hk}, il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

I valori K_{hk} possono essere valutati facendo riferimento ai valori di normativa specificati per i pendii. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa.

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_g in funzione del coefficiente sismico K_{hk}; il fattore N_g viene quindi moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico."

Quindi, la riduzione del carico limite di fondazioni superficiali in presenza di sisma è dovuta alla riduzione del fattore di capacità portante N_g, a sua volta dovuta all'effetto inerziale della massa di terreno coinvolta nel meccanismo di rottura (effetto cinematico) ed all'effetto inerziale della struttura (effetto inerziale).

14.2.1 Geostru PS

GeoStru PS consente di individuare la pericolosità sismica direttamente da mappa geografica. Sarà così semplice ed immediato ricavare i coefficienti sismici secondo le Nuove norme tecniche per le costruzioni:

1. E' possibile ricercare automaticamente la zona di interesse digitando l'indirizzo o le coordinate oppure spostare il puntatore sul sito di interesse operando direttamente sulla mappa;
2. Selezionare la Classe d'uso e la Vita nominale dell'opera e cliccare su Calcola;

- In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, 'Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade', e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

- La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 3.3.1 - NTC2008 - e deve essere precisata nei documenti di progetto.

	Tipi di costruzione	Vita nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥100

Tabella 3.3.1 - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

3. Verranno così ricavati i parametri T_r, a_g, F_0, T_c*;

   dove

   T_r periodo di ritorno dell'azione sismica;
   a_g accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
   F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
   T_c* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

4. Selezionare l'opzione relativa all'opera in oggetto;
5. Indicare:

   Categoria sottosuolo: categoria di sottosuolo di riferimento;

   Categoria topografica: categoria topografica di riferimento;

Categoria	Descrizione
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{S,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero N_{SPT}>50 nei terreni a grana grossa e $c_{u,30}$>250kPa nei terreni a grana fina).
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero N_{SPT}<50 nei terreni a grana grossa e 70<$c_{u,30}$<250kPa nei terreni a grana fina).
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero N_{SPT}<15 nei terreni a grana grossa e $c_{u,30}$<70kPa nei terreni a grana fina).
E	*Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m*, posti sul substrato di riferimento (con V_S>800 m/s).

Tabella 3.3.2 (NTC 2008) - *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{S,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero 10<$c_{u,30}$<20kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Deposisti di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tabella 3.3.3 (NTC 2008) - *Categorie aggiuntive di sottosuolo*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i≤15°.
T2	Pendii con inclinazione media i>15°.
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15°≤i≤30°.
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i>30°.

Tabella 3.3.4 (NTC 2008) - *Categorie topografiche*

6. Per ogni Stato limite verranno così ricavati il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S, il coefficiente funzione della categoria di sottosuolo C_C ed il coefficiente di amplificazione topografica S_T, valori che possono essere anche modificati manualmente dall'utente, sarà così possibile eseguire il calcolo dei coefficienti sismici cliccando sul pulsante ''Calcola'';

7. Cliccare sul pulsante centrale ''Salva file'' per salvare il report in formato .txt, da importare poi nella finestra Calcolo coefficienti sismici del programma, o sul pulsante ''Salva PDF'' per salvare i risultati in formato .pdf.

- Schermata di Geostru PS

14.3 Eurocodice 7

L'Eurocodice 7 EN 1997 introduce nelle verifiche nei confronti degli stati limiti strutturali e geotecnici gli approcci progettuali che differiscono per le diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale del sistema.
Ogni stato membro della UE rilascia il National Annex (NA) ovvero le specifiche dettagliate per l'applicazione delle direttive contenute nelle EN 1997.
Ad esempio, l'approccio 1 è utilizzato nel Regno Unito e nel Portogallo, l'approccio 2 nella maggior parte dei paesi europei (Germania, Slovacchia, Italia...) per il calcolo della capacità portante e l'approccio 3 nei Paesi Bassi e nella maggior parte dei paesi europei per il calcolo della stabilità dei versanti.
Nelle specifiche vengono riportate i valori dei coefficienti parziali da utilizzare e indicati gli approcci da adottare in fase di progettazione per le diverse opere (capacità portante, ancoraggi, paratie, muri di sostegno....)

Design Approaches

2.4.7.3.4.2 Design Approach 1

1. Except for the design of axially loaded piles and anchors, it shall be verified that a limit state of rupture or excessive deformation will not occur with either of the following combinations of sets of partial factors:

   Combination 1: A1 "+" M1 "+" R1
   Combination 2: A2 "+" M2 "+" R1

where "+" implies: "to be combined with".

NOTE *In Combinations 1 and 2, partial factors are applied to actions and to ground strength parameters.*

2. For the design of axially loaded piles and anchors, it shall be verified that a limit state of rupture or excessive deformation will not occur with either of the following combinations of sets of partial factors:

   Combination 1: A1 "+" M1 "+" R1
   Combination 2: A2 "+" (M1 or M2) "+" R4

NOTE 1 *In Combination 1, partial factors are applied to actions and to ground strength parameters. In Combination 2, partial factors are applied to actions, to ground resistances and sometimes to ground strength parameters.*
NOTE 2 *In Combination 2, set M1 is used for calculating resistances of piles or anchors and set M2 for calculating unfavourable actions on piles owing e.g. to negative skin friction or transverse loading.*

3. If it is obvious that one of the two combinations governs the design, calculations for the other combination need not be carried out. However, different combinations may be critical to different aspects of the same design.

2.4.7.3.4.3 Design Approach 2

1. It shall be verified that a limit state of rupture or excessive deformation will not occur with the following combination of sets of partial factors:

Combination: A1 "+" M1 "+" R2

NOTE 1 *In this approach, partial factors are applied to actions or to the effects of actions and to ground resistances.*

NOTE 2 *If this approach is used for slope and overall stability analyses the resulting effect of the actions on the failure surface is multiplied by* g_E *and the shear resistance along the failure surface is divided by* $g_{R;e.}$

2.4.7.3.4.4 Design Approach 3

1. It shall be verified that a limit state of rupture or excessive deformation will not occur with the following combination of sets of partial factors:

Combination: (A1* or A2†) "+" M2 "+" R3

*on structural actions
†on geotechnical actions

NOTE 1 *In this approach, partial factors are applied to actions or the effects of actions from the structure and to ground strength parameters.*

NOTE 2 *For slope and overall stability analyses, actions on the soil (e.g. structural actions, traffic load) are treated as geotechnical actions by using the set of load factors A2.*

The table 3.1. below shows which of partial factor are used in each design approch, depending on the type of structure being designed.

Structure	Partial factors sets used in Design Approach...			
	1		2	3
	Combination 1	Combination 2		
General	**A1**+M1+R1	A2+**M2**+R1	**A1**+**R2**+M1	**A1***(A2^{+})+**M2**+R3
Slope	**A1**+M1+R1	A2+**M2**+R1	**E1**+**R2**+M1	E2+**M2**+R3
Piles and anchor-ages	**A1**+M1+R1	A2+M1+**R4**	**A1**+R2+M1	**A1***(A2^{+})+**M2**+R3

*Table 3.1.- Ultimate limit state, design approach (*on structural actions,+ on geotechnical actions)*

Design Approach 1			Combination 1			Combination 2		
			A1	M1	R1	A2	M2	R1
Permanent actions (G)	Unfavourable	γ_G	1,35			1,0		
	Favorable	$\gamma_{G,fav}$	1,0			1,0		
Variable actions (Q)	Unfavourable	γ_Q	1,5			1,3		
	Favorable	$\gamma_{Q,fav}$	0			0		
Coeff.of schearing resistance (tanf)		γ_f		1,0			1,25	
Effective cohesion (c')		$\gamma_{c'}$		1,0			1,25	
Undrained strength (cu)		γ_{cu}		1,0			1,4	
Unconfined compressive strength (q_u)		γ_{qu}		1,0			1,4	
Weight density (γ)		γ_g		1,0			1,0	
Resistance (R)		γ_R			1,0			1,0

Table 3.2.- Shows the relative magnitude of the key parameters when using Combination 1and using Combination 2

Design Approach 2			A1	M1	R1
Permanent actions (G)	Unfavourable	γ_G	1,35		
	Favorable	$\gamma_{G,fav}$	1,0		
Variable actions (Q)	Unfavourable	γ_Q	1,5		
	Favorable	$\gamma_{Q,fav}$	0		
Material properties(c)		γ_M		1,0	
Material resistance (Rv)		γ_{Rv}			1,4
Sliding resistance (Rh)		γ_{Rh}			1,1
Earth resistance against retaining structures		γ_{Re}			1,4
....in slope					1,1

Table 3.3.- Shows the relative magnitude of the key parameters when using Design Approach 2

Design Approach 3			A1	A2	M2	R3
Permanent actions (G)	Unfavourable	γ_G	1,35	1,0		
	Favorable	$\gamma_{G,fav}$	1,0	1,0		
Variable actions (Q)	Unfavourable	γ_Q	1,5	1,3		
	Favorable	$\gamma_{Q,fav}$	0	0		
Coeff. of schearing resistance (tanf)		γ_f			1,25	
Effective cohesion (c')		$\gamma_{c'}$			1,25	
Undrained strength (cu)		γ_{cu}			1,4	
Unconfined compressive strength (q_U)		γ_{qu}			1,4	
Weight density (γ)		γ_g			1,0	
Resistance (R) (except for pile shaft in tension)		γ_R				1,0
Pile shatf resistance in tension		$\gamma_{R,st}$				1,1

Table 3.4.- Shows the relative magnitude of the key parameters when using Design Approch 3

Fondazioni Superficiali

6.1 Generalità

1. Le disposizioni di questo punto si applicano alle fondazioni superficiali; queste comprendono i plinti, le travi di fondazioni e le platee. Alcune di queste disposizioni possono essere anche impiegate per le fondazioni profonde, come le fondazioni a cassone.

6.2 Stati limite

1. Si deve redigere un elenco degli stati limite da prendere in considerazione. Devono essere presi in esame i seguenti stati limite:
   - instabilità globale;
   - rottura per carico limite;
   - rottura per scorrimento;
   - rottura nel terreno e nella struttura;
   - rottura strutturale dovuta a movimento delle fondazioni;
   - cedimenti eccessivi;
   - sollevamenti eccessivi;
   - vibrazioni inaccettabili.

6.3 Azioni e situazioni di progetto

1. Nella scelta delle azioni per la verifica agli stati limite devono essere considerate le azioni elencate al punto 2.4.2.
2. Nei casi in cui la rigidezza strutturale sia significativa, può essere necessaria la determinazione della ripartizione delle azioni e analizzare l'interazione struttura-terreno.
3. Le situazioni di progetto devono essere selezionate in conformità ai principi enunciati nel punto 2.2.
4. Nella scelta delle situazioni di progetto delle fondazioni superficiali, è particolarmente importante accertare il livello della superficie libera della falda idrica.

6.4 Considerazioni sul progetto e sulla costruzione

1. Nella scelta della profondità del piano di posa di una fondazione superficiale si devono considerare quanto segue:
   - la possibilità di raggiungere uno strato con adeguate caratteristiche di resistenza;
   - la profondità fino alla quale il ritiro e il rigonfiamento di terreni argillosi - determinati dalle variazioni stagionali de clima oppure dalla presenza di alberi e arbusti
   - possono produrre spostamenti apprezzabili;

- la profondità fino alla quale possono verificarsi danni conseguenti al gelo;
- il livello della superficie libera della falda idrica nel terreno ed i problemi che possono insorgere qualora sia necessario eseguire lo scavo per la fondazione al di sotto di tale livello;
- gli eventuali movimenti del terreno e le riduzioni della resistenza del terreno di fondazione dovuti a moti di filtrazioni od effetti climatici o ai metodi di costruzione;
- gli effetti degli scavi, necessari per la costruzione, sulle fondazioni e sulle strutture adiacenti;
- gli effetti di scavi successivi per sottoservizi in prossimità della fondazione;
- le temperature elevate o basse indotte dall'edificio;
- l'eventualità di fenomeni di scalzamento.

2. Oltre a soddisfare i requisiti inerenti le prestazioni, la larghezza della fondazione deve essere scelta sulla base di considerazioni pratiche relative all'economicità dell'esecuzione dello scavo, al rispetto delle tolleranze, alle esigenze degli spazi di lavoro ed alle dimensioni delle pareti o pilastri sostenuti dalla fondazione.

3. Il progetto di una fondazione superficiale deve essere sviluppato con uno dei seguenti metodi:
   - metodo diretto: si eseguono analisi separate per ciascuno stato limite utilizzando modelli di calcolo ed i valori di progetto per le azioni e per i parametri del terreno. Nella verifica di uno stato limite ultimo, il calcolo deve riprodurre quanto più fedelmente possibile il meccanismo di rottura previsto. Nell'esame di uno stato limite di servizio, si deve ricorrere ad un'analisi delle deformazioni;
   - assunzione di un valore di carico limite di progetto, determinato in maniera empirica, sulla base dell'esperienza comparabile e di risultati di misure in sito o di laboratorio, e scelto con riferimento ai carichi allo stato limite di servizio in modo da soddisfare i requisiti di tutti gli stati limite significativi. I modelli di calcolo per il progetto agli stati

limite ultimo e di servizio delle fondazioni superficiali su terreno sono illustrati ai punti 6.5 e 6.6; per il progetto delle fondazioni superficiali su roccia, i valori della portanza presunta sono riportate nel punto 6.7.

6.5 Progetto allo stato limite ultimo

6.5.1 Stabilità globale

1. La verifica della stabilità globale deve essere eseguita in particolare per le fondazioni che si trovino nelle seguenti situazioni:
   - in prossimità o lungo un pendio naturale o artificiale;
   - in prossimità di scavi o di muri di sostegno;
   - in prossimità di fiumi, canali, laghi, bacini o della costa;
   - in prossimità di miniere o di strutture interrate.

Per tali situazioni, si deve dimostrare, con i principi riportati al punto 9, che la instabilità globale del volume di terreno, sede della fondazione, è sufficientemente improbabile.

6.5.2 Rottura per carico limite

6.5.2.1 Generalità

1. Per dimostrare che una fondazione è in grado di sostenere il carico di progetto con adeguata sicurezza nei confronti della rottura per carico limite, la seguente disuguaglianza deve essere soddisfatta per tutte le condizioni e per tutte le combinazioni di carico, relative allo stato limite ultimo:

$$V_d \leq R_d \qquad [6.1]$$

dove:

Vd è il carico di progetto relativo allo stato limite ultimo, normale alla base della fondazione, comprendente il peso della fondazione e di eventuale materiale di riporto. In condizioni drenate, il calcolo di Vd, le pressioni dell'acqua devono essere generalmente considerate come azioni;

Rd è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti dei carichi normali, tenendo conto dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Rd deve essere calcolata sulla base dei valori di

progetto dei parametri pertinenti scelti in conformità con 2.4.3 e 3.3.

2. Se le pressioni dell'acqua nei pressi della fondazione sono di tipo idrostatico, il calcolo di Vd potrà più semplicemente svolgersi utilizzando il peso di volume immerso degli elementi strutturali posti al di sotto del livello della superficie libera dell'acqua.

6.5.2.2 Metodo analitico

1. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto con riferimento alle azioni verticali, Rd, di una fondazione superficiale si devono considerare situazioni a breve e a lungo termine soprattutto nei terreni a grana fine, nei quali le variazioni della pressione interstiziale possono modificare la resistenza al taglio.
2. L'appendice B illustra un esempio della procedura di calcolo del carico limite con il metodo analitico (Brinch-Hansen).
3. Se il terreno o l'ammasso roccioso al di sotto di una fondazione presentano un sistema strutturale definito di stratificazioni, o in generale di discontinuità, il meccanismo di rottura assunto, la resistenza al taglio e i parametri di deformabilità prescelti devono tenere conto delle caratteristiche strutturali della formazione del terreno.
4. Nel calcolo del carico limite di progetto di una fondazione che insiste su terreni fittamente stratificati, si devono determinare i valori di progetto dei parametri per ogni strato.
5. Laddove una formazione meno resistente sovrasti una più resistente, il carico limite di progetto può essere determinato adottando i parametri di resistenza al taglio della formazione meno resistente.

6.5.2.3 Metodo semi-empirico

1. Il carico limite di progetto di una fondazione superficiale si può stimare in modo semi-empirico sulla base dei risultati di prove in sito che tengano conto di esperienze comparabili.
2. L'appendice C fornisce un esempio del metodo semi-empirico per la stima del carico limite.

6.5.3 Rottura per scorrimento

1. Se il carico non è normale alla base della fondazione, questa deve essere verificata nei confronti di una rottura per scorrimento.
2. Per la verifica della sicurezza nei confronti della rottura per scorrimento su piani di posa orizzontali, si deve soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$H_d \leq S_d + E_{pd} \qquad [6.2]$$

dove:

H_d è la componente orizzontale del carico di progetto comprendente la spinta attiva esercitata dal terreno;

S_d è la resistenza al taglio di progetto che può svilupparsi tra la base della fondazione ed il terreno;

E_{pd} è il valore di progetto della spinta del terreno esercitata sul lato della fondazione, che può essere mobilitata con lo spostamento appropriato per lo stato limite considerato, disponibile per l'intera vita della struttura.

3. È opportuno che i valori di progetto di Sd e di Epd tengano conto dell'entità del movimento previsto nelle condizioni di stato limite di carico considerate. Per i movimenti di rilevante entità, è opportuno tener conto dell'eventuale influenza di uncomportamento "post picco".

4. Per piani di posa inclinati deve essere soddisfatta una disuguaglianza analoga alla [6.5].
5. Per le fondazioni che insistono sui terreni argillosi nella zona di terreno influenzata dai movimenti stagionali, si deve considerare la possibilità che l'argilla, per ritiro, si distacchi dalle pareti verticali delle fondazioni.
6. Si deve tenere conto dell'eventualità che il terreno posto davanti alla fondazione possa essere rimosso da fenomeni erosivi o di attività antropica.

©GeoStru

7. In condizioni drenate, la resistenza a taglio di progetto, S_d, deve essere calcolatamediante la seguente equazione:

$$S_d = V'_d \tan \delta_d \qquad [6.3]$$

dove:

V'_d è il carico efficace di progetto, normale alla base della fondazione;

δ_d è il valore di progetto dell'angolo di attrito sulla base della fondazione.

8. Per fondazioni di calcestruzzo gettato in opera, l'angolo di attrito di progetto dd si può ritenere uguale all'angolo di resistenza al taglio j'd, mentre per fondazioni prefabbricate di calcestruzzo lisce esso può essere posto uguale a 2/3 di φ'. È opportuno trascurare la coesione intercetta in termini di tensioni efficaci c '.
9. In condizioni non drenate, la resistenza a taglio di progetto S_d deve essere di solito limitata da:

$$S_d = A' c_u \qquad [6.4]$$

dove:

A' è la superficie efficace della base, come indicato in 6.5.2.2;

cu è la resistenza a taglio non drenata.

Se l'acqua o l'aria possono raggiungere l'interfaccia tra fondazione e lo strato sottostante di argilla, nella verifica in condizioni non drenate, si deve rispettare la seguente disuguaglianza:

$$S_d \leq 0{,}4\ V_d \qquad [6.5]$$

Le disposizioni prescritte dall'espressione [6.5] possono essere trascurate soltanto nel caso in cui la formazione di una discontinuità tra fondazione e terreno sia impedita dallo sviluppo di suzione nelle aree dove le tensioni normali di contatto non sono positive.

6.5.4 Carichi con eccentricità notevoli

1. Speciali precauzioni si devono adottare laddove l'eccentricità del carico superi 1/3 della larghezza di una fondazione rettangolare o 0,6 volte il raggio di una fondazione circolare.

Tali precauzioni comprendono:

- una scrupolosa verifica dei valori di progetto delle azioni in conformità con il punto 2.4.2;
- una definizione in fase di progetto della posizione del bordo della fondazione tenendo conto di eventuali scostamenti in fase di costruzione.

2. A meno che in corso d'opera non si presti particolare attenzione, è opportuno prendere in considerazione valori di scostamento fino a 0,10 m.
3. Il suddetto valore cautelativo di progetto per il posizionamento del bordo della fondazione deve essere adottato nella verifica della capacità portante.

6.5.5 Rottura strutturale imputabile a movimento delle fondazioni

1. Si deve verificare che gli spostamenti differenziali orizzontali e verticali delle fondazioni di una struttura, calcolati con riferimento ai carichi di progetto relativi allo stato limite ultimo ed ai parametri di deformabilità del terreno, non determinino uno strato limite ultimo nella struttura che insiste sulla fondazione.
2. È possibile adottare il secondo metodo descritto in 6.4 (punto 3), utilizzando una tensione normale di contatto di progetto per la quale gli spostamenti non inducano nella struttura uno stato limite ultimo.
3. Nel caso di terreni rigonfianti, si deve determinare il possibile movimento differenziale di sollevamento e dimensionare sia le fondazioni che la struttura in modo che siano in grado di resistere o di adattarsi ad esso.

6.6 Progetto allo stato limite di servizio

1. Gli spostamenti della fondazione provocati dalla sovrastruttura devono essere considerati in termini sia di spostamento dell'intera

fondazione sia di spostamenti differenziali delle diverse parti della fondazione stessa.

2. I carichi di progetto relativi allo stato limite di servizio devono essere utilizzati per calcolare gli spostamenti della fondazione; questi ultimi devono essere confrontati con i requisiti funzionali dell'opera.
3. L'intervallo dei possibili valori degli spostamenti verticali e orizzontali della fondazione deve essere valutato e confrontato con i valori limite riportati nel punto 2.4.5.
4. Si deve tenere conto degli spostamenti causati dalle azioni sulla fondazione quali quelle elencate al punto 2.4.2.
5. I metodi di calcolo degli spostamenti verticali (cedimenti), conseguenti ai carichi sulla fondazione, sono descritti al punto 6.6.1.
6. I calcoli dei cedimenti non sono rigorosi; essi forniscono solamente una valutazione approssimata.

6.6.1 Cedimento

1. Il calcolo dei cedimenti deve riguardare sia il cedimento immediato sia quello differito.
2. Per il calcolo dei cedimenti in terreni saturi si deve tenere conto dei seguenti tre termini:
   - cedimento in assenza di drenaggio, dovuto, per terreno completamente saturo, alla deformazione per taglio a volume costante, s_0;
   - cedimento dovuto alla consolidazione, s_1;
   - cedimento dovuto a fenomeni viscosi, s_2.

È opportuno porre una particolare attenzione a quei terreni, come per esempio quelli organici e le argille sensitive, nei quali il cedimento si può sviluppare quasi indefinitamente, per effetto dei fenomeni viscosi.

La profondità fino alla quale è opportuno considerare gli strati compressibili di terreno dipende dalle dimensioni e dalla forma della fondazione, dalla variazione della rigidezza del terreno con la

profondità e dalla distanza tra gli elementi della fondazione. Tale profondità può essere assunta normalmente come la profondità alla quale l'incremento della tensione verticale efficace, per effetto del carico sulla fondazione, raggiunge il 20% della tensione verticale efficace dovuta al peso proprio del terreno. In molti casi tale profondità può essere considerata approssimativamente pari a 1-2 volte la larghezza della fondazione, ma può essere ridotta nel caso di estese platee di fondazione poco caricate. Questo approccio non è applicabile a terreni molto molli.

3. Si deve, inoltre, considerare ogni ulteriore eventuale cedimento dovuto ad autocompattazionedel terreno.
4. È opportuno tenere conto dei seguenti aspetti:
   - possibili effetti derivanti dal peso proprio, da inondazioni e da vibrazioni, nei rinterri e nei terreni che possono collassare;
   - effetti di variazioni dello stato tensionale, nelle sabbie frantumabili.
5. A seconda del caso, si devono adottare modelli lineari o non lineari della rigidezza del terreno.
6. L'appendice D fornisce esempi di metodi per la valutazione dei cedimenti.
7. Si devono valutare i cedimenti differenziali e le rotazioni relative, tenendo conto sia della distribuzione dei carichi che della eventuale variabilità del terreno, allo scopo di evitare il raggiungimento di uno stato limite di servizio.
8. I cedimenti differenziali calcolati senza tenere conto della rigidezza della struttura tendono ad essere sovrastimati. Valori ridotti dei cedimenti differenziali possono essere giustificati utilizzando un'analisi dell'interazione terreno-struttura.È opportuno tenere conto del cedimento differenziale determinato dalla variabilità del terreno, a meno che non sia impedito dalla rigidezza della struttura. Per le fondazioni superficiali su terreno naturale, tale cedimento può raggiungere usualmente

valori fino a 10 mm, ma di solito non supera il 50% del cedimento totale calcolato.

La rotazione di una fondazione sottoposta a carico eccentrico si deve calcolare partendo dall'ipotesi che la pressione di contatto abbia un andamento lineare e valutando, quindi, il cedimento in corrispondenza degli spigoli della fondazione, con la distribuzione della tensione verticale nel terreno al di sotto di ogni spigolo ed i metodi di valutazione del cedimento precedentemente descritti.

Metodo tensioni-deformazioni

Il cedimento globale di una fondazione poggiante su un terreno coesivo o non coesivo si può calcolare con il metodo tensioni-deformazioni nel modo seguente:

- calcolando la distribuzione della tensione nel terreno dovuta al carico trasmesso dalla fondazione; ciò è possibile sulla base della teoria dell'elasticità, presupponendo, in generale, un terreno isotropico, omogeneo e una distribuzione lineare della pressionedi contatto;
- calcolando la deformazione del terreno prodotta dalle tensioni mediante i valori del modulo di rigidezza o di altre relazioni tensioni-deformazioni determinate a partire da prove di laboratorio (possibilmente tarate rispetto alle prove in sito) o da prove in sito;
- integrando le deformazioni verticali per valutare i cedimenti; per poter applicare il metodo tensioni deformazioni è opportuno scegliere punti nel terreno al di sotto della fondazione in un numero sufficiente e calcolare, in questi punti le tensioni e le deformazioni.

Metodo elastico modificato

Il cedimento totale di una fondazione su un terreno coesivo o non coesivo si può calcolare con la teoria dell'elasticità con la formula:

[D.1]

dove i simboli hanno il seguente significato:

p è la pressione di contatto, relativa allo stato limite di servizio, distribuita linearmente sulla base della fondazione; per terreni coesivi normalmente consolidati è opportuno detrarre dalla p il peso del terreno scavato al di sopra della base; è opportuno tenere conto anche degli effetti della spinta di Archimede;

E_m è il modulo di Young di progetto dello strato deformabile in condizioni drenate. Qualora non si disponga sufficienti indicazioni sui cedimenti di strutture adiacenti analoghe in condizioni similare sulla base delle quali valutare Em, quest'ultimo può essere stimato mediante i risultati delle prove di laboratorio o in sito;

f è un coefficiente il cui valore dipende dalla forma e dalle dimensioni dell'area di fondazione, dalla variazione della rigidezza con la profondità, dallo spessore dello strato compressibile, dal coefficiente di Poisson, dalla distribuzione della pressione di contatto e dal punto nel quale si calcola il cedimento;

B è la larghezza della fondazione.

È opportuno impiegare il metodo elastico adattato solamente se le tensioni alle quali il terreno è sottoposto sono tali per cui non si verifichino significative plasticizzazioni e se il comportamento tensioni-deformazioni del terreno si può ritenere lineare. Particolare attenzione è necessaria quando il metodo elastico adattato viene applicato a terreni non omogenei.

Cedimenti dovuti alla consolidazione

Allo scopo di calcolare il cedimento di consolidazione, si può ammettere che il terreno subisce una deformazione unidimensionale confinata ed utilizzare, poi, la curva di compressibilitàdelle prove di consolidazione. La somma dei cedimenti in condizioni non drenate edi

consolidazione porta spesso a sopravvalutare il cedimento totale; correzioni empiriche
possono essere apportate.

Cedimenti nel tempo

Con i terreni coesivi, la velocità del cedimento di consolidazione prima della fine della consolidazione primaria si può calcolare in maniera approssimata mediante i parametri diconsolidazione derivati da una prova di compressione. Tuttavia, è preferibile determinare la velocità del cedimento di consolidazione impiegando i valori della permeabilità derivati da prove in sito secondo le istruzioni riportate al punto 3.3.10.

6.6.2 Analisi delle vibrazioni

1. Le fondazioni di strutture soggette a vibrazioni o a carichi vibranti devono essere progettate in modo tale da garantire che non si verifichino vibrazioni e cedimenti eccessivi.
2. È opportuno adottare adeguati provvedimenti per assicurare che non si verifichi la risonanza tra la frequenza del carico pulsante ed una frequenza critica del sistema fondazione-terreno e per garantire che non avvenga la liquefazione del terreno.
3. Le vibrazioni prodotte dai terremoti devono essere considerate con i criteri riportati nella ENV 1998-1.

6.7 Fondazioni su roccia: considerazioni progettuali complementari

1. La progettazione di fondazioni superficiali su roccia deve tenere conto dei seguenti fattori:
   - la deformabilità e la resistenza dell'ammasso roccioso ed i cedimenti accettabili per la struttura in elevazione;
   - la presenza al di sotto della fondazione di strati teneri, di evidenze di dissoluzione, di zone di faglia, ecc.;
   - la presenza di stratificazioni od altre discontinuità e loro caratteristiche (riempimenti, continuità, ampiezza, spaziatura);

- lo stato di alterazione, decomposizione e fratturazione della roccia;
- il disturbo provocato allo stato naturale della roccia dalle attività di costruzione realizzate in prossimità della fondazione (opere in sotterraneo, scarpate, ecc.).

2. Le fondazioni superficiali su roccia possono essere usualmente progettate con il metodo che prevede l'utilizzo di un valore presunto della portanza, descritto in 6.4 (punto 3).Per rocce ignee intatte, rocce gneissiche, calcari ed arenarie resistenti, la portanza presunta è limitata dalla resistenza a compressione della fondazione di calcestruzzo.

L'appendice E illustra un esempio del metodo per valutare la portanza presunta di fondazioni superficiali su roccia.

Il cedimento di una fondazione può essere valutato sulla base di esperienze comparabili, tenendo conto della classificazione dell'ammasso roccioso, vedere 3.3.9.

6.8 Progetto strutturale delle fondazioni superficiali

1. Le fondazioni superficiali devono essere verificate nei confronti della rottura strutturale in conformità con il punto 2.4.
2. Per fondazioni rigide, si può ritenere che la distribuzione della pressione di contatto sul piano di posa sia lineare. Un'analisi più dettagliata dell'interazione terreno-struttura può essere utilizzata per giustificare un dimensionamento più economico, seguendo i principi di cui al punto 2.1 (punto 8).

Nel caso di fondazione flessibile, la distribuzione della pressione di contatto si può ottenere scegliendo come modello di calcolo per la fondazione quello di una trave o di una piastra poggiante su un mezzo continuo deformabile o su una serie di molle di appropriata rigidezza e resistenza.

3. La funzionalità di fondazioni continue ed a platea deve essere verificata utilizzando i carichi relativi allo stato limite di servizio ed una distribuzione della pressione di contatto corrispondente alla deformazione della fondazione e del terreno.

©GeoStru

4. Si assume normalmente, che la distribuzione della pressione di contatto sia lineare. Per le situazioni di progetto con presenza di forze concentrate agenti su una fondazione continua od a platea, gli sforzi ed i momenti flettenti nella fondazione si possono determinare mediante un modello di calcolo con reazione del sottofondo di tipo elastico lineare. È opportuno che i moduli di reazione siano valutati tramite l'analisi del cedimento, considerando un'appropriata distribuzione della pressione di contatto. È opportuno, inoltre, che i moduli siano modificati in maniera tale che le pressioni di contatto calcolate non superino i valori per i quali si può supporre un comportamento lineare. È opportuno che i cedimenti totali e differenziali della struttura nel suo insieme siano calcolati in conformità con il punto 6.6.1. A tale scopo, i modelli che utilizzano il modulo di reazione del terreno risultano spesso non appropriati.

È opportuno che siano usati metodi di calcolo più precisi come, per esempio, quello agli elementi finiti, nei casi in cui l'interazione terreno-struttura abbia un effetto preponderante.

Progetto allo stato limite ultimo dei pendii

Instabilità globale

Nell'analizzare la stabilità di un rilevato o pendio (in terreno o in ammasso roccioso) si devono considerare tutti i possibili modi di rottura.

Il corpo di terreno o roccia delimitato dalla superficie di rottura è normalmente considerato come rigido oppure come un insieme di corpi rigidi che si spostano contemporaneamente. In alternativa, la stabilità può essere verificata ricercando un campo di tensioni statisticamente ammissibile oppure impiegando il metodo degli elementi finiti.

Le superfici di rottura o le interfacce tra i corpi rigidi possono avere forme diverse, ivi comprese quella piana, circolare e forme più complicate.

Se il terreno, o il materiale del rilevato, è relativamente omogeneo e isotropo nei riguardi della resistenza, è di solito sufficiente considerare superfici di rottura circolari.
Per pendii in terreni stratificati con notevoli variazioni della resistenza al taglio, particolare attenzione va rivolta agli strati con resistenza al taglio più bassa: in questi casi può essere necessario considerare superfici di rottura non circolari.
In materiali con giunti, comprese le rocce molto resistenti e alcuni tipi di terreno, la forma delle superfici di rottura dipende dalle discontinuità e può anche estendersi al materiale intatto. Ciò può richiedere l'analisi mediante cunei tridimensionali.
Assegnati i valori di progetto delle azioni e dei parametri della resistenza al taglio del terreno, in base all'approccio progettuale scelto (vedi tabella 3.1), deve essere verificato l'equilibrio del corpo delimitato da tutte le potenziali superfici di rottura.
In terreni e rocce tenere che non mostrano una marcata anisotropia della resistenza, può essere impiegato il metodo delle strisce. Si deve verificare la stabilità globale della massa potenzialmente instabile nei riguardi dei momenti e delle forze verticali. Se l'equilibrio orizzontale non è verificato, si può ammettere che le forze tra le strisce siano orizzontali.
Se non esistono grosse incertezze sulla densità del terreno, nel calcolo della stabilità del pendio non è necessario distinguere tra carichi favorevoli e sfavorevoli dovuti alla gravità.

In accordo con l'eurocodice 7 l' analisi di stabilità risulta soddisfatta se :

$$E_d \leq R_d$$

Nell'analisi della stabilità dei pendii si pone $E_d = M_{Ed}$ e $R_d = M_{Rd}$ ovvero rispettivamente l'effetto delle azioni (ribaltante) e la resistenza.
Tali grandezze saranno opportunamente amplificati o ridotti attraverso i fattori parziali previsti dall'eurocodice in base alla combinazione scelta (vedi tabelle 3.1, 3.2, 3.3).

14.4 Eurocodice 8

2.2.4 Misure specifiche

2.2.4.2 Fondazioni

1. P La rigidezza delle fondazioni deve essere adeguata, per trasmettere le azioni ricevute dalla sovrastruttura al terreno il più uniformemente possibile.
2. Con l'eccezione dei ponti, si raccomanda di utilizzare in generale solo un tipo di fondazione per la stessa struttura, a meno che quest'ultima sia costituita da unità dinamicamente indipendenti

3 Caratteristiche del terreno e zona sismica

3.1 Caratteristiche del terreno

3.1.2 Identificazione dei tipi di terreno

1. I tipi di terreno A, B, C, D e E, definiti dai profili stratigrafici e dai parametri forniti nel prospetto 3.1 e descritti qui di seguito, possono essere utilizzati per tenere conto dell'influenza delle condizioni locali del terreno sull'azione sismica. Questo può anche essere fatto in aggiunta tenendo conto dell'influenza della geologia profonda sull'azione sismica.

Nota: *Lo schema di classificazione del terreno che tiene conto della geologia profonda utilizzato in una nazione può essere specificato nella sua appendice nazionale, che include i valori dei parametri S, TB, TC e TD che definiscono lo spettro di risposta elastico orizzontale e verticale in accordo con i punti 3.2.2.2 e 3.2.2.3.*

Tipo di Terreno	Descrizione profilo stratigrafico	Vs_{30} (m/s)	N_{SPT} (colpi/30 cm)	cu (kPa)
A	Roccia o altre formazioni geologiche tipo-roccia, che includono strati superficiali di materiale più debole di spessore massimo di 5 m.	>800		
B	Depositi di sabbia molto densa, ghiaia, o argilla molto consistente, con spessore di almeno parecchie decine di metri, caratterizzati da un graduale aumento delle proprietà meccaniche con la profondità.	360-800	>50	>250
C	Depositi profondi di sabbia densa o mediamente addensata, ghiaia o argilla consistente con spessore variabile da parecchie decine di metri a molte centinaia di metri.	180-360	15-50	70-250
D	Depositi di terreni sciolti o poco addensati (con o senza alcuni strati coesivi di bassa consistenza), o di terreni per la maggior parte coesivi da poco a mediamente consistenti.	<180	<15	<70
E	n profilo di terreno costituito da strati superficiali alluvionali con valori di Vs simili a quelli dei tipi C o D e spessore che varia tra circa 5 m e 20 m, giacente su un substrato di materiale più rigido con Vs > 800 m/s			
S_1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza con elevato indice di plasticità (PI > 40) ed elevato contenuto di acqua.	<100 (indicativo)		10-20
S_2	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensibili o qualsiasi alltro profilo di terreno non incluso nei tipi A o S_1			

Prospetto 3.1-Tipi di terreno

2. Si raccomanda che il sito sia classificato a seconda del valore della velocità media dell'onda di taglio, $V_{s,30}$, se questa è disponibile. Altrimenti si raccomanda che siautilizzato il valore di NSPT.
3. Si raccomanda che la velocità media dell'onda di taglio, $V_{s,30}$ sia calcolata in accordo con la seguente espressione:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \qquad (3.1)$$

dove:

h_i e V_i indicano lo spessore (in metri) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio dell'ordine di 10-5 o meno) della formazione o strato i-esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

4. Sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica per i siti concondizioni del terreno che corrispondono a uno dei due tipi speciali di terreno S_1 o S_2. Per questi tipi, e in particolare per S_2, deve essere tenuta in conto la possibilità di rottura del terreno sotto l'azione sismica.

Nota: *Si raccomanda di porre particolare attenzione se il deposito è di terreno di tipo S_1. Tali terreni hanno tipicamente valori di Vs molto bassi, smorzamenti interni bassi e un intervallo molto esteso di comportamento lineare e possono perciò produrre amplificazioni sismiche anomale al sito e effetti di interazione terreno-struttura (vedere EN 1998-5:2004, sezione 6). In questo caso si raccomanda di eseguire uno studio speciale per definire l'azione sismica, al fine di stabilire la dipendenza dello spettro di risposta dallo spessore e dal valore di Vs dello strato di argilla/limo di bassa consistenza e dal contrasto di rigidezza tra questo strato e i materiali sottostanti*

3.2 Azione sismica

3.2.1 Zone sismiche

1. Ai fini della EN 1998 i territori nazionali devono essere suddivisi dalle autorità nazionali in zone sismiche sulla base del rischio locale. Per definizione si assume che all'interno di ciascuna zona il rischio sismico sia costante.
2. Per la maggior parte delle applicazioni della EN 1998 il rischio sismico è descritto per mezzo di un unico parametro, cioè il valore di riferimento del picco di accelerazione agR in un terreno di tipo A. Parametri aggiuntivi richiesti da specifici tipi di strutture vengono forniti nelle parti pertinenti della EN 1998.

Nota: *Il valore di riferimento del picco di accelerazione ag_R in un terreno di tipo A, utilizzato in una nazione o parte della nazione, può essere derivato dalle mappe di zonazione poste nella sua appendice nazionale.*

3. Il valore di riferimento di picco dell'accelerazione del terreno, scelto dalle autorità nazionali per ogni zona sismica, corrisponde al periodo di ritorno di riferimento TNCR dell'azione sismica per il requisito di non-collasso (o equivalentemente alla probabilità di riferimento di superamento in 50 anni, PNCR) scelto dalle autorità nazionali [vedere punto 2.1(1)P]. A questo periodo di ritorno di riferimento è assegnato un coefficiente di importanza gI pari ad 1,0. Per periodi di ritorno diversi da quello di riferimento [vedere le classi di importanza nei punti 2.1(3)P e (4)], l'accelerazione di progetto a_g del terreno in un terreno di tipo A è uguale ad a_gR

volte il coefficiente di importanza γ_I (ag $=\gamma_I a_g R$) [vedere nota al punto 2.1(4)].

4. Nei casi di zone a bassa sismicità, si possono utilizzare procedure di progetto sismico ridotte o semplificate per alcune tipologie o categorie di strutture.

Nota: *La selezione delle categorie di strutture, tipi di terreno e zone sismiche in una nazione per cui si applicano le disposizioni di bassa sismicità, può essere trovata nella sua appendice nazionale.*

Si raccomanda di considerare casi a bassa sismicità o i casi in cui l'accelerazione di progetto ag in un terreno di tipo A non è maggiore di 0,08 g (0,78 m/s^2), o i casi dove il prodotto a_gx S non è maggiore di 0,1 g (0,98 m/s^2). La selezione del valore di a_g, o quello del prodotto a_gx S, che sarà utilizzato in una nazione per definire il valore limite percasi di bassa sismicità, può essere trovata nella sua appendice nazionale.

5. Nei casi di zone a sismicità molto bassa, non è necessario che vengano osservate le disposizioni date dalla EN 1998. e i materiali sottostanti

3.2.2 Rappresentazione base dell'azione sismica

3.2.2.1 Generalità

1. Nell'ambito dello scopo e campo di applicazione della EN 1998 il moto dovuto ad unevento sismico in un dato punto della superficie del terreno è rappresentato da unospettro di risposta elastico dell'accelerazione del terreno, detto anche "spettro dirisposta elastico".
2. La forma dello spettro di risposta elastico è presa in modo tale da essere la stessa per i due livelli di azione sismica introdotti nei punti 2.1(1) e 2.2.1(1) per il requisito di non-collasso (stato limite ultimo - azione sismica di progetto) e per il requisito di limitazione del danno.
3. L'azione sismica orizzontale è descritta da due componenti ortogonali considerate indipendenti e rappresentate mediante il medesimo spettro di risposta.
4. Per le tre componenti dell'azione sismica, possono essere adottate una o più forme alternative dello spettro di risposta, a seconda delle sorgenti sismiche e dell'intensità del sisma da esse generate.

3.2.2.2 Spettro di risposta elastico orizzontale

1. Per le componenti orizzontali dell'azione sismica, lo spettro di risposta elastico Se(T) è definito dalle seguenti espressioni (vedere figura 3.1):

$$0 \le T \le T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2{,}5 - 1) \right] \qquad (3.2)$$

$$T_B \le T \le T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \qquad (3.3)$$

$$T_C \le T \le T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \cdot \frac{T}{T_B} \qquad (3.4)$$

$$T_D \le T \le 4(s) : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right] \qquad (3.5)$$

dove:

$S_e(T)$ è lo spettro di risposta elastico;

T è il periodo di vibrazione di un sistema lineare ad un grado di libertà;

a_g è l'accelerazione del terreno di progetto in un terreno di tipo A ($a_g = \gamma_I a_g R$);

T_B è il limite inferiore del periodo del tratto costante dello spettro di accelerazione;

T_C è il limite superiore del periodo del tratto costante dello spettro di accelerazione;

T_D è il valore che definisce l'inizio del tratto di risposta a spostamento costante dello spettro;

S è il coefficiente del terreno;

η è il coefficiente correttivo dello smorzamento con un valore di riferimento di

$\eta = 1$ per uno smorzamento viscoso pari al 5%, vedere (3) del presente sottopunto

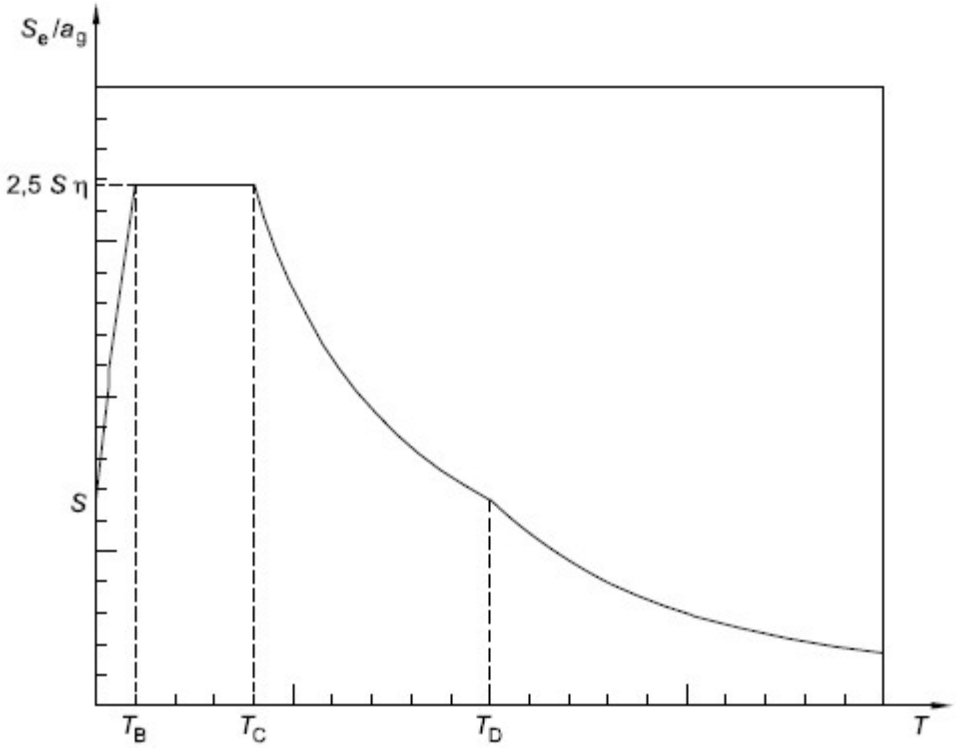


Figura 3.1*-Forma dello spettro di risposta elastico*

2. I valori dei periodi e del coefficiente del terreno S che descrive la forma dello spettro di risposta elastico dipendono dal tipo di terreno.

Nota 1: *I valori da attribuire a TB, TC e TD e S per ogni tipo di terreno e tipo (forma) di spettro da utilizzare in una nazione possono essere trovati nella relativa appendice nazionale. Se non si tiene in conto della geologia profonda [vedere punto* 3.1.2(1)], *la scelta raccomandata è l'utilizzo di due tipi di spettri: Tipo 1 e Tipo 2. Se i terremoti che contribuiscono in misura maggiore al rischio sismico definito per il sito al fine di valutare il rischio probabilistico hanno una magnitudo di onde di superficie, Ms, non maggiore di 5,5, si raccomanda di adottare lo spettro di Tipo 2. Per i cinque tipi di terreno A, B, C, D ed E i valori raccomandati dei parametri S, TB, TC e TD sono dati nel prospetto 3.2 per lo spettro di Tipo 1 e nel prospetto 3.3 per lo spettro di Tipo 2. La figura 3.2 e la figura 3.3 mostrano le forme degli spettri raccomandati di Tipo 1 e Tipo 2, rispettivamente, normalizzati rispetto ad ag, per uno smorzamento del 5%. Spettri differenti possono essere definiti nell'appendice nazionale, se si tiene in conto della geologia profonda.*

Tipo di terreno	S	T_B(s)	T_C(s)	T_D(s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,15	2,0

Prospetto 3.2*-Valori dei parametri che descrivono lo spettro di risposta elastico raccomandato di Tipo 1*

Tipo di terreno	S	T_B(s)	T_C(s)	T_D(s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Prospetto 3.3*-Valori dei parametri che descrivono lo spettro di risposta elastico raccomandato di Tipo2*

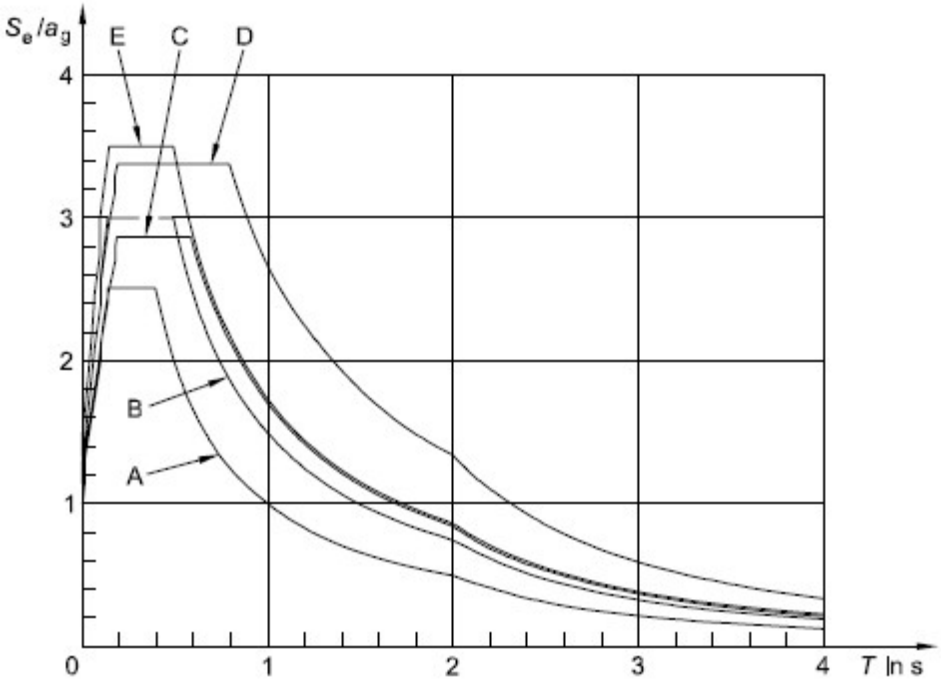


Figura 3.2*- Spettro di risposta elastico raccomandato di Tipo 1 per i tipidi terreno da A a E (5% di smorzamento)*

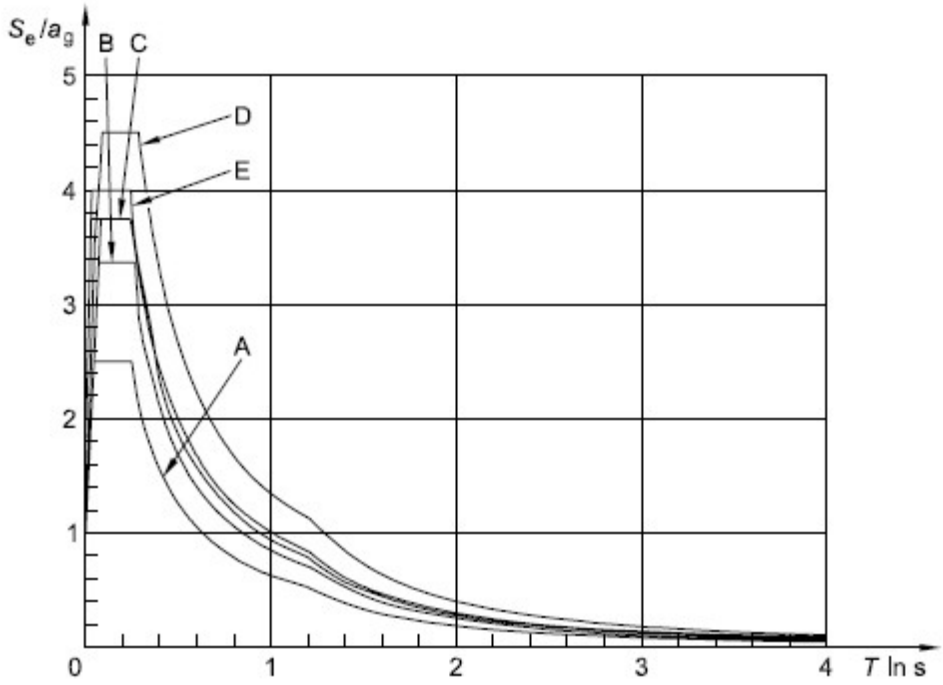


Figura 3.3*- Spettro di risposta elastico raccomandato di Tipo 2 per i tipi di terreno da A a E (5% di smorzamento)*

Nota 2 *Per i tipi di terreno S1 e S2, studi speciali dovrebbero fornire i corrispondenti valori di S, TB, TC e TD*

3. Il valore del coefficiente di correzione dello smorzamento η puo essere determinato dalla relazione:

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0{,}55 \qquad (3.6)$$

dove:

x rappresenta il valore dello smorzamento viscoso della struttura, espresso in percentuale.

4. Se in particolari casi si deve utilizzare un valore dello smorzamento viscoso diverso dal 5%, questo valore è dato in un'apposita parte della EN 1998.
5. Lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento, $S_{De}(T)$, deve essere ottenuto dalla trasformazione diretta dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione, $S_e(T)$, utilizzando la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left[\frac{T}{2\pi}\right]^2 \qquad (3.7)$$

6. Si raccomanda che l'espressione (3.7) sia generalmente applicata per periodi di vibrazione non maggiori di 4,0 s. Per strutture con periodi di vibrazione più lunghi di 4,0 s, è possibile una definizione più completa dello spettro elastico in termini di spostamento.

Nota *Per lo spettro di risposta elastico di Tipo 1 a cui si riferisce la nota 1 del punto 3.2.2.2(2)P, tale definizione è presentata nell'appendice informativa A in termini di spettro di risposta di spostamento. Per periodi maggioridi 4,0 s, lo spettro di risposta elastico di accelerazione può essere derivato dallo spettro di risposta elastico di spostamento invertendo l'espressione (3.7).*

Spettro di risposta elastico verticale

1. La componente verticale dell'azione sismica deve essere rappresentata da uno spettro di risposta elastico, $S_{ve}(T)$, derivato utilizzando le espressioni (3.8)-(3.11).

Nota *I valori da attribuire a TB, TC, TD e avg per ogni tipo (forma) di spettro verticale da utilizzare in una nazione possono essere trovati nella relativa appendice nazionale. La scelta raccomandata è l'utilizzo di due tipi di spettri verticali: Tipo 1 e Tipo 2. Come per gli spettri che definiscono le componenti orizzontali dell'azione sismica, se i terremoti che contribuiscono in misura maggiore al rischio sismico definito per il sito al fine della valutazione del rischio probabilistico hanno una magnitudo di onde di superficie, Ms, non maggiore di 5,5, si raccomanda di adottare lo spettro di Tipo 2. Per i cinque tipi di terreno A, B, C, D ed E, i valori raccomandati dei parametri che descrivono gli spettri verticali sono dati nel prospetto 3.4. Questi valori raccomandati non si applicano a terreni speciali di tipo S1 e S2.*

$$0 \le T \le T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3{,}0 - 1) \right] \qquad (3.8)$$

$$T_B \le T \le T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3{,}0 \qquad (3.9)$$

$$T_C \le T \le T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3{,}0 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \qquad (3.10)$$

$$T_D \le T \le 4(s) : S_{ve}(T) = a_g \cdot \eta \cdot 3{,}0 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \qquad (3.11)$$

Spettro	a_{vg}/a_g	T_B(s)	T_C(s)	T_D(s)
Tipo 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Tipo 2	0,45	0,05	0,15	1,0

Prospetto 3.4*- Valori raccomandati dei parametri che descrivono lo spettro di risposta elastico verticale*

2. Per evitare di dover compiere analisi strutturali anelastiche in fase di progettazione, la capacità di dissipare energia della struttura, essenzialmente mediante il comportamento duttile dei suoi elementi e/o altri meccanismi, è tenuta in conto svolgendo un'analisi elastica basata su uno spettro di risposta ridotto rispetto a quello elastico, detto perciò "spettro di progetto". Questa riduzione è ottenuta introducendo il coefficiente di comportamento q.
3. Il coefficiente di comportamento q rappresenta un'approssimazione del rapporto tra le azioni sismiche che la struttura sopporterebbe se la sua risposta fosse puramente elastica con uno smorzamento viscoso del 5%, e le azioni sismiche che possono essere utilizzate in sede di progettazione con un modello di analisi lineare convenzionale che ancora garantisce una risposta soddisfacente da parte della struttura. I valori del coefficiente di comportamento q, che tengono anche conto dell'influenza di uno smorzamento viscoso diverso dal 5%, sono dati per i diversi materiali e sistemi strutturali secondo le relative classi di duttilità nelle varie parti della EN 1998. Il valore del coefficiente di comportamento q può essere differente nelle diverse direzioni orizzontali della struttura, sebbene la classificazione di duttilità debba essere la stessa in tutte le direzioni.
4. Per le componenti orizzontali dell'azione sismica lo spettro di progetto, $S_d(T)$, deve essere definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \le T \le T_B : S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \qquad (3.13)$$

$$T_B \le T \le T_C : S_d(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \qquad (3.14)$$

$$T_C \le T \le T_D : S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \ge \beta \cdot a_g \end{cases} \qquad (3.15)$$

$$T_D \le T : S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \ge \beta \cdot a_g \end{cases} \qquad (3.16)$$

dove:

a_g, S, T_C e T_D sono definite nel punto 3.2.2.2;
$S_d(T)$ è lo spettro di progetto;
q è il coefficiente di comportamento;
β è il valore limite inferiore del coefficiente per lo spettro orizzontale di progetto.

Nota *Il valore da attribuire a β per l'utilizzo in una nazione puo essere trovato nella relativa appendice nazionale. Il valore raccomandato per β e 0,2.*

5. Per la componente verticale dell'azione sismica lo spettro di progetto è dato dalle espressioni da (3.13) a (3.16), con l'accelerazione di progetto del terreno nella direzione verticale, sostituendo a_g con a_{vg}, prendendo S pari a 1,0 e gli altri parametri come definiti nel punto 3.2.2.3.
6. Si raccomanda in generale di adottare per la componente verticale dell'azione sismica un coefficiente di comportamento q fino a 1,5 per tutti i materiali e i sistemi strutturali.
7. Si raccomanda che l'adozione per q di valori maggiori di 1,5 nella direzione verticale sia giustificata mediante un'analisi appropriata.
8. Lo spettro di progetto, così come è stato definito in precedenza, non è sufficiente per la progettazione di strutture isolate alla base o dotate di sistemi per la dissipazione di energia.

3.2.3 Rappresentazioni alternative dell'azione sismica

3.2.3.1 Rappresentazione in funzione del tempo

3.2.3.1.1 Generalità

1. Il moto sismico può anche essere rappresentato in termini di accelerazione del terreno in funzione del tempo e di altre quantità ad essa collegate (velocità e spostamento).
2. Quando è richiesto un modello spaziale, si deve assumere che il moto sismico sia composto da tre accelerogrammi agenti simultaneamente. Il medesimo accelerogramma non può essere utilizzato simultaneamente lungo le due direzioni orizzontali. Sono ammesse le semplificazioni previste dalle relative parti della EN 1998.
3. A seconda della natura dell'applicazione e delle informazioni effettivamente disponibili, la descrizione del moto sismico può essere fatta mediante accelerogrammi teorici (vedere punto 3.2.3.1.2) e accelerogrammi registrati o simulati (vedere punto 3.2.3.1.3).

3.2.3.1.2 Accelerogrammi teorici

1. Gli accelerogrammi teorici devono essere generati in modo da uguagliare lo spettro di risposta elastico dato nei punti 3.2.2.2 e 3.2.2.3 per uno smorzamento viscoso del 5% (x= 5%).
2. La durata degli accelerogrammi deve essere coerente con l'intensità e le altre caratteristiche proprie dell'evento sismico fondamentali per la determinazione di a_g.
3. Allorché non fossero disponibili dati specifici del sito, si raccomanda che la durata minima Ts della parte stazionaria degli accelerogrammi sia uguale a 10 s.
4. Si raccomanda che la serie degli accelerogrammi teorici osservi le seguenti regole:
   a) si raccomanda di utilizzare un minimo di 3 accelerogrammi;
   b) si raccomanda che la media dei valori di accelerazione della risposta spettrale corrispondente a periodo zero(calcolata dalle singole storie temporali) non sia minore del valore dato da a_gS, per la zona in oggetto;
   c) nell'intervallo di periodi tra $0,2T_1$ e $2T_1$, dove T_1 è il periodo fondamentale della struttura nella direzione in cui l'accelerogramma è applicato, si raccomanda che nessun valore dello spettro medio elastico con 5% di smorzamento, calcolato da tutte le storie temporali, sia minore del 90% del corrispondente valore dello spettro di risposta elastico con 5% di smorzamento.

3.2.3.1.3 Accelerogrammi registrati o simulati

1. È ammesso l'utilizzo di accelerogrammi registrati, o di accelerogrammi generati attraverso un processo di simulazione fisica dell'origine, del percorso e delle modalità di propagazione, purché i modelli utilizzati siano adeguatamente qualificati per quanto concerne le caratteristiche sismologiche delle sorgenti e le condizioni del terreno proprie del sito, e i loro valori siano rapportati al valore di a_gS per la zona in oggetto.

2. Per l'analisi di fenomeni di amplificazione dovuti al terreno e per le verifiche di stabilità dinamica dei pendii vedere la EN 1998-5:2004, punto 2.2.
3. Si raccomanda che la serie di accelerogrammi registrati o simulati da utilizzare soddisfi il punto 3.2.3.1.2(4)

3.2.3.2 Modello spaziale dell'azione sismica

1. Per strutture con particolari caratteristiche, tali per cui non può più ritenersi valida l'ipotesi della stessa eccitazione in corrispondenza di ogni appoggio, si devono adottare modelli spaziali dell'azione sismica [vedere punto 3.2.2.1(8)].
2. Tali modelli spaziali devono essere coerenti con gli spettri di risposta elastici utilizzati per la definizione base dell'azione sismica in accordo con i punti 3.2.2.2 e 3.2.2.3.

3.2.4 Combinazione dell'azione sismica con altre azioni

1. Il valore di progetto Ed degli effetti delle azioni nella situazione sismica di progetto deve essere determinato in accordo con la EN 1990:2002, punto 6.4.3.4.
2. Gli effetti inerziali dell'azione sismica di progetto devono essere valutati tenendo conto della presenza delle masse associate a tutti i carichi gravitazionali che compaiono nella seguente combinazione di azioni

$$\sum G_{k,j}\text{''+''}\sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \qquad (3.17)$$

dove:

$Y_{E,i}$ è il coefficiente di combinazione per la i-esima azione variabile (vedere punto 4.2.4).

3. I coefficienti di combinazione $Y_{E,i}$ tengono conto della probabilità che i carichi $Q_{k,i}$ non agiscano contemporaneamente sull'intera struttura nel momento durante il terremoto. Questi coefficienti possono anche tenere conto della ridotta partecipazione delle masse nel moto della struttura a causa del collegamentonon-rigido tra loro.
4. I valori di $Y_{2,i}$ sono dati nella EN 1990:2002 e i valori di $Y_{E,i}$ per edifici o altri tipi di strutture sono forniti nelle apposite parti della EN 1998.

Seismic bearing capacity of shallow foundations

F.1 General expression. The stability against seismic bearing capacity failure of a shallow strip footing resting on the surface of homogeneous soil, may be checked with the following expression relating the soil strength, the design action effects (N_{Ed}, V_{Ed}, M_{Ed}) at the foundation level, and the inertia forces in the soil.

$$\frac{\left(1-e\overline{F}\right)^{c_T}\left(\beta\overline{V}\right)}{\left(\overline{N}\right)^{a}\left[\left(1-m\overline{F}^{k}\right)^{k'}-\overline{N}\right]^{b}}+\frac{\left(1-f\overline{F}\right)^{c'_M}\left(\gamma\overline{M}\right)^{c_M}}{\left(\overline{N}\right)^{c}\left[\left(1-m\overline{F}^{k}\right)^{k'}-\overline{N}\right]^{d}}-1\leq 0 \qquad \text{(F.1)}$$

where:

$$\overline{N}=\frac{\gamma_{Rd}N_{Ed}}{N_{max}},\quad \overline{V}=\frac{\gamma_{Rd}V_{Ed}}{N_{max}},\quad \overline{M}=\frac{\gamma_{Rd}M_{Ed}}{BN_{max}}, \qquad \text{(F.2)}$$

N_{max} is the ultimate bearing capacity of the foundation under a vertical centered load, defined in **F.2** and **F.3;**
B is the foundation width;
F is the dimensionless soil inertia force defined in **F.2** and **F.3;**
γ_{Rd} is the model partial factor (values for this parameter are given in **F.6**).

a, b, c, d, e, f, m, k, k', c_T, c_M, c'_M, β, γ are numerical parameters depending on the type of soil, defined in F.4.

F.2 Purely cohesive soil. For purely cohesive soils or saturated cohesionless soils the ultimate bearing capacity under a vertical concentric load N_{max} is given by

$$N\max=(\pi+2)\frac{\overline{c}}{\gamma_M}B \qquad \text{(F.3)}$$

where:

c is the undrained shear strength of soil, cu, for cohesive soil, or the cyclic undrained shear strength, $t_{cy,u}$, cohesionless soils;
γ_M is the partial factor for material properties (see **3.1** (3)).

The dimensionless soil inertia force **F** is given by

(F.4)

ρ is the unit mass of the soil;

a_g is the design ground acceleration on type A ground ($a_g = \gamma_I\, a_{gR}$);
a_{gR} is the reference peak ground acceleration on type A ground;
γ_I is the importance factor;
S is the soil factor defined in EN 1998-1:2004, 3.2.2.2.

The following constraints apply to the general bearing capacity expression

$$0 < \overline{N} \leq 1; \quad \left|\overline{V}\right| \leq I \qquad \text{(F.5)}$$

F.3 Purely cohesionless soil. For purely dry cohesionless soils or for saturated cohesionless soils without significant pore pressure building the ultimate bearing capacity of the foundation under a vertical centered load Nmax is given by

$$N_{max} = \frac{1}{2}\rho g\left(1 \pm \frac{a_v}{g}\right)B^2 N_\gamma \qquad \text{(F.6)}$$

where

g is the acceleration of gravity;
a_v is the vertical ground acceleration, that may be taken as being equal to $0{,}5 a_g$ S
and
N_γ is the bearing capacity factor, a function of the design angle of the shearing resistance of soil φ'_d (which includes the partial factor for material property γ_M of **3.1**(3), see **E.4**).

Note: *φ'_d is the design value of the angle of shearing resistance of soil i.e.*

$$\varphi'_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\phi}{\gamma_{\phi'}}\right)$$

The dimensionless soil inertia force **F** is given by:

(F.7)

The following constraint applies to the general expression

$$0 \le \overline{N} \le \left(1 - m\overline{F}\right)^{k'} \qquad \text{(F.8)}$$

F.4 Numerical parameters. The values of the numerical parameters in the general bearing capacity expression, depending on the types of soil identified in **F.2** and **F.3,** are given in Table **F.1**.

	Purely cohesive soil	Purely cohesionless soil
a	0,70	0,92
b	1,29	1,25
c	2,14	0,92
d	1,81	1,25
e	0,21	0,41
f	0,44	0,32
m	0,21	0,96
k	1,22	1,00
k'	1,00	0,39
c_T	2,00	1,14
c_M	2,00	1,01
$c_{M'}$	1,00	1,01
β	2,57	2,90
γ	1,85	2,80

Table F.1 *— Values of numerical parameters used in expression (F.1)*

F.5 In most common situations F may be taken as being equal to 0 for cohesive soils. For cohesionless soils F may be neglected if $a_g \cdot S < 0{,}1$ g (i.e., if $a_g \cdot S < 0{,}98$ m/s^2).

F.6 The model partial factor γ_{Rd} takes the values indicated in Table F.2

Medium-dense to dense sand	Loose dry sand	Loose saturated sand	Non sensitive clay	Sensitive clay
1,00	1,15	1,50	1,00	1,15

Table F.2 *— Values of the model partial factor* γ_{Rd}

Stabilità dei pendii

Metodi di analisi

La risposta dei pendii al terremoto di progetto deve essere calcolata o mediante metodi accettati di analisi dinamica, come elementi finiti o modelli a blocchi rigidi, oppure mediante metodi pseudo-statici semplificati, purchè la superficie topografica ed il profilo stratigrafico del terreno non presentino irregolarità molto marcate.
Si introducono delle forze di inerzia verticali ed orizzontali applicate ad ogni porzione della massa di terreno e di eventuali forze di gravità che agiscano sulla sommità del pendio. Le forze di inerzia sismiche di progetto per analisi pseudo-statiche devono essere assunte come:

F_H = 0,5 a S W in direzione orizzontale,
F_V = ± 0,5 F_H in direzione verticale if the ratio a_{vg}/a_g is greater than 0,6,
F_V = ± 0,33 F_H in direzione verticale if the ratio a_{vg}/a_g is not greater than 0,6.

Dove:

a è il coefficiente di accelerazione di progetto,
S parametro che caratterizza il tipo di suolo,
W è il peso della massa di terreno soggetta a slittamento.

Nella scelta di a si deve considerare un fattore di amplificazione topografica.
I metodi pseudo-statici non devono essere usati nel caso di terreni soggetti allo sviluppo di pressioni interstiziali elevate o ad un degrado significativo della rigidezza sotto carico ciclico.
L'incremento di pressione interstiziale dovrebbe essere valutato mediante opportune prove sperimentali. In assenza di tali prove, e in fase di progetto preliminare, tale incremento può essere stimato mediante correlazioni empiriche.

Vedere anche:

Correzioni sismiche; Calcolo dei fattori di capacita' portante in condizioni sismiche

14.5 D.M. 88

L'applicazione del D.M. 88 e successive modifiche ed integrazioni è consentita mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale "Ko", funzione delle Categorie Sismiche :

Categoria	Ko	Kv
I	0.1	0
II	0.07	0
III	0.04	0

In accordo a tale disposizioni, il rapporto:

$$\frac{a_g}{g} = C \cdot I \cdot R$$

C coefficiente di intensità sismica

$$C = \frac{S-2}{100}$$

S grado di sismicità (S ≥2)
R coefficiente di risposta,
I coefficiente di protezione sismica.

Vedere anche:

Correzioni sismiche; Calcolo dei fattori di capacita' portante in condizioni sismiche

15 Come impostare un nuovo progetto

Per iniziare un nuovo progetto per il calcolo della portanza e dei cedimenti con il programma LoadCap, si consiglia di eseguire il comando Creazione progetto guidato del Menu File.Così facendo, il programma inizializza tutti i dati necessari per concludere il calcolo senza errori. Naturalmente, dopo tale scelta, l'utente deve modificare i dati del progetto per adattarli al proprio caso: i dati del progetto devono essere modificati nel Menu Dati Generali:

1 **Tipo terreno**

Scegliere tra terreno sciolto e roccia a seconda della tipologia di suolo su cui poggia la fondazione. Per le fondazioni su roccia, il programma adegua automaticamente la finestra dei dati sulla stratigrafia (es. RQD).

2 Correzione parametri

Per terreni prevalentemente sabbiosi, Terzaghi suggerì di applicare una correzione sui parametri geotecnici di calcolo, ossia ridurre la coesione a 2/3 e la tangente dell'angolo di resistenza a taglio a 0,67·tan(φ).

3 Dati sistema di fondazione

Inserire i dati geometrici della fondazione in esame secondo quanto indicato nella finestra di input.
Tra le dimensioni geometriche viene richiesta la profondità del piano di posa D rispetto al piano campagna e l'altezza d'incastro: se inserite entrambe e spuntata l'opzione "Altezza d'incastro = Profondità piano di posa", il programma considera la profondità D nel calcolo del primo termine della capacità portante (γ·D·Nq). In caso contrario, il programma assegna alla variabile D il valore dell'Altezza d'incastro. In presenza di fondazioni di piano completamente o parzialmente interrati, l'eccessiva profondità del piano di posa può portare a valori elevati della capacità portante per via del valore elevato del termine (γ·D·Nq), pertanto può essere utile eseguire il calcolo con l'altezza d'incastro, deselezionando l'opzione di cui sopra, inserendo l'effettivo incastro della fondazione nel terreno.

I seguenti dati devono essere i parametri caratteristici degli strati.

4 Stratigrafia terreno

I dati geotecnici usati dal programma per il calcolo della portanza e del cedimento devono essere inseriti nella finestra che appare con la selezione del comando in esame.

Note parametri geotecnici

Se si procede con teorie agli stati limite i parametri geotecnici vanno intesi come caratteristici
Prove penetrometriche
Se si dispone dei risultati di prove penetrometriche dinamiche in termini di Nspt dello strato, è possibile eseguire una stima della suscettibilità a liquefazione dello strato in presenza di azione sismica, falda e terreno incoerente. Tale stima è effettuata con il Metodo di Seed e Idriss e con la condizione che lo spessore dello strato sia superiore ad 1 metro.

5 Carichi

L'inserimento dei carichi è necessario solo ai fini del calcolo dei cedimenti.
L'inserimento di un carico per la valutazione della portanza limite del terreno

serve solo per determinare il livello di sicurezza come rapporto Qlim/Qd tra il carico limite e il carico di progetto. Il programma consente di valutare diverse condizioni di carico, sia per la portanza che per i cedimenti, da definire nella finestra delle Azioni-Resistenze.

Per ogni condizione definita deve essere scelto il Tipo: essa sarà di Progetto ai fini della valutazione del livello di sicurezza sulla portanza limite del terreno; sarà di Servizio per la valutazione dei cedimenti.
Ogni condizione di carico deve essere inserita sotto forma di Pressione normale di progetto, oppure di sforzo normale N, momenti Mx e My e tagli Hx e Hy. Ad esempio, nel caso di una fondazione a plinto è più immediata la disponibilità di tali sollecitazioni, piuttosto che della pressione normale di progetto. In ogni caso, il carico inserito si riferisce al piano di posa della fondazione e pertanto deve includere anche il peso proprio della stessa.
Inoltre, ogni condizione di carico deve essere assegnata già amplificata di eventuali fattori sui carichi.
Per definire i livelli di sicurezza accettabili dall'utente o imposti dalle norme applicate, è necessario inserire i Coefficienti Riduttivi Capacità portante verticale e orizzontale (es. uguale a 3 se si applica il metodo delle TA). Nello stesso riquadro (Sisma + Coeff. Parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze) sono definiti anche i coefficienti parziali sulle proprietà geotecniche dei terreni (c', cu, tanj, γ): tali coefficienti rappresentano i coefficienti parziali Mi introdotti dalle NTC o dagli Eurocodici, che riducono i parametri geotecnici definiti nella Stratigrafia. Questa tipologia di coefficienti viene considerata solo per le condizioni di carico di tipo Progetto e non per quelle di Servizio.
Anche la correzione sismica sulla portanza è riferita alle sole condizioni di carico riguardanti la portanza e quindi di tipo Progetto. I valori dei coefficienti riduttivi sismici sono riportati nella relazione prodotta dal programma in formato RTF (Menu Esporta, comando Esporta in formato RTF).
I pulsanti Genera combinazione e Assegna carichi visualizzati nella finestra in oggetto attivano, rispettivamente, il numero e il tipo di combinazione da adottare in base alla scelta della norma da seguire e assegna un valore di orientamento alla pressione normale di progetto, qualora questo dato non fosse disponibile.

6 Carichi Distribuiti

Sono i carichi aggiuntivi che possono essere assegnati a destra e sinistra della fondazione in calcolo per tener conto della presenza di sovraccarichi adiacenti alla fondazione (es. fabbricati contigui). Il loro effetto viene considerato solo come incremento di tensione nel sottosuolo per la valutazione dei cedimenti e di interferenza dei bulbi.

7 Metodi di calcolo

I metodi analitici per la valutazione della portanza limite del terreno sono quelli classici presenti nella letteratura geotecnica: Terzaghi, Vesic, Meyerhof, Hansen e Brinch-Hansen, per i terreni; Terzaghi e Zienkiewicz, per le rocce.

8 Calcolo

Il programma presenta comandi di calcolo per la portanza e per i cedimenti.

***Carico limite**: Il calcolo del carico limite restituisce i risultati per ogni condizione di carico di tipo Progetto inserita nella finestra carichi. Il comando ripropone la stessa finestra dei carichi con l'aggiunta di una tabella dei risultati. L'utente ha, quindi, la possibilità di effettuare cambiamenti sia nei carichi che nei coefficienti senza uscire dal comando e rientrare nella finestra Azioni-Resistenze del Menu Dati Generali. Per ogni carico viene restituito il fattore di sicurezza come rapporto Q_{lim}/Q_{ass} tra carico limite e carico assegnato (tensione o pressione di progetto) e la condizione Verificato/Non verificato a seconda se il fattore di sicurezza trovato è superiore o no al livello di sicurezza imposto dell'utente nella finestra dei carichi.*

Infine, per ogni autore, è calcolata la costante di sottofondo (ks) con il metodo proposto da Bowles:
ks = 40qlim

16 Comandi di short cut

La barra indicata in Figura può essere utilizzata per una serie di funzionalità:

1) Con le lettere di **short cut** dei menu, seguite da invio si ha l'accesso veloce ai comandi.

Esemp.: **N+Invio** per creare un nuovo file.

2) Si può fare una domanda al programma seguita da **?+Invio**. In tal caso saranno effettuate delle ricerche avanzate nell'help.

Esemp.: Sisma+?+Invio per avere delle informazioni sull'analisi sismica.

3) Attivazione di un programma in modo rapido.

Esemp.: Slope+Invio per aprire altro software *GeoStru*.

4) Accesso rapido ai contatti GeoStru.

Esemp.: **Contatti+?+Invio** per accedere alla lista dei contatti.

5) Accesso rapido a funzionalità web:

Esemp.: Scrivere **geostru ps + Invio** per l'accesso rapido al calcolo dei parametri sismici.

Barra comandi di short cut