



CONSORZIO INDUSTRIALE PROVINCIALE ORISTANESE

REALIZZAZIONE DELLA RETE DI DISTRIBUZIONE DEL GAS NELLE AREE DELL'AGGLOMERATO INDUSTRIALE DI ORISTANO

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTISTI

CAPOGRUPPO



Dott. Ing. Nicola Pautasso

Dott. Ing. Umberto Pautasso (Direttore tecnico)

Dott. Ing. Mauro Mannoni

MANDANTI

Dott. Geol. Alessandro Melis

Dott.ssa Archeol. Laura Sedda

Dott. Ing. Dario Maccioni

ELABORATO:

RELAZIONE GEOTECNICA

ALLEGATO:

8

Data: SETTEMBRE 2020

CUP:

CIG:

SCALA:

IL PRESIDENTE
(Rag. Massimiliano Daga)

IL DIRETTORE
(Dott. Marcello Siddu)

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
(Ing. Agostino Pruneddu)

rev.	data	descrizione	redato	verificato	approvato
0	settembre 2020	prima emissione			

Codice Elaborato

P	A	I	N	0	1	P	D	0	1	A	0	0	8	R	0	0			
<i>Lavoro</i>					<i>Fase</i>			<i>Sub Fase</i>			<i>Tipo</i>			<i>Elaborato</i>			<i>Revisione</i>		

RELAZIONE GEOTECNICA

Sommario

1.	PREMESSA	3
2.	QUADRO NORMATIVO.....	4
3.	INTERVENTO IN PROGETTO	4
4.	INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITU ED IN LABORATORIO.....	7
5.	PARAMETRI SISMICI.....	7
6.	AZIONI SISMICHE E CATEGORIA DEL SUOLO.....	8
7.	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO.....	10
8.	CARATTERI FISICO MECCANICI-GEOTECNICI DEI TERRENI.....	11
9.	CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	12
10.	QUADRO RIEPILOGATIVO RISULTATI DETERMINAZIONI DI LABORATORIO.....	44

1. PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dall'intervento in progetto e il calcolo della capacità portante delle opere di fondazione relative alla realizzazione delle nuove strutture da realizzarsi.

Per quanto concerne l'inquadramento geologico e idrogeologico e per la descrizione delle prove geofisiche necessarie alla determinazione del modello geotecnico del suolo di fondazione si fa esplicito riferimento alla relazione geologica e di caratterizzazione sismica, nonché alla campagna di indagini geognostiche in situ ed in laboratorio.

La verifica della sicurezza e l'analisi della pericolosità sismica del sito è stata effettuata secondo le modalità e i metodi previsti dalle attuali Norme Tecniche delle Costruzioni, (NTC 2018).

2. QUADRO NORMATIVO

Dal punto di vista normativo si è fatto riferimento a :

Decreto Ministeriale 17.01.2018

Norme Tecniche per le Costruzioni

CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.

CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI

Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007

3. INTERVENTO IN PROGETTO

Il progetto in esame è finalizzato a dotare l'Agglomerato Industriale di Oristano, che rappresenta la principale area attrezzata in cui è localizzato il maggior numero delle imprese in Provincia di Oristano, di una efficiente rete di distribuzione di gas naturale a servizio delle imprese insediate.

L'intervento consiste, in estrema sintesi, nella posa di condotte interrate in PES5 SDR11 PE100 di diametro variabile compreso tra DE90 e DE200, per uno sviluppo complessivo di circa 17.500 m, complete delle necessarie opere d'arte lungo linea.

La condotta sarà posata ad una quota di scavo variabile in funzione del diametro tra 110 e 120 cm.

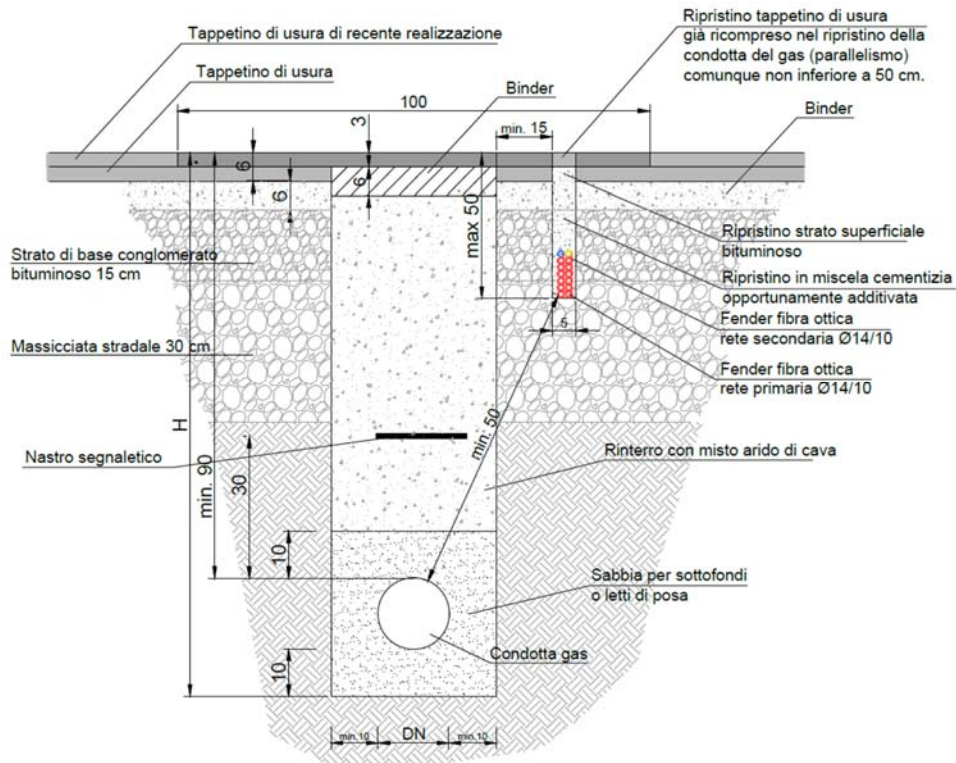
In uscita dal costruendo terminal di GNL di Higas è prevista la realizzazione della cabina di misura e di riduzione (Re.Mi.) in area prospiciente il terminal di proprietà del Consorzio che rappresenta il punto di immissione del gas in rete. La cabina consiste in un manufatto prefabbricato dalle seguenti caratteristiche tecniche:

N°1 prefabbricato di contenimento di dimensioni esterne 9.000 x 2.500 x 2.950 mm, peso complessivo circa 357 q.li; pareti dello spessore di cm. 15, pavimento incorporato alle pareti, tetto imbullonato e inghisato alle pareti; manufatto realizzato in C.A.V. reticolare con copertura di tipo leggero. Sigillatura delle connessioni con sigillante edilizio. Modalità di installazione: per la particolare caratteristica del manufatto e sufficiente, per la sua collocazione, predisporre una platea in magrone o ghiaione costipato.

In ordine alla posa delle condotte sono previste due sezioni di scavo, una tradizionale per la posa della condotta gas ed una con minitrinca.

La sezione di scavo per la posa della condotta avrà larghezza costante pari a 40 cm. La minitrinca per la posa del Fender della fibra ottica avrà larghezza pari a 5 cm.

Si riporta a seguire la descrizione della sezione corrente su strada asfaltata (scavo con maggiore ricorrenza/incidenza) in cui la condotta gas viene posata con scavo tradizionale affiancato dalla minitrincea per la posa del Fender. Lo stesso tipo di posa si realizza su strade in cls.

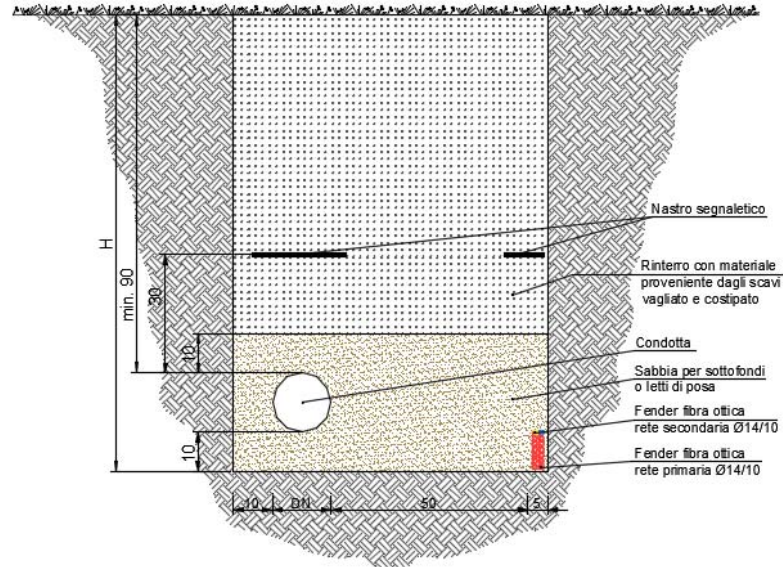


È prevista la posa della condotta gas su un letto di sabbia di spessore non inferiore a 10 cm e rinfianco e primo ricoprimento della condotta realizzati con il medesimo materiale e con spessori non inferiori a 10 cm.

Sopra il materiale sabbioso è previsto il rinterro con misto granulare arido fino alla quota di posa del binder; lo spessore del binder sarà di 9 cm fino alla quota del piano viabile.

Successivamente è prevista la scarifica per la posa del tappetino d'usura di 3 cm di larghezza pari a 1 m.

Il riempimento dello scavo della minitrincea, a posa cavidotto conclusa, sarà eseguito con bauletto di calcestruzzo opportunamente additivato e colorato per evidenziare la presenza dell'impianto nel rispetto delle "Specifiche tecniche delle operazioni di scavo e ripristino per la posa di infrastrutture digitali nelle infrastrutture stradali" G.U. n.244 del 17 Ottobre 2013.



È prevista la posa della condotta gas su un letto di sabbia di spessore non inferiore a 10 cm e rinfianco e primo ricoprimento della condotta realizzati con il medesimo materiale e con spessori non inferiori a 10 cm. Il Fender è anch'esso posato sulla sabbia ad una distanza non inferiore a 50 cm dalla condotta gas.

Sopra il materiale sabbioso è previsto il rinterro con materiale di risulta proveniente dagli scavi.

Verranno inoltre realizzati **n. 5 attraversamenti fluviali** di corso d'acqua, n.3 dei quali con tecnologia microtunnelling. I particolari costruttivi di questi attraversamenti sono riportati nelle tavole:

- *Attraversamento fluviale n.3 - Attraversamento di canale di Pesaria 2 e S.P. 97 con microtunnelling - S.P. 97, Km 2+418 - Km 2+569",*
- *Attraversamento fluviale n.4 - Attraversamento di canale di Pesaria 1 con microtunnelling - S.P. 97, Km 1+898 - Km 2+007",*
- *Attraversamento fluviale n.5 - Attraversamento di canale S. Giovanni con microtunnelling - S.P. 97, Km 1+575 - Km 1+685".*

N.1 attraversamento verrà realizzato con posa in subalveo: Attraversamento fluviale n.1 - Attraversamento con posa in subalveo - via Tavolara",

Infine, il rimanente attraversamento (Attraversamento fluviale n.2 - Attraversamento con posa aerea del canale di collegamento stagno di S.Giusta – Porto industriale") verrà realizzato con posa aerea, sfruttando una culla esistente con alloggiamento già predisposto.

Verranno, inoltre realizzati, **n.6 attraversamenti ferroviari** con tecnologia microtunnelling :

- *Attraversamento ferroviario n.1 - Attraversamento di doppia ferrovia con microtunnelling - via Marongiu",*
- *Attraversamento ferroviario n.2 - Attraversamento con microtunnelling - via Marongiu",*

- *Attraversamento ferroviario n.3 - Attraversamento con microtunnelling - S.P. 97, Km 2+165 - 2+304",*
- *Attraversamento ferroviario n.4 - Attraversamento con microtunnelling al Km 0+683",*
- *Attraversamento ferroviario n.5 - Attraversamento con microtunnelling - via Bruxelles",*
- *Attraversamento ferroviario n.6 - Attraversamento con microtunnelling - via Bonn".*

L'unico attraversamento di Strada Provinciale (S.P. 97), avverrà nel contesto dell'attraversamento fluviale n. 2, con tecnologia microtunnelling.

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITU ED IN LABORATORIO

Sono state eseguite delle indagini geognostiche al fine di conoscere le caratteristiche del sottosuolo e individuare eventualmente le criticità presenti in prossimità delle aree interessate dalle opere in progetto.

L'indagine è consistita nell'esecuzione di sondaggi geognostici a rotazione con carotaggio continuo, prove penetrometriche in foro di sondaggio del tipo S.P.T. (Standard Penetration Test), Pozzetti geognostici e Prove sismiche del tipo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves).

Per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni sono state eseguite delle determinazioni specialistiche di laboratorio.

Le risultanze della campagna geognostica sono riportate negli allegati specifici.

5. PARAMETRI SISMICI

Il Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" impone la verifica delle azioni sismiche sulle nuove costruzioni che prevede la determinazione dei parametri delle azioni sismiche di progetto proprie dei siti oggetto di intervento. Il territorio in argomento ricade nella zona sismica 4, con parametri sismici per periodi di ritorno di riferimento T_r , riportati nella seguente tabella:

Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.019	2.610	0.273
Danno (SLD)	50	0.024	2.670	0.296
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.050	2.880	0.340
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.060	2.980	0.372
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: D

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,80	1,80	1,80	1,80
CC Coeff. funz categoria	2,39	2,30	2,14	2,05
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]: 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.007	0.008	0.018	0.022
kv	0.003	0.004	0.009	0.011
Amax [m/s ²]	0.328	0.415	0.883	1.064
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

6. AZIONI SISMICHE E CATEGORIA DEL SUOLO

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare anche l'effetto della risposta sismica locale che in assenza di specifiche analisi, può essere ricavata mediante un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

L'identificazione di questa categoria va di norma veniva eseguita in base ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

A partire dal 22 marzo 2018 con l'ingresso delle NTC 2018 viene anche introdotta la VS equivalente (V_{seq}) inserita nelle NTC 2018 e definita dalla seguente relazione:

$$V_{s,eq} = H / \sum_{i=1,N} (h_i/V_{s,i})$$

con

- h_i = spessore dello strato i -esimo
- $V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato
- N = numero di strati
- H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/sec (bedrock sismico).

Si tratta in pratica di una variazione sul tema rispetto al parametro V_{s30} (in quel caso il valore di H era ed è fissato a 30 m). Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio V_{Seq} è definita dal parametro V_{S30} , ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. I valori di V_S sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. Viene eliminata la possibilità di ricavare la categoria di sottosuolo mediante NSPT30 o Cu30.

Le Norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 17 gennaio 2018, sono state emesse ai sensi delle leggi 5 novembre 1971, n. 1086, e 2 febbraio 1974, n. 64, così come riunite nel Testo Unico per l'Edilizia di cui al DPR 6 giugno 2001, n. 380, e dell'art. 5 del DL 28 maggio 2004, n. 136, convertito in legge, con modificazioni, dall'art. 1 della legge 27 luglio 2004, n. 186 e ss. mm. ii..

Detta normativa prevede anche la definizione delle categorie di sottosuolo secondo la seguente tabella:

CATEGORIA	DESCRIZIONE
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti 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, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 e 360 m/s.
D (*)	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie Co D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

NTC 2018 tabella 3.2.II Categorie di sottosuolo

(*) Categoria del suolo desunta da indagine sismica eseguita con Metodologia MASW

La normativa sismica vigente evidenzia, per il calcolo delle azioni sismiche di progetto e la valutazione

dell'amplificazione del moto sismico, come i diversi profili stratigrafici del sottosuolo, in base alle loro caratteristiche di spessore e di rigidezza sismica (prodotto della densità per la velocità delle onde sismiche trasversali), possono amplificare il moto sismico in superficie rispetto a quello indotto alla loro base: il fattore moltiplicativo delle azioni sismiche orizzontali di progetto dipende cioè dalla natura, dallo spessore e soprattutto dalla velocità di propagazione delle onde di taglio V_{sh} all'interno delle coperture.

I valori dei parametri che definiscono la forma dello spettro di risposta al sito dovrebbero derivare da accurate indagini di risposta sismica locale: in mancanza di tali studi nelle Norme tecniche per le costruzioni si definiscono per questo aspetto cinque (A, B, C, D, E) categorie di suolo di fondazione a diversa rigidezza sismica, caratterizzate da velocità V_{s30} (definito come il valore medio della velocità di propagazione delle onde sismiche trasversali o di taglio nei primi 30 metri sotto la base della fondazione) decrescenti e quindi da effetti amplificativi crescenti:

A seguito delle indagini geognostiche sarà possibile definire la Categoria di sottosuolo.

Per tener conto delle condizioni topografiche si utilizzano i valori del coefficiente topografico ST riportati nelle seguenti tabelle in funzione delle categorie morfologiche e dell'ubicazione dell'intervento :

Per quanto riguarda l'amplificazione topografica, secondo la più recente revisione delle Norme Tecniche in vigore, per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione seguente.

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

7. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO

Ai sensi delle NTC2018 Cap. 2.4 si definiscono la vita nominale, la classe d'uso ed il periodo di riferimento dell'azione sismica.

Per quanto concerne la vita nominale della struttura, essa appartiene al tipo 2, per cui si ha $V_N \geq 50$ anni

Secondo la suddivisione in classi d'uso, l'opera in oggetto ricade nella Classe III

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale N_V per il coefficiente d'uso C_U :

$$VR = VN \cdot CU$$

Il valore del coefficiente d'uso CU è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella seguente:

classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente CU	0.7	1.0	1.5	2.0

Pertanto si ha un periodo di riferimento per l'azione sismica VR nel seguito determinato: $VR = VN \times CU = 50 \times 1.5 = 75$ anni

8. CARATTERI FISICO MECCANICI-GEOTECNICI DEI TERRENI

L'analisi delle tematiche geologiche e geologico-tecniche attinenti agli interventi da realizzare ha permesso di ottenere un attendibile modello geologico-tecnico dei terreni interessati dalle opere, nonché della Classificazione sismica locale, utili alla successiva progettazione e calcolo ingegneristico delle opere previste.

Per l'area in cui ricade il progetto le osservazioni e le indagini svolte hanno condotto ad una modellazione litostratigrafica del sottosuolo costituita da tre orizzonti:

Livello 1 (0.0 – 0.2 m) Terreno vegetale

Livello 2 (0.2 – 2.5 m) Sabbia limosa a tratti ghiaiosa generalmente bene addensata e progressivamente e cementata con l'aumentare della profondità

Livello 3 (2.5 – 10.0 m) Argilla limosa e limo argilloso a tratti sabbiosi di colore generalmente grigiastro debolmente coesivi

In definitiva, per il sottosuolo presente in corrispondenza dell'area in argomento, possono essere considerati i seguenti parametri geotecnici medi in base alle indagini eseguite e all'esperienza dello scrivente progettista:

	Livello 1	Livello 2	Livello 3
Peso di volume naturale (kN/m ³)	18	18	18
Angolo di attrito interno (°)	18	25	19
Coesione (kg/cm ²)	0	0	10-30

9. CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Secondo le NTC la sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. In particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera. Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Le opere strutturali devono essere verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Le verifiche di sicurezza delle opere devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta in base a specifiche indagini.

La determinazione della capacità portante limite è stata eseguita impiegando i parametri geotecnici derivanti dalle indagini geognostiche in situ ed in laboratorio (valori meno favorevoli a favore della sicurezza).

Le verifiche vengono svolte considerando le seguenti ipotesi costruttive, come da indicazioni progettuali :

Cabina gas prefabbricata

fondazione platea 9000 x 2500 x 2950 mm

peso complessivo 375 q.li

Le verifiche di sicurezza per gli stati limite ultimi (SLU) richiedono il rispetto della seguente condizione :

$$Ed \leq Rd$$

Dove :

Ed è il valore di progetto dell'azione (o dell'effetto delle azioni)

Rd è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (ovvero la sua capacità portante)

Nelle NTC 2018, per le verifiche allo Stato Limite Ultimo delle opere che interagiscono con il terreno, si è deciso di definire univocamente l'Approccio progettuale per tipologia di opera, indicando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) per le fondazioni (superficiali e profonde) e per i muri di sostegno e l'Approccio 1 per tutte le altre opere. In questo modo per le fondazioni e i muri di sostegno si è evitata l'ambiguità prima esistente e si è eliminato l'obbligo della doppia verifica STR e GEO, poiché l'Approccio 2 consente di eseguire la verifica sia geotecnica che strutturale.

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Gli **stati limite ultimi** per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano:

- collasso per **carico limite** nei terreni di fondazione;
- **scorrimento** sul piano di posa.

In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'**approccio 2**.

L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (**A1+M1+R3**), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (**M1**) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (**A1**) sono indicati dalla tabella 6.2.I e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti g_R del gruppo **R3** riportati in tab. 6.4.I.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale g_F (og_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	g_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G_2	Favorevole	g_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
(1)					
Azioni variabili Q	Favorevole	g_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti g_{G1}

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

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$g_R = 2.3$
Scorrimento	$g_R = 1.1$

Stati Limite di Esercizio (SLE)

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale:

$$E_d < C_d$$

Dove:

- E_d , valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione;
- C_d , valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere la funzionalità di una struttura).

I valori degli spostamenti e delle distorsioni andranno calcolati considerando le combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3:

- Combinazione frequente;
- Combinazione quasi permanente s.l.t.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri (f_k).

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari ($f_k = f_d$): si adottano i valori caratteristici dei moduli di deformazione dei terreni (E'_k, E_{edk}).

Sotto l'effetto **dell'azione sismica** di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo **pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici** e impiegando **le resistenze di progetto**, con i coefficienti parziali g_R indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i g_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato

Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite (§ 7.11.5.3.1)

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 g_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 (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker), il coefficiente g_R può essere ridotto a 1.8.

Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa (§ 7.11.5.3.1)

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 obbligatoria 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%.

Stato limite di esercizio (SLE)

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 g_R riportato nella Tabella 7.11.II.

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

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

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

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 Frolich), 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).

Prandtl 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:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

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

- Materiale privo di peso e quindi $g=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$
- 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.

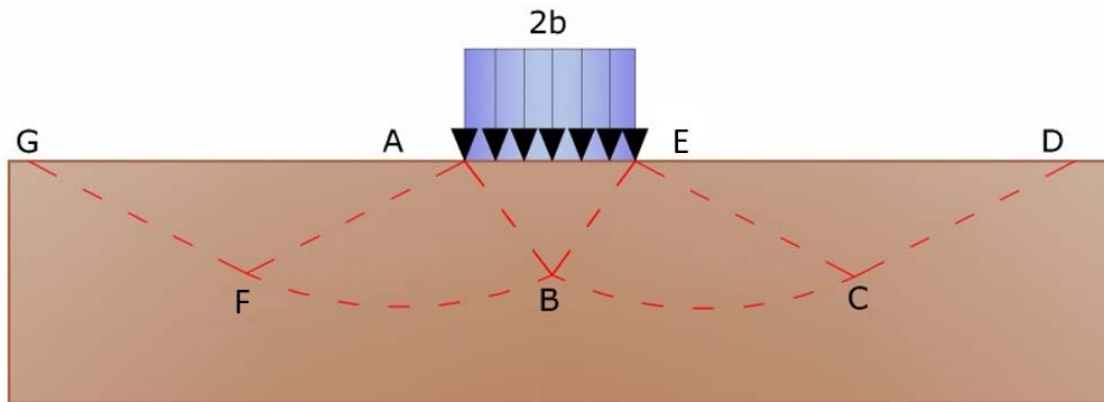
All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD*.

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + j/2$ 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 famiglie 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 $\pm (45^\circ + j/2)$ rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl

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 ad una equazione $q = B \cdot c$, dove il coefficiente *B* dipende soltanto dall'angolo di attrito *j* del terreno.

$$B = \cot g\varphi \left[e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi / 2) - 1 \right]$$

Per $j=0$ il coefficiente *B* risulta pari a 5.14, quindi $q=5.14 \cdot c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, g^10) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico 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 a una profondità *h*, con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità *h* ha le seguenti caratteristiche: g^10 , $j=0$, $c=0$, rappresenta un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \cdot \gamma_1 + B \cdot c$$

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

Metodo di 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 γ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di γ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $g_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \cdot \gamma_1 \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

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 il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad e \quad c_{rid} = \frac{2}{3} c$$

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:

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

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

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

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

Formula di 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 N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i 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 forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale

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

Carico inclinato

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma}$$

$$N_q = e^{(0.75\pi - \varphi/2)} \cdot \tan^2(45 + \varphi/2)$$

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

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

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$s_q = s_{\gamma} = 1 + 0.1 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_{\gamma} = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_{\gamma} = 1 \quad \text{per } \varphi > 10$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove:

- $k_p = \tan^2(45 + \varphi / 2)$
- q = *Inclinazione della risultante sulla verticale.*

Formula di Hansen (1970)

È una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_j che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_j 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, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $j=0$

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

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $j=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$s_c = 1$ per fondazioni nastriformi

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di inclinazione del carico:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450) \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata):

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \cdot \tan \varphi)$$

Formula di 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:

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

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).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa sostenere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, 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 progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre 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 R_d , 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:

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

Dove:

- $A' = B' L'$ 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 = fattore di forma;
- $s_c = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$, per fondazioni rettangolari
- $s_c = 1.2$, per fondazioni quadrate o circolari
- i_c = Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A'_f \cdot c_a}}$$

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

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

Dove:

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

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

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

Fattori di forma:

$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi'$	per forma rettangolare
$s_q = 1 + \sin \varphi'$	per forma quadrata o circolare
$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'}$	per forma rettangolare
$s_\gamma = 0.7$	per forma quadrata o circolare
$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$	per forma rettangolare, quadrata o circolare

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H // B'$$
$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H // L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L' , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Meyerhof e Hanna (1978)

Tutta l'analisi teorica sviluppata per la determinazione del carico limite è stata basata sull'ipotesi che il terreno sia isotropico ed omogeneo fino a notevole profondità.

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perché, 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 una 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 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).

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

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma 1}$$

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:

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

Dove:

- q_b = carico limite nello strato 2;
- P_p = spinta passiva;
- C_a = adesione;
- d = inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

Con:

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

Metodo di Richards et al.

Richards, Helm 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). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite nel seguente modo:

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

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

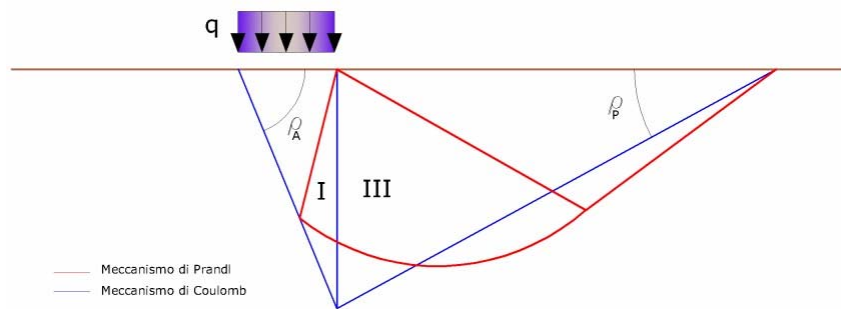
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

Gli autori hanno, inoltre, esaminato un meccanismo di tipo Coulomb, con un approccio che segue quello dell'equilibrio limite, considerando anche le forze di inerzia agenti sul volume di terreno sottoposto 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 (qL).

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli \$r_A\$ e \$r_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 \$\phi\$ del terreno e dell'angolo di attrito d terreno – parete ideale:

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

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

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

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

È comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $f=0.5d$, conduce a valori dei coefficienti di carico limite prossimi a quelli basati su un'analisi di tipo Prandtl. Richards et al. 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 r_a e r_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come r_{AE} e r_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

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

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

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

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

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

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

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

$$j = 30^\circ \quad d = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

Tabella dei fattori di capacità portante per $j=30^\circ$

$k_h/(1-k_v)$	N_q	N_g	N_c
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

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

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

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

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;
- $A_{ef} = B_R \cdot L'$ = area ridotta;

Fondazioni quadrate o rettangolari

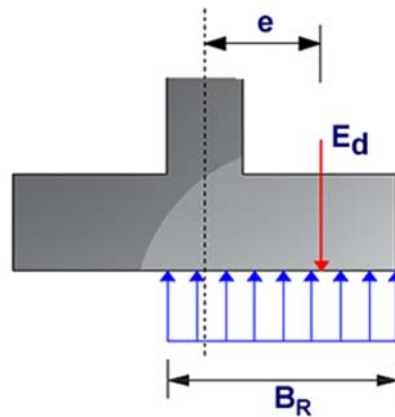
L'area ridotta risulta essere:

$$A_{ef} = B' \cdot L'$$

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

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta" $B_R = B - 2e$.



Dove:

- $e = N_d / M_d$ - eccentricità dei carichi

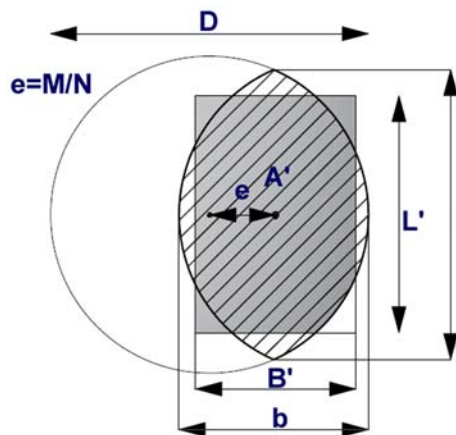
Fondazioni circolari

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:

$$\frac{B}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D - 2e}{D + 2e}}$$



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

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:

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

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

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 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 da **Stagg** e **Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi / 2)$$

$$N_c = 5 \tan^4(45 + \varphi / 2)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

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:

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

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 j .

FATTORI CORRETTIVI SISMICI (PAOLUCCI E PECKER)

Quando si determina q_{lim} , per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del vengono introdotti i fattori correttivi z :

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

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_{\gamma} = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

CEDIMENTI ELASTICI

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

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

dove:

q_0 Intensità della pressione di contatto

B' Minima dimensione dell'area reagente,

E e m Parametri elastici del terreno.

I_i Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson m , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti 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 :

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

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

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

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo. Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore. A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante. Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, 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.

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

- a) Il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

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

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

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione s'_p ($s'_p + Ds_v < s'_p$).

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

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

dove:

- RR : Rapporto di ricompressione;
- CR : Rapporto di compressione;
- H_0 : Spessore iniziale dello strato;
- s'_{v0} : Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;
- Ds_v : 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 ($s'_0 + Ds_v$) 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:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

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

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

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 considerato nel suo modello un diagramma delle deformazioni di forma triangolare 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.

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

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

nella quale:

- Δq : rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;
- I_z : è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di **2B**, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità **4B**, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

- $B/2$, per fondazione circolare o quadrata
- B , per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma_{vi}} \right)^{0.5}$$

Dove:

- s'_{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;
- D_{2i} : rappresenta lo spessore dello strato i-esimo;
- C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ 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 rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

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

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

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

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche 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 della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

- q' : pressione efficace lorda;
- σ'_{v0} : tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
- B: larghezza della fondazione;
- I_c : Indice di compressibilità;

- f_s, f_H, f_t : fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

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

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

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

$$N_c = 15 + 0.5 \cdot (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

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

$$N_c = 1.25 \cdot N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_s, f_H e 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.

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Zona	aaaa
Lat./ Long. [WGS84]	39.8593826293945/8.55614757537842
Larghezza fondazione	2.5 m
Lunghezza fondazione	9.0 m
Profondità piano di posa	0.3 m
Altezza di incastro	0.3 m
Profondità falda	2.0

SISMA

Accelerazione massima (a_{max}/g)	0.15
---------------------------------------	------

Effetto sismico secondo NTC 2018

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera: 3 - Grandi opere
 Classe d'uso: Classe IV
 Vita nominale: 100.0 [anni]
 Vita di riferimento: 200.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: B
 Categoria topografica: T3

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	120.0	0.2	1.0	2.0
S.L.D.	201.0	0.2	1.0	2.0
S.L.V.	1898.0	0.2	1.0	2.0
S.L.C.	2475.0	0.2	1.0	2.0

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.288	0.2	0.0059	0.0029
S.L.D.	0.288	0.2	0.0059	0.0029
S.L.V.	0.288	0.2	0.0059	0.0029
S.L.C.	0.288	0.2	0.0059	0.0029

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometri co [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolid az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid azione secondar ia	Descrizio ne
2.5	18.0	19.0	25.0	0.0	0.0	0.0	10500.0	0.3	0.003	0.0	sabbia limosa
10.0	18.0	19.0	19.0	0.0	30.0	0.0	5000.0	0.4	0.003	0.0	limo argilloso

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	15.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SLE	15.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Ca pacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Meyerhof and Hanna (1978)

Carico limite [Qult]	55.52 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	24.14 kN/m ²
Tensione [Ed]	15.6 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.56
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 9942.6 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	18.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.0 kN/m ³
Angolo di attrito	25.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	10.66
Fattore [Nc]	20.72
Fattore [Ng]	6.76
Fattore forma [Sc]	1.14
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0

Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.13
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.89
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	199.02 kN/m ²
Resistenza di progetto	86.53 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)
 =====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====	
Peso unità di volume	18.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.0 kN/m ³
Angolo di attrito	25.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²
=====	
Fattore [Nq]	12.72
Fattore [Nc]	25.13
Fattore [Ng]	9.7
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	285.07 kN/m ²
Resistenza di progetto	123.94 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.0 kN/m ³
Angolo di attrito	25.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	10.66
Fattore [Nc]	20.72
Fattore [Ng]	6.77
Fattore forma [Sc]	1.14
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.07
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	222.74 kN/m ²
Resistenza di progetto	96.84 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.0 kN/m ³
Angolo di attrito	25.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	10.66
Fattore [Nc]	20.72
Fattore [Ng]	10.88

Fattore forma [Sc]	1.14
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.13
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.89
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	280.66 kN/m ²
Resistenza di progetto	122.03 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	18.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.0 kN/m ³
Angolo di attrito	25.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	10.66
Fattore [Nc]	20.72
Fattore [Ng]	9.01
Fattore forma [Sc]	1.13
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.12
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0

Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.92
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [lg]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	248.57 kN/m ²
Resistenza di progetto	108.07 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

=====

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	10.66
Fattore [Nc]	20.72
Fattore [Ng]	2.14

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14

Carico limite strato 2 (qb)	185.75 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	55.52 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	40.56 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	3.84
Rapporto (q1/q2)	6.26

=====

Carico limite	55.52 kN/m ²
Resistenza di progetto	24.14 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

CEDIMENTI ELASTICI

=====

Pressione normale di progetto 2.156 kN/m²
 Spessore strato 0.0 m
 Profondità substrato roccioso 0.0 m
 Modulo Elastico 3689349000000000000.0 kN/m²
 Coefficiente di Poisson 2.3

=====

Coefficiente di influenza I1 0.0
 Coefficiente di influenza I2 2.31
 Coefficiente di influenza Is 0.0

=====

Cedimento al centro della fondazione 2.31 mm

=====

Coefficiente di influenza I1 2.25
 Coefficiente di influenza I2 0.0
 Coefficiente di influenza Is 2.16
 Cedimento al bordo 0.0 mm

VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

=====

Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica; R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (kN/m ²)	S'vo (kN/m ²)	T	R	Fs	Condizione:
1	2.50	10.00	15.261	45.499	40.596	0.105	0.330	3.14	Livello non liquefacibile
2	12.50	8.00	6.630	235.496	132.524	0.141	0.184	1.30	Livello non liquefacibile

10. QUADRO RIEPILOGATIVO RISULTATI DETERMINAZIONI DI LABORATORIO

		POZZETTI GEOGNOSTICI													SONDAGGI A CAROTAGGIO			
		1	3	5	8	9	10	14	16	17	19	21	23	26	S1	S2	S3	
															SIC1	S2C2	S3C3	
DETERMINAZIONE		Quota prelievo m dal p.c.	1,3	1,0	1,5	0,9	1,6	1,1	1,4	1,0	1,3	1,2	1,0	1,5	1,2	3,4-4,0	4,4-5,0	2,2-2,9
CONTENUTO NATURALE D'ACQUA	(%)	4,9	5,2	5,1	4,7	5,5	4,5	5,2	6,3	4,9	3,2	3,9	4,1	4,0	35,6	25,6	27,4	
PESO DI VOLUME NATURALE	g/cm ³	1,85	1,87	1,86	1,85	1,73	1,68	1,98	2,05	2,06	1,82	1,82	1,85	1,83	1,60	1,79	1,81	
PESO SPECIFICO DEI GRANI	g/cm ³	2,57	2,63	2,55	2,61	2,58	2,59	2,56	2,61	2,58	2,55	2,60	2,58	2,62	2,58	2,61	2,59	
LIMITE DI LIQUIDITA'	(%)	28	29	27	26	28	23	23	27	25	24	26	25	19	55	52	49	
LIMITE DI PLASTICITA'	(%)	16	14	15	15	16	16	16	18	16	16	16	16	n.d.	26	27	24	
INDICE DI PLASTICITA'	(%)	12	15	12	11	12	7	7	9	9	8	10	9	n.d.	29	25	25	
INDICE DI GRUPPO		0	3	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	15	14	14	
CLASSIFICAZIONE CNR UNI		A2-6	A6	A6	A2-6	A2-6	A2-4	A2-4	A2-4	A2-4	A2-4	A2-4	A2-4	A2-4	A7-6	A7-6	A7-6	
CLASSIFICAZIONE AGI	Ghiaia (%)	24,8	21,2	16,8	34,0	25,4	38,9	39,0	59,6	55,2	4,8	7,9	5,4	3	0	0	27,4	
	Sabbia (%)	46,8	40,0	42,9	41,0	52,8	43,6	47,0	25,8	28,0	82,9	70,6	73,7	89,5	32,5	25,5	1,81	
	Limo e argilla (%)	28,4	38,9	40,3	25,0	21,8	17,6	14,0	14,6	16,8	12,4	21,5	20,9	7,5	67,5	74,5	2,59	
PROVA DI TAGLIO DIRETTO	ϕ'	(°)													19,0	19,6	19,0	
	c'	(kPa)													8,1	28,0	28,4	