



COMUNE DI NAPOLI  
 DIREZIONE CENTRALE PIANIFICAZIONE E GESTIONE DEL TERRITORIO - SITO UNESCO  
 SERVIZIO PROGRAMMA UNESCO E VALORIZZAZIONE DELLA CITTA' STORICA

**Programma Operativo Regionale FESR Campania 2007-2013**  
 Asse 6 Sviluppo urbano e qualità della vita  
 Obiettivo operativo 6.2 - Napoli e area metropolitana  
 Grande Progetto Centro storico di Napoli valorizzazione del sito UNESCO

**COMPLESSO MONUMENTALE DI SAN PAOLO MAGGIORE**



I Progettisti:

CFC GROUP S.R.L.  
 Viale Kennedy 5 - 80124 Napoli  
 P. IVA 06720040030

ing. Salvatore Mascolo  
 cel. 3341207887  
 e-mail: Salvatore.Mascolo@pec.it

COMUNE DI NAPOLI  
 Città Metropolitana di Napoli

**RESTAURO E RIFUNZIONALIZZAZIONE DEL COMPLESSO  
 MONUMENTALE DI SAN PAOLO MAGGIORE**

*Interventi locali e/o di riparazione  
 del complesso monumentale San Paolo Maggiore (NA)  
 Museo*

**R9**

**Relazione geotecnica**

Il creditore:

Il direttore dei lavori:

L'impresa esecutrice:

Il progettista:



1-2022



**SOMMARIO**

1. PREMESSA.....	2
2. CARATTERIZZAZIONE DEL SUOLO .....	3
2.1. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....	8
3. TIPO DI ANALISI SVOLTA.....	9
3.1. VERIFICA DELLE FONDAZIONI .....	9
3.1.1. Calcolo del CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI .....	9
3.1.2. Verifica.....	26
3.2. Verifica delle Pressioni massime sul terreno della piastra di base .....	38

## 1. PREMESSA

La presente relazione è relativa al Restauro del Complesso di San Paolo Maggiore in Napoli, che prevede una serie di opere di miglioramento statico-sismico del fabbricato, mediante una serie di interventi locali da eseguirsi, così come da grafici esecutivi delle strutture.

Si riportano nella presente relazione Geotecnica le verifiche in fondazione delle opere necessarie alla realizzazione di UN NUOVO SOPPALCO CON PASSERELLA IN ACCIAIO

Si prevede la realizzazione di un soppalco mediante apposizione di profilati metallici per struttura principale tipo HEB 220 incastrati ai due lati nella muratura esistente, e profilati metallici per struttura secondaria tipo HEA 160 saldati ed interposti alla orditura principale, costituiti da nuovo acciaio S 275;

Poi si realizzerà una seconda parte a mo di passerella che collegherà il sopplaco con la muratura posta al lato opposto, sempre con profilati metallici per struttura principale tipo HEA 160 saldati e poggianti su pilastri composti da due profili tipo HEA 140 verticali accoppiati con calastrelli saldati ai due lati ogni 150 mm e fondati su trave di fondazione in cemento armato da cm 150 x 40 di altezza, in calcestruzzo armato tipo RCK 30 N/mm<sup>2</sup>, armato con tendini di acciaio B450C;

Inoltre si realizzerà un terzo collegamento posto al di sopra della scala adiacente l'ascensore, indipendente e poggiata sulle murature, costituita da una rampa a bassa pendenza con profilati metallici tipo HEA 160 e tavolato superiore;

Per il calcolo delle strutture si è tenuto conto della deliberazione n. 5447 del 7/11/2002 della Giunta Regione Campania recante "Aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni della Regione Campania" che ha incluso il Comune di Napoli tra i comuni sismici attribuendo una categoria sismica C.S.= 2 con S = 9.

Pertanto la presente Relazione Geotecnica e sulle fondazioni ha lo scopo di definire il comportamento meccanico dei volumi di terreno significativi influenzati, indirettamente, dalla realizzazione delle strutture in parola.

## 2. CARATTERIZZAZIONE DEL SUOLO

Al fine di ottenere un'adeguata caratterizzazione, sotto il profilo geologico, della zona di terreno interessata dall'intervento si è fatto riferimento alla allegata Relazione Geologica che ha fornito le indicazioni progettuali per le opere di intervento.

La schematizzazione litostratigrafia dell'area investigata, è riportata di seguito:

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ( $V_{s30}$ ) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (NSPT), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria E [Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di  $V_{s30}$  simili a quelli dei tipi C e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con  $V_{s30} > 800$  m/s.].

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione.

Le indagini geognostiche effettuate hanno permesso di schematizzare il sottosuolo investigato, dal punto di vista litotecnico, come di seguito riportato:

Come si è già visto nella descrizione della morfologia della città, Napoli si presenta topograficamente e geologicamente molto articolata. Infatti, rispetto alla definizione della città che si sviluppa su un'enorme placca di tufo giallo, vi sono notevoli evidenze riscontrabili nei tagli artificiali e naturali e dai numerosi dati sulle opere in sotterraneo che confermano che la storia geologica della città è stata molto intensa prima della deposizione dell'unità litoide, il Tufo Giallo Napoletano, che ha uniformato, mantellandolo, il sottosuolo. Inoltre al di sopra del Tufo Giallo Napoletano si rileva sempre, nella città, una successione piuttosto regolare di piroclastiti sciolte intercalate a paleosuoli, legate alla deposizione dei prodotti delle eruzioni recenti dei Campi Flegrei.

La regolarità della successione è dovuta al fatto che si tratta di depositi di eruzioni distali che si sedimentano con meccanismi essenzialmente da caduta da nubi eruttive a volta di altezza notevole. I paleosuoli rappresentano periodi di quiete in cui è possibile la formazione di suoli vegetali più o meno sviluppati in relazione al periodo di quiete. In questa successione si riconoscono i prodotti di diverse eruzioni flegree a partire dall'eruzione di Minopoli e delle Pomici Principali (Agnano), avvenute intorno a 9.000 anni fa e rappresentate rispettivamente da una successione di scorie nerastre distribuite prevalentemente nell'area dei Camaldoli e segnalate con spessori ridotti, circa 10 cm, nella zona di p.zza Carlo III, e le seconde da una serie di livelli di pomici grigie intercalate a sottili livelli cineritici presenti in tutta l'area napoletana, vesuviana settentrionale e parte della piana Campana fino ai contrafforti Appenninici.

La serie che viene indicata come "serie urbana recente" si chiude con due livelli di pomici indicate in letteratura come pomici A e B di Astroni ed attribuite pi di recente all'eruzione di M.te Spina (Conca di Agnano) avvenuta circa 4.000 anni fa e, dopo un sottile paleosuolo, con livelli di ceneri da caduta legate all'eruzione di Astroni di circa 3.800 anni fa.

Ritornando all'attività precedente all'eruzione del Tufo Giallo Napoletano si rileva la presenza di numerosi depositi vulcanici legati all'attività antica localizzata nella città. Si rilevano, infatti, tufi con caratteri simili ai tufi recenti che costituiscono i conii tufacei dei Campi Flegrei.

Tutti questi prodotti, citati in modo sommario, evidenziano un'intensa attività vulcanica locale non molto diversa da quella che si è sviluppata negli ultimi 10.000

anni all'interno dei Campi Flegrei. Al di sotto di questi prodotti si riscontrano, nell'area orientale della città, i depositi dell'Ignimbrite Campana rappresentati da tufi di colore grigio violaceo ricchi di scorie nere più o meno saldati.

Il centro storico di antichissima urbanizzazione non offre nessun affioramento da poter analizzare in quanto tutto coperto dagli edifici che si sono susseguiti nel corso dei secoli.

Per poter capire la situazione esistente, nel sottosuolo, si hanno a disposizione solo pochi sondaggi dalla letteratura e la conoscenza delle numerose cavità esistenti al di sotto dell'abitato. Facendo riferimento al livello del tufo giallo e descrivendo la serie dei materiali recenti, si ha:

P.zza Carità. Tufo Giallo a 18 m dal p.c., Via Roma palazzo Motta. Fino a 29 m materiali sciolti non meglio identificati. Via Roma angolo via S.Brigida. Tufo Giallo a 14 m dal p.c., P.zza Dante. Tufo Giallo a 16,50 m dal p.c., Via S.Anna dei Lombardi. Fino a 19 m materiali sciolti non meglio identificati. Via Roma angolo via Forno Vecchio. Tufo Giallo a 17 m dal p.c., P.zza Bellini. Tufo Giallo a 16,50 m dal p.c. Via Monte Oliveto. Tufo Giallo a 16 m dal p.c. Via Medina. Tufo Giallo a 20 m dal p.c., P.zza Municipio. Tufo Giallo a 21 m dal p.c. Via Sapienza. Tufo Giallo a 17 m dal p.c., P.zza Miraglia. Tufo Giallo a 20 m dal p.c..

L'esame dei pozzi di accesso all'acquedotto ci confermano il dato deducibile dai pochi sondaggi, cioè che la quota del Tufo Giallo è, nell'area, variabile in un intervallo che va dai 15 ai 20 metri di profondità. La stratigrafia dell'area può essere riassunta come segue.

Fino a 5 metri dal p.c. materiali di riporto, ovvero antico livello della città greca (vedi scavo di S. Lorenzo Maggiore o fondazioni del teatro romano nella zona di via Sapienza).

Da 5-10 m fino a 15-20 m, piroclastiti sciolte (serie urbana recente). Data la morfologia questi materiali sono in sede o poco rimaneggiati.

Da 15-20 m, Tufo Giallo caotico ben diagenizzato.

Le indagini eseguite per il lavoro in oggetto hanno permesso la ricostruzione dell'assetto litostratigrafico locale.

I terreni affioranti sono riferibili all'attività esplosiva quaternaria dei Campi Flegrei.

La successione litostratigrafia ricostruita, anche mediante sondaggi presenti in bibliografia, può essere schematizzata dall'alto verso il basso come segue:

- Unità litotecnica 1 - Terreni di riporto ed eluvio colluviali di limitato spessore (inferiore al metro), di spessore di 0.3 m, addensati.
- Unità litotecnica 2 – Depositi piroclastici, per uno spessore di circa 3.6 m.  
Piroclastiti cineritico lapillose di colore da marrone a grigio, di taglia sabbiosa medio fine debolmente limosa, poco addensate.
- Unità litotecnica 3 – per uno spessore totale di circa 5.4 m. Piroclastite cineritica di colore grigio avana di taglia sabbiosa fine ricca in pomici grigio chiaro diffuse e concentrate in livelli pluridecimetrici di taglia ghiaiosa, da moderatamente addensate ad addensate. (Olocene); alla base di questa unità si riscontra la presenza di un litotipo marrone, sabbioso debolmente limoso, di spessore di 1.2 m (Olocene), addensato.
- Unità litotecnica 4 – Depositi pozzolanici, coerenti, dalla profondità di circa 10.5 m, ben addensato. (Olocene)

**STRATIGRAFIA -**

SCALA 1 : 75 Pagina 1 / 1

Riferimento: Complesso San Paolo Maggiore Via San Paolo 9/D	Sondaggio:
Località: Napoli	Quota: 38 m
Impresa esecutrice: INGE S.r.l.	Data: gennaio 2021
Coordinate:	Redattore:
Perforazione:	

n°	m	A	Pz	LITOLOGIA	Casposi	RP	VT	Prel % 0-100	SPT SPT	RQD % 0-100	per m	DESCRIZIONE		
													1	2
											0.3	Terreni di riporto ed eluvio colluviali di limitato spessore (inferiore al metro), di spessore di 0.3 m, addensati		
	1											Depositi proclastici, per uno spessore di circa 3.6 m Proclastiti cineritico lapillose di colore da marrone a grigio, di taglia sabbiosa medio fine debolmente limosa poco addensate.		
	2													
	3													
	4										3.9	Proclastite cineritica di colore grigio avana di taglia sabbiosa fine ricca in pomici grigio chiaro diffuse e concentrate in livelli pluridecimetrici di taglia ghiaiosa, da moderatamente addensate ad addensate. (Olocene)		
	5													
	6													
	7													
	8													
	9													
	10										9.3	Litotipo marrone, sabbioso debolmente limoso, di spessore di 1.2 m (Olocene), addensato		
	11										10.5	Depositi pozzolanici, coerenti, dalla profondità di circa 10.5 m, ben addensato. (Olocene)		
	12													
	13													
	14													
	15										15.0			

E' assente la falda acquifera per la profondità investigata

## 2.1. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.  $TC^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale. In allegato alla presente norma, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $TC$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

La zona sismica in cui sorge l'edificio è la zona 2.

### Dati Generali

Descrizione zona		Dati opera	
Napoli		Tipo opera	3 - Grandi opere
Latitudine	40,8513	V. Nominale	100
Longitudine	14,2575	Classe d'uso	Classe III
		V. Riferimento	150

### Parametri sismici su sito di riferimento

SL	TR [Anni]	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	$F_0$ [-]	$TC^*$ [sec]	Categoria sottosuolo
SLO	90,00	0,34	2,33	0,27	C
SLD	151,00	0,43	2,38	0,32	Categoria topografica
SLV	1424,00	0,94	2,56	0,41	T1
SLC	2475,00	1,14	2,65	0,43	

### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera	$a_{max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	beta	$k_h$ [-]	$k_v$ [-]
Opere di sostegno	0,51	0,18	0,0094	0,0047
	0,645	0,18	0,0118	0,0059
	1,41	0,18	0,0259	0,0129
	1,71	0,24	0,0419	0,0209

Stato limite di riferimento SLV

### 3. TIPO DI ANALISI SVOLTA

#### 3.1. VERIFICA DELLE FONDAZIONI

##### 3.1.1. Calcolo del 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:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

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

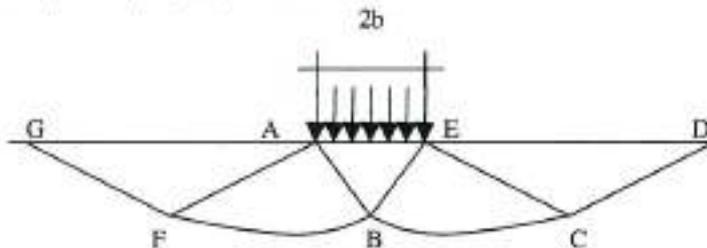
- Materiale privo di peso e quindi  $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$  (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  $45^\circ + \varphi/2$  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 due 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  $\pm(45^\circ + \varphi/2)$  rispetto alla verticale.



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  $q = B \times c$ , dove il coefficiente  $B$  dipende soltanto dall'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno.

$$B = \cot \varphi \left[ e^{\frac{2 \gamma \varphi}{1 - \sin \varphi}} \frac{2}{\tan (45^\circ + \varphi / 2)} - 1 \right]$$

Per  $\varphi = 0$  il coefficiente  $B$  risulta pari a 5.14, quindi  $q = 5.14 \times c$ .

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ( $c=0$ ,  $\gamma \neq 0$ ) risulta  $q=0$ , secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse 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:  $\gamma=0$ ,  $\varphi=0$ ,  $c=0$  e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

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

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 cono di Prandtl una inclinazione  $\psi$  rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di  $\psi$  in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi  $\gamma_2 = 0$  per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

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

in cui  $C$  è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $\varphi$  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:

$$tg\varphi_{rid} = 2/3 \times tg\varphi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

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

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

dove:

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

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

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

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

### 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  $i_j$  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 BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati. I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\begin{array}{l} \text{Carico verticale} \\ \text{Carico inclinato} \end{array} \quad \begin{array}{l} q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \\ q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \end{array}$$

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

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

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

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

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

fattore di profondità:

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

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

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

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 :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

$\theta$  = Inclinazione della risultante sulla verticale.

#### Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di Meyerhof, le estensioni consistono nell'introduzione di  $b_i$  che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore  $g_i$  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  $D/B < 1$

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

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

Per valori  $D/B > 1$ :

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

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

Nel caso  $\varphi = 0$

$D/B$	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  $\varphi = 0$ .

Fattore di forma:

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

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

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastroformi}$$

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

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

*Fattore di profondità:*

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

*Fattori di inclinazione del carico*

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

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

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

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

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

*Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):*

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

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

$$e_q = e_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b_c^i = \frac{\eta^0}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^0}{147^\circ}$$

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

$$b_q = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

**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  $N_\gamma$  come sotto riportato:

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

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 resistere 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:

$$V_d \leq R_d$$

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  $R_d$  si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

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

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

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

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

$i_c$  Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

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

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

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

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

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

#### Fattori di forma

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

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

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q - N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

#### Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_c = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

#### Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^2$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^2$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

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).

#### 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 alla 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:

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

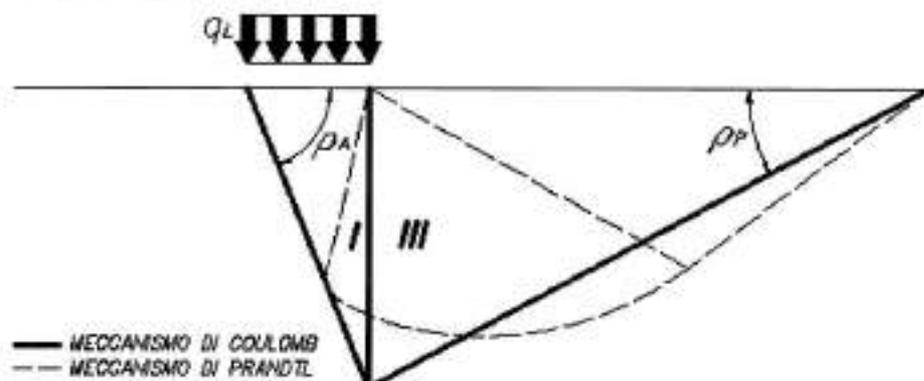
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto 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 riguardata 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 ( $q_L$ )

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli  $\rho_A$  e  $\rho_P$  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  $f$  del terreno e dell'angolo di attrito  $d$  terreno - parete ideale:

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

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

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

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

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo  $\phi=0.5\delta$ , conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un analisi alla 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  $k_h \gamma$  e  $k_v \gamma$ . Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di  $p_a$  e  $p_p$ , nonché di  $K_A$  e  $K_P$ , rispettivamente indicate come  $p_{AE}$  e  $p_{PE}$  e come  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  per denotare le condizioni sismiche:

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

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

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

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

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

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

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

$$- \phi = 30^\circ$$

$$- \delta = 15^\circ$$

E per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	Nq	N <sub>γ</sub>	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  $\phi=30^\circ$

### 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 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.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

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

Nella quale  $N_{sd}$  è il valore di calcolo della forza verticale,  $\delta$  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 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:

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

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

$$N_\gamma = N_q + 1$$

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:

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

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  $\phi$ .

### FATTORI CORRETTIVI SISMICI

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del  $q_{lim}$  vengono introdotti i fattori correttivi  $z$ :

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

$$z_v = 1 - 0,32 \cdot k_o$$

$$z_r = z_q$$

Dove  $K_o$  è il coefficiente sismico orizzontale.

### Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti  $K_o$  e  $K_v$  in dipendenza di vari fattori:

$$K_o = a_{max}/g$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

Con

$a_{max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

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

$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica):  $0,90 \leq S_S \leq 1,80$ ; è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

$S_T$  (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di  $S_T$  varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

T1 ( $S_T = 1,0$ )

T2 ( $S_T = 1,20$ )

T3 ( $S_T = 1,20$ )

T4 ( $S_T = 1,40$ ).

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e  $PVR$  probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Con l'**OPCM 3274** e successive modifiche, i coefficienti sismici orizzontale  $K_o$  e verticale  $K_v$  che

Interessano tutte le masse vengono calcolati come:

$$K_o = S \cdot (a_g/g),$$

$$K_v = 0.5 \cdot K_o.$$

S: fattore dipendente dal tipo di suolo secondo lo schema:

Suolo di tipo A -  $S=1$ ;

Suolo di tipo B -  $S=1.25$ ;

Suolo di tipo C -  $S=1.25$ ;

Suolo di tipo E -  $S=1.25$ ;

Suolo di tipo D -  $S=1.35$ .

Per fondazioni su pendii con inclinazione superiore a  $15^\circ$  e dislivello superiore a 30 m, l'azione sismica deve essere incrementata moltiplicandola per il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ :

- $S_T \geq 1,2$  per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;
- $S_T \geq 1,4$  per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in testa molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media  $> 30^\circ$ ;  $S_T \geq 1,2$  per siti dello stesso tipo ma pendenza media inferiore.

L'applicazione del **D.M. 88** e successive modifiche ed integrazioni è consentito mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale  $K_o$  in funzione delle Categorie Sismiche secondo il seguente schema:

CATEGORIA	$K_o$	$K_v$
I	0.1	0
II	0.07	0
III	0.04	0

In accordo a tale disposizioni, il rapporto:  $a_g/g = C \cdot I \cdot R$

C: coefficiente di intensità sismica  $C = \frac{S-2}{100}$

S: grado di sismicità ( $S \geq 2$ )

R: coefficiente di risposta,

I: coefficiente di protezione sismica.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_0 = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

$a_{gR}$  : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

$\gamma_I$ : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale  $K_v$  è definito in funzione di  $K_0$ , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

### CEDIMENTI ELASTICI

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

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

dove:

$q_0$  = Intensità della pressione di contatto

$B'$  = Minima dimensione dell'area reagente,

$E$  e  $\mu$  = Parametri elastici del terreno.

$I_1$  = Coefficienti di influenza dipendenti da:  $L'/B'$ , spessore dello strato  $H$ , coefficiente di Poisson  $\mu$ , 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  $I_S$ :

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

Il cedimento dello strato di spessore  $H$  vale:

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

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 se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione  $\sigma'_p$  ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$ ).

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:

$RR$  Rapporto di ricomprensione;

$CR$  Rapporto di compressione;

$H_0$  spessore iniziale dello strato;

$\sigma'_{v0}$  tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta\sigma_v$  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 ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$ ) 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.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto 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:

$H_c$  è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

$C_{\alpha}$  è il 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. Schmertmann ha quindi proposto di considerare 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:

$\Delta q$  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  $\sigma'_{vi}$  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;

$\Delta z_i$  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;

$\sigma'_{v0}$  = 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)

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

dove  $N_c$  è il valore corretto da usare nei calcoli.

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

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

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

$$f_s = \left( \frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$
$$f_H = \frac{H}{z_1} \left( 2 - \frac{H}{z_1} \right)$$
$$f_t = \left( 1 + R_3 + R \cdot \log \frac{1}{3} \right)$$

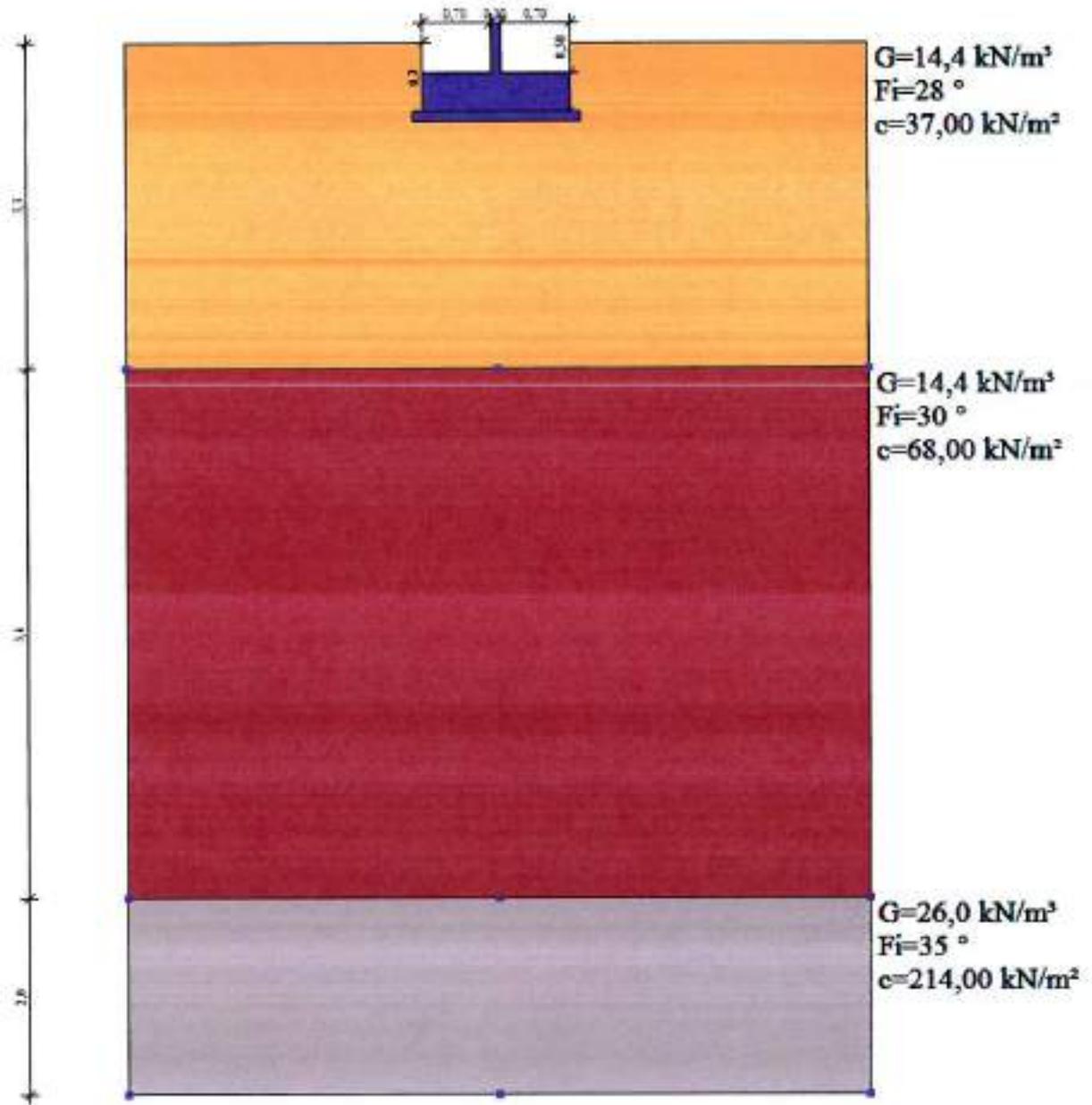
Con

$t$  = tempo in anni  $> 3$ ;

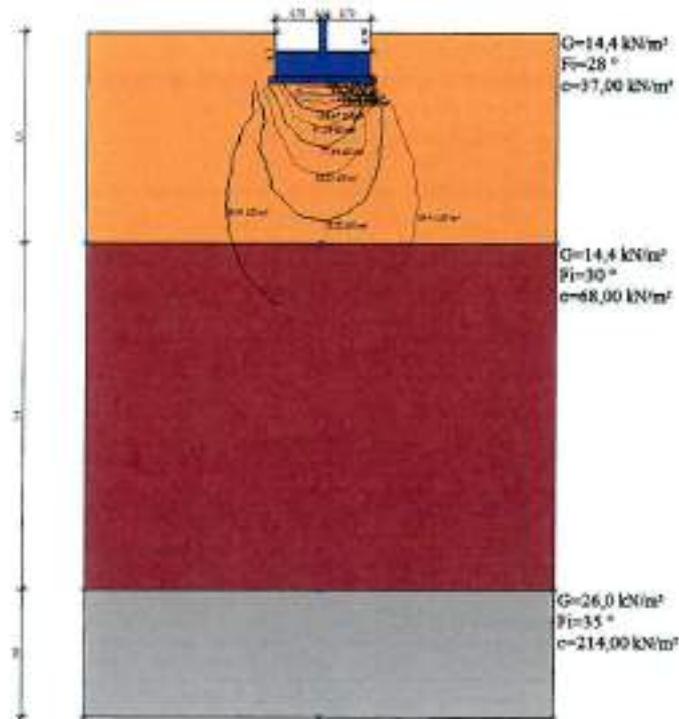
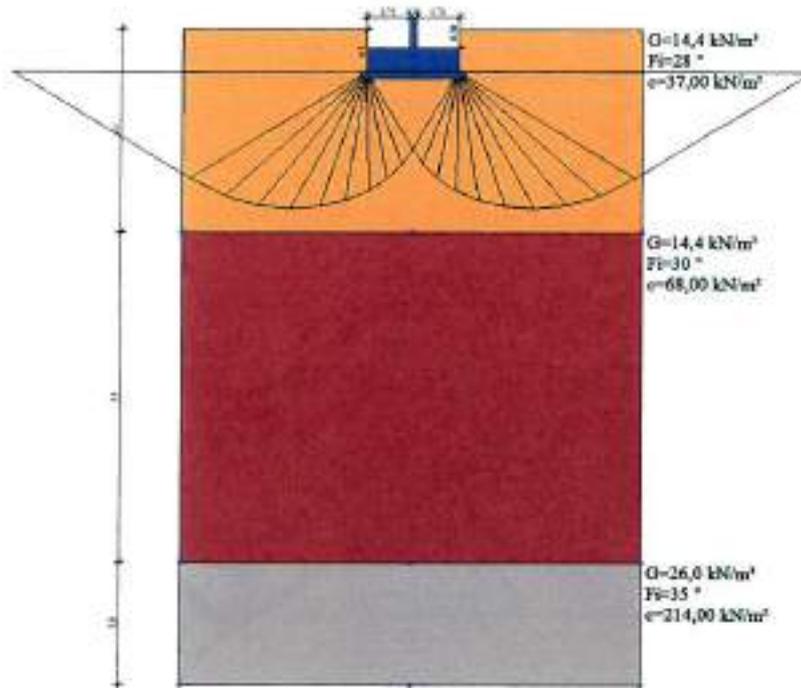
$R_3$  = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

$R$  = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

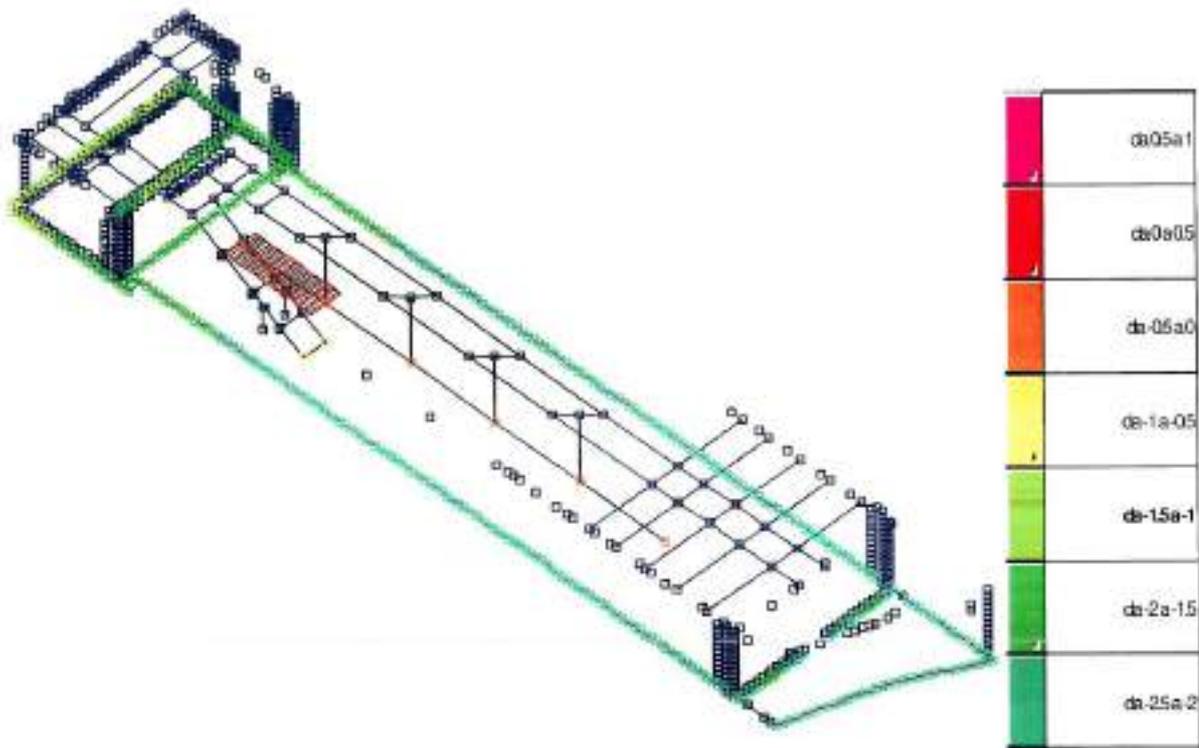
### 3.1.2. Verifica



### Bulbi delle pressioni



VERIFICATE



**Pressioni massime sul terreno**

*Nodo:* Numero del nodo collocato sul terreno.

*Contesto:* Condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione minima.

*uz min:* Spostamento massimo verticale del nodo. [cm]

*Minima:* Pressione minima sul terreno del nodo. [daN/cm<sup>2</sup>]

*Contesto:* Condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione massima.

*uz max:* Spostamento minimo verticale del nodo. [cm]

*Massima:* Pressione massima sul terreno del nodo. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Compressione estrema massima -2.53966 al nodo di indice 278, di coordinate x = 4267, y = 3174, z = 0, nel contesto SLV fondazioni II.**

Nodo	Contesto	uz min	Minima	Contesto	uz max	Massima
260	SLV 4	-0.52367	-1.04735	SLV fondazioni 1	-0.31629	-0.63258
261	SLV fondazioni I	-1.17026	-2.34052	SLV fondazioni 9	0.11443	0.22887
262	SLV 4	-0.91583	-1.83166	SLV fondazioni 7	-0.42691	-0.85382
264	SLV 4	-1.04335	-2.0867	SLV fondazioni 3	-0.40119	-0.80238
265	SLV 4	-0.3463	-0.6926	SLV fondazioni 8	-0.49457	-0.98914
266	SLV 4	-0.61562	-1.23124	SLV fondazioni 1	-0.31329	-0.62658
269	SLV 4	-1.04365	-2.0873	SLV fondazioni 2	-0.59179	-1.18358
270	SLV fondazioni 7	-1.2189	-2.4378	SLV fondazioni 9	0.10369	0.20738
272	SLV 4	-0.93296	-1.86592	SLV fondazioni 2	-0.62956	-1.25911
273	SLV 4	-0.74469	-1.48937	SLV fondazioni 5	-0.42425	-0.8485
276	SLV 4	-0.5085	-1.01699	SLV fondazioni 3	-0.31964	-0.63929
277	SLV 4	-1.04292	-2.08584	SLV fondazioni 2	-0.58295	-1.1659
278	SLV fondazioni II	-1.26983	-2.53966	SLV fondazioni 5	0.18903	0.37806
280	SLV 4	-0.81375	-1.6275	SLV fondazioni 1	-0.62155	-1.2431
281	SLV 4	-1.04292	-2.08584	SLV fondazioni 1	-0.57473	-1.14946
282	SLV 4	-0.74372	-1.48744	SLV fondazioni 4	-0.40401	-0.80802
283	SLV 4	-0.5041	-1.0082	SLV fondazioni 1	-0.30424	-0.60848
286	SLV 4	-0.9147	-1.82939	SLV fondazioni 3	-0.43361	-0.86724
287	SLV 4	-1.04365	-2.0873	SLV fondazioni 3	-0.58491	-1.16982
288	SLV 4	-0.74336	-1.48672	SLV fondazioni 5	-0.394	-0.788
291	SLV 4	-1.06123	-2.12246	SLV fondazioni 3	-0.30933	-0.61866
292	SLV 3	-0.06661	-0.13322	SLV 2	-0.63638	-1.27277
293	SLV 4	-0.11942	-0.23884	SLV 3	-0.0614	-0.12279
294	SLV 4	-0.10401	-0.20802	SLV 3	-0.05706	-0.11412
295	SLV 4	-0.10747	-0.21494	SLV 3	-0.05753	-0.11506
296	SLV 4	-0.11849	-0.23698	SLV 3	-0.06023	-0.12046
297	SLV 3	-0.09133	-0.18266	SLV 2	-0.03733	-0.07467

**DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	2,35 m
Lunghezza fondazione	2,6 m
Profondità piano di posa	2,0 m
Altezza di incastro	0,4 m

**SISMA**

Accelerazione massima (ag/g)	0,144
Coefficiente sismico orizzontale	0,0259
Coefficiente sismico verticale	0,0129

**Coefficienti sismici [N.T.C.]****Dati generali**

Descrizione:	Napoli
Latitudine:	40,85
Longitudine:	14,26
Tipo opera:	3 - Grandi opere
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	100,0 [anni]
Vita di riferimento:	150,0 [anni]

**Parametri sismici su sito di riferimento**

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	90,0	0,34	2,33	0,27
S.L.D.	151,0	0,43	2,38	0,32
S.L.V.	1424,0	0,94	2,56	0,41
S.L.C.	2475,0	1,14	2,65	0,43

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,51	0,18	0,0094	0,0047
S.L.D.	0,645	0,18	0,0118	0,0059
S.L.V.	1,41	0,18	0,0259	0,0129
S.L.C.	1,71	0,24	0,0419	0,0209

**STRATIGRAFIA TERRENO**

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito;  
Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi;  
Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff.  
consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH (m)	Gam (kN/m <sup>3</sup> )	Gams (kN/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (kN/m <sup>2</sup> )	c Corr. (kN/m <sup>2</sup> )	cu (kN/m <sup>2</sup> )	Ey (kN/m <sup>2</sup> )	Ed (kN/m <sup>2</sup> )	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
3,3	14,37	14,37	28,0	28	37,0	37,0	0,0	2400,0	2400,0	0,35	0,003	0,04
5,4	14,37	14,37	30,0	30	68,0	68,0	0,0	4500,0	4500,0	0,35	0,005	0,004
2,0	26,0	26,0	35,0	35	214,0	214,0	0,0	13500,0	13500,0	0,35	0,003	0,0

## Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (kN/m <sup>2</sup> )	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN)·m	Hx (kN)	Hy (kN)	Tipo
1	A1+M1+R1	0,00	157,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	0,00	157,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	0,00	37,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

## 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. Capacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	1	1
2	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

## CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: VESIC (1975)

Pressione limite 866,71 kN/m<sup>2</sup>

## COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 34668,21 kN/m<sup>3</sup>

## A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	10,94
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,48
Fattore profondità [Dq]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,64
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]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99
Carico limite	2157,35 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	2157,35 kN/m <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>83,96</b>

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	17,81
Fattore [Nc]	31,61
Fattore [Ng]	15,15
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99
Carico limite	1914,22 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	1914,22 kN/m <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>74,5</b>

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	11,19
Fattore forma [Sc]	1,5
Fattore profondità [Dc]	1,28
Fattore forma [Sq]	1,25
Fattore profondità [Dq]	1,14
Fattore forma [Sg]	1,25
Fattore profondità [Dg]	1,14
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99
Carico limite	2681,83 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	2681,83 kN/m <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>104,37</b>

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	16,72
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,48
Fattore profondità [Dq]	1,25
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,64
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]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99
Carico limite	1122,97 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	1122,97 kN/m <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>43,7</b>

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	14,59
Fattore forma [Sc]	1,46
Fattore profondità [Dc]	1,34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,42
Fattore profondità [Dq]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,73
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]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99
Carico limite	2766,3 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	2766,3 kN/m <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>107,66</b>

**A2+M2+R2**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	8,7
Fattore [Nc]	18,1
Fattore [Ng]	4,91
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,38
Fattore profondità [Dq]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,64
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]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99
Carico limite	1193,5 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	663,06 kN/m <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>46,45</b>

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10,28
Fattore [Nc]	21,81
Fattore [Ng]	7,6
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99
Carico limite	1054,75 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	585,97 kN/m <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>41,05</b>

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	8,7
Fattore [Nc]	18,1
Fattore [Ng]	4,86
Fattore forma [Sc]	1,41
Fattore profondità [Dc]	1,26
Fattore forma [Sq]	1,21
Fattore profondità [Dq]	1,13
Fattore forma [Sg]	1,21
Fattore profondità [Dg]	1,13
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99
Carico limite	1386,72 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	770,4 kN/m <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>53,97</b>

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	8,7
Fattore [Nc]	18,1
Fattore [Ng]	8,25
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,38
Fattore profondità [Dq]	1,27
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,64
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]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99
Carico limite	866,71 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	481,5 kN/m <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>33,73</b>

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	8,7
Fattore [Nc]	18,1
Fattore [Ng]	6,55
Fattore forma [Sc]	1,4
Fattore profondità [Dc]	1,34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,35
Fattore profondità [Dq]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,73
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]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99
Carico limite	1495,75 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	830,97 kN/m <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>58,21</b>

**Sisma**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	8,7
Fattore [Nc]	18,1
Fattore [Ng]	4,91
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,38
Fattore profondità [Dq]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,64
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]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99
Carico limite	1193,5 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	663,06 kN/m <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>197,09</b>

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10,28
Fattore [Nc]	21,81
Fattore [Ng]	7,6
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99
Carico limite	1054,75 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	585,97 kN/m <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>174,18</b>

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	8,7
Fattore [Nc]	18,1
Fattore [Ng]	4,86
Fattore forma [Sc]	1,41
Fattore profondità [Dc]	1,26
Fattore forma [Sq]	1,21
Fattore profondità [Dq]	1,13
Fattore forma [Sg]	1,21
Fattore profondità [Dg]	1,13
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99
Carico limite	1386,72 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	770,4 kN/m <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>229</b>

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	8,7
Fattore [Nc]	18,1
Fattore [Ng]	8,25
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,38
Fattore profondità [Dq]	1,27
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,64
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]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99
Carico limite	866,71 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	481,5 kN/m <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>143,12</b>

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	8,7
Fattore [Nc]	18,1
Fattore [Ng]	6,55
Fattore forma [Sc]	1,4
Fattore profondità [Dc]	1,34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,35
Fattore profondità [Dq]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,73
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]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

Carico limite	1495,75 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	830,97 kN/m <sup>2</sup>
<b>Fattore sicurezza</b>	<b>2,47</b>

**CEDIMENTI PER OGNI STRATO**

\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	0,0 kN/m <sup>2</sup>
Cedimento dopo T anni	15,0
Cedimento totale	0,486 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m <sup>2</sup> )	Dp (kN/m <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	4,5	0	0	Schmertmann	0,08749	0,03808	0,12557
2	10	0	0	Schmertmann	0,209	0,09096	0,29997
3	19	0	0	Schmertmann	0,04209	0,01832	0,0604

Decorso cedimenti nel tempo Strato..1 Wt=0,12557 cm

Cedimento [cm]	% Ced	Tempo giorni
0,012557	10	10,69444
0,025114	20	43,61111
0,037671	30	98,19444
0,050228	40	175,0
0,062785	50	272,2222
0,075342	60	397,2222
0,087899	70	559,7222
0,100456	80	787,4999
0,113013	90	1177,778
0,12557	100	1388,889

Decorso cedimenti nel tempo Strato. 2  $W_t=0,29996$  cm

Cedimento [cm]	% Ced	Tempo giorni
0,029996	10	11,40741
0,059992	20	46,51852
0,089988	30	104,7407
0,119984	40	186,6667
0,14998	50	290,3704
0,179976	60	423,7037
0,209972	70	597,037
0,239968	80	840,0
0,269964	90	1256,296
0,29996	100	1481,482

Decorso cedimenti nel tempo Strato. 3  $W_t=0,06041$  cm

Cedimento [cm]	% Ced	Tempo giorni
0,006041	10	29,70679
0,012082	20	121,142
0,018123	30	272,7623
0,024164	40	486,1111
0,030205	50	756,1728
0,036246	60	1103,395
0,042287	70	1554,784
0,048328	80	2187,5
0,054369	90	3271,605
0,06041	100	3858,025

I CEDIMENTI SONO CONTENUTI IN UN LIMITE ACCETTABILE

**La realizzazione di SOPPALCO, oggetto del presente calcolo, non apportano invece aggravio di carico sulla muratura o in fondazione, (L'INCREMENTO DI CARICO è PERTANTO INFERIORE AL 10%), rispetto alla struttura preesistente. Pertanto le fondazioni, in ottimo stato di conservazione, RISULTANO VERIFICATE.**

### 3.2. Verifica delle Pressioni massime sul terreno della piastra di base

#### PRESSIONI SUL TERRENO

Compressione estrema **massima di progetto -0.02373** al nodo di indice 160, di coordinate  $x = 7107$ ,  $y = 1629$ ,  $z = 0$ , nel contesto SLU 3.

#### PERTANTO

Carico limite	866,71 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	481,50 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza	33,73

**Massimo CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...** A2+M2+R2

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

**Resistenza di progetto** 481,50 kN/m<sup>2</sup> = **4,90 Kg/cmq**

**Il massimo carico sul terreno apportato alla base di fondazione è pari a**

**0,0236 kg/cmq**

**pertanto la trave di fondazione della passerella risulta verificata  
e le murature esistenti risultano verificate  
al carico ammissibile in fondazione**

Tutte le strutture in fondazioni risultano verificate rispetto ai carichi di progetto.

Per la verifica strutturale dei singoli elementi si rimanda, altresì, alla relazione di calcolo nella quale sono illustrate le verifiche alle sollecitazioni e le tensioni nelle varie sezioni, che risultano soddisfatte.

Si rinvia agli elaborati progettuali esecutivi per l'illustrazione delle modalità realizzative dei singoli organismi strutturali.

Il Progettista delle strutture

