



Regione Marche



Comune di Fermo



Provincia di Fermo

# “LAVORI DI REALIZZAZIONE INNESTO S.P. N. 204 LUNGOTENNA E S.P. N. 239 EX S.S. 210 FERMANA - FALERIENSE - COLLEGAMENTO STRADA DEL FERRO”

ELABORATI GRAFICI

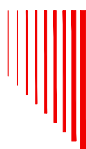
RT\_Relazioni Tecniche

RT  
05

Relazione geotecnica e sulle fondazioni

SCALA -

## P R O G E T T A Z I O N E



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio,20  
63074 San Benedetto del Tronto (AP)  
Tel. e Fax 0735.757580  
e-mail: info@sagistudio.it PEC: info@pec.sagistudio.it

IL Direttore Tecnico  
*Dott. Ing. Maurizio Ciarocchi*

IL Progettista *Dott. Ing. Sebastiano Ortu* .....

## C O M M I T T E N T E



**Provincia di Fermo**

Settore Viabilità - Infrastrutture - Urbanistica

Viale Trento, 113 63900 FERMO  
PEC: provincia.fermo@emarche.it

IL R.U.P. *Dott. Ing. Ivano Pignoloni* .....

LS/SO/28/17

20 novembre 2017

AGGIORNAMENTO	DATA	PROTOCOLLO	REDATTO	PROGETTATO	VERIFICATO	ACQUISITO	APPROVATO
1	10/05/18	LS/SO/28/17	D.D.	S.A.G.I.	S.A.G.I.	S.A.G.I.	S.A.G.I.
2	27/07/18	LS/SO/28/17	D.D.	S.A.G.I.	S.A.G.I.	S.A.G.I.	S.A.G.I.

**RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI****Sommario**

<b>1.0</b>	<b>PREMESSA E UBICAZIONE .....</b>	<b>3</b>
<b>2.0</b>	<b>MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA .....</b>	<b>6</b>
<b>3.0</b>	<b>STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>7</b>
<b>4.0</b>	<b>PARAMETRI SISMICI .....</b>	<b>8</b>
<b>5.0</b>	<b>OPERE E ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>10</b>
<b>6.0</b>	<b>MODELLO STRATIGRAFICO E LITOTECNICO ADOTTATO.....</b>	<b>11</b>
6.1	<i>OPERA 1 - Scatolare di attraversamento Fosso sant'Antonio .....</i>	<i>11</i>
6.2	<i>OPERA 2 – Soletta su pali per l'attraversamento dei laghetti .....</i>	<i>12</i>
6.3	<i>OPERA 3 - Interventi per la riduzione dei cedimenti al di sotto del rilevato stradale attraverso la realizzazione di pali drenanti .....</i>	<i>13</i>
<b>7.0</b>	<b>FONDAZIONE OPERA 1 - RESISTENZA DI PROGETTO, VERIFICA A SCORRIMENTO E CEDIMENTI.....</b>	<b>14</b>
7.1	TEORIA .....	14
7.2	OPERA 1 - DATI GENERALI FONDAZIONE PLATEA .....	28
7.3	STRATIGRAFIA TERRENO.....	28
7.4	CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma .....	28
7.5	COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982).....	29
7.6	VERIFICA A SCORRIMENTO (sisma).....	31
7.7	CEDIMENTI PER OGNI STRATO .....	32
<b>8.0</b>	<b>FONDAZIONE OPERA 2 - RESISTENZA DI PROGETTO E CEDIMENTI .....</b>	<b>32</b>
8.1	TEORIA .....	32
8.2a	OPERA 2 - DATI GENERALI FONDAZIONE PALO $\phi = 0.8\text{m}$ ; $L = 18.00$ (condizione breve termine) .....	43
8.3a	STRATIGRAFIA .....	44
8.4a	CARICO LIMITE.....	44
8.5a	RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI .....	44
8.6a	CEDIMENTI .....	45
8.2b	OPERA 2 - DATI GENERALI FONDAZIONE PALO $\phi = 0.8\text{m}$ ; $L = 18.00$ (Condizione lungo termine) .....	46
8.4b	CARICO LIMITE.....	46
8.5b	RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI.....	47

**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegne

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 1 a 56

8.6b CEDIMENTI.....	48
<b>9.0 OPERA 3 - VALUTAZIONE SULL'INTERAZIONE RILEVATI E TERRENO DI FONDAZIONE.....</b>	<b>48</b>
9.1 CEDIMENTI SU TERRENO NATURALE .....	48
9.2 CEDIMENTI CON UTILIZZO DI PALI DRENANTI IN GHIAIA .....	49
<b>10.0 CONCLUSIONI E SINTESI DEI RISULTATI .....</b>	<b>51</b>

**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 2 a 56

## 1.0 PREMESSA E UBICAZIONE

La presente relazione geotecnica intende verificare la tipologia di interazione esistente tra le opere di progetto ed il terreno di fondazione attraverso la conoscenza delle azioni gravanti e le caratteristiche di resistenza, attribuendo al terreno stesso i parametri più rappresentativi ottenuti dalle indagini e dalla consultazione dei dati bibliografici esistenti. Si definiscono quindi il modello geologico e geotecnico e si determina la resistenza di progetto del terreno.

Le opere considerate nell'interazione con il terreno sono quelle in cemento armato per le quali sono previste fondazioni superficiali tipo platee e fondazioni profonde tipo pali trivellati.

Le azioni di progetto riguardano esclusivamente i carichi gravanti sugli scatolari di attraversamento del Fosso Sant'Antonio e la soletta su pali per l'attraversamento dei laghetti prossimi alla rotatoria di monte. Oltre a queste è stato considerato anche il tratto di strada in rilevato lungo il quale si sono definiti i cedimenti di previsione e gli interventi necessari per il miglioramento e contenimento delle deformazioni.

I risultati delle valutazioni analitiche vengono utilizzate per il dimensionamento di tutte le altre opere in cemento armato che prevedono una fondazione ed una interazione con il terreno.

Le interazioni tra i sistemi fondali ed il terreno viene nel dettaglio analizzata nelle relazioni strutturali e di calcolo allegate al progetto.

L'area oggetto d'intervento ricade nel Comune di Fermo tra le località Molini di Tenna ad Ovest e Misericordia ad Est. Per meglio identificare l'area in studio si rimanda alla visione degli stralci cartografici di seguito riportati.

I dati riportati nel rapporto Geologico del Dott. Salomoni e le prove di laboratorio utilizzate, acquisite dalla Stazione Appaltante e facenti parte integrante del progetto definitivo, possono ritenersi esaustivi per una corretta caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati.

In ogni caso in fase di esecuzione delle opere maggiormente significative da un punto di vista strutturale, il primo palo/pozzo distante dalla zona interessata da prove e sondaggi, fungerà da riscontro puntuale delle caratteristiche in sito dei terreni.



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 3 a 56

**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

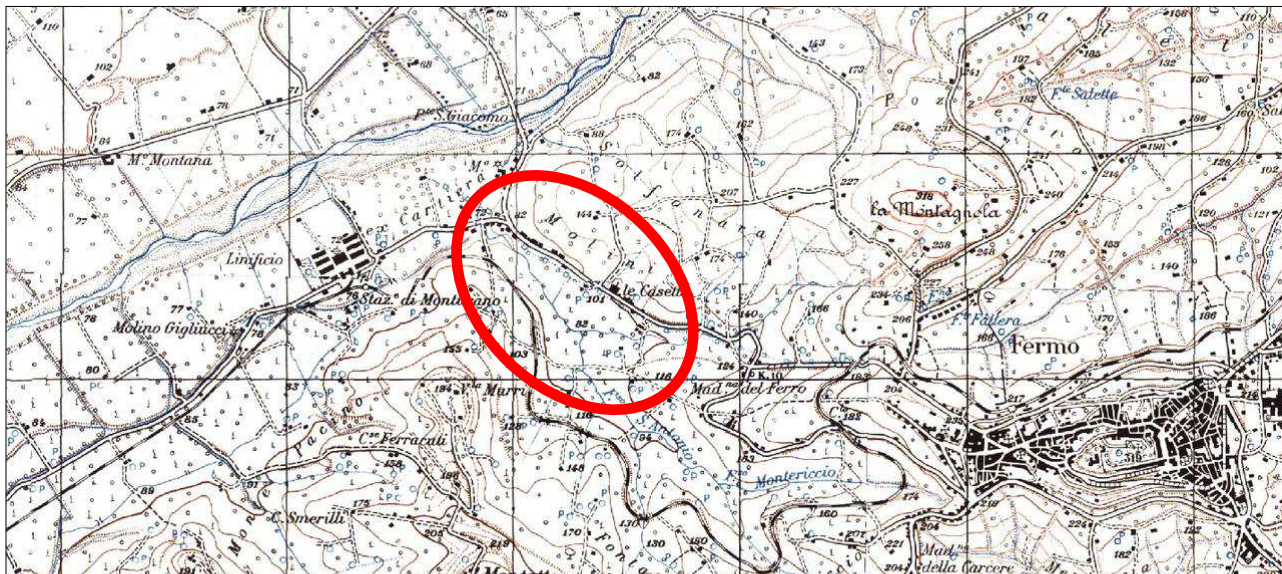
E-mail: [info@sagistudio.it](mailto:info@sagistudio.it); pec.: [info@pec.sagistudio.it](mailto:info@pec.sagistudio.it)Indirizzo web: [www.sagistudio.it](http://www.sagistudio.it)

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018**Pag. 4 a 56**



## STRALCIO IGM

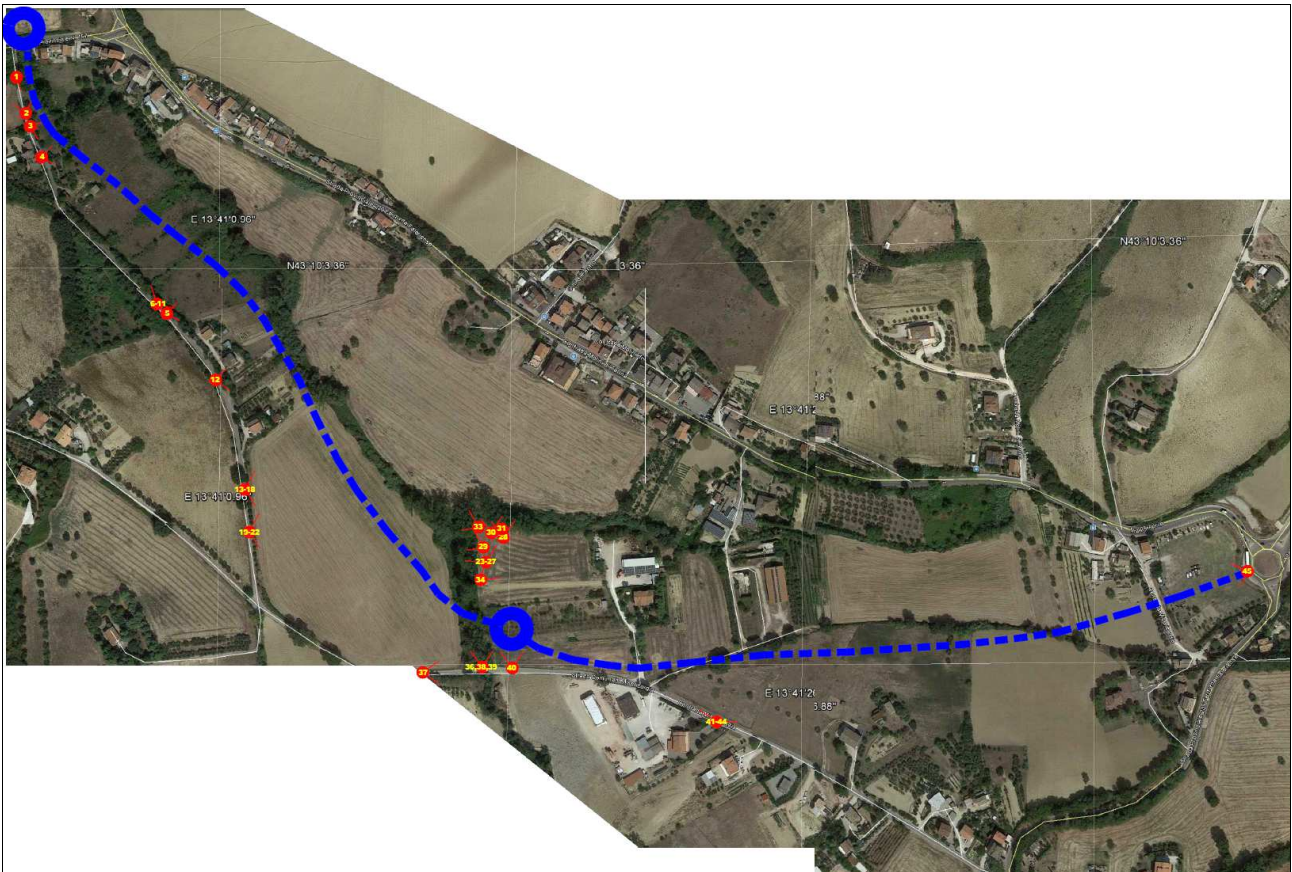


## STRALCIO FOTO DA SATELLITE





## STRALCIO FOTO DA SATELLITE CON UBICAZIONE STRADA DI PROGETTO



## 2.0 MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

La successione litologica tipo dell'area al vaglio d'idoneità è costituita dall'alto verso il basso, da:

Argille: depositi argillosi-marnosi-siltosi grigio bluastri di ambiente di piattaforma, intercalati a sottili livelli di sabbia giallastra

Depositi eluvio colluviali: limi e sabbie provenienti dal disfacimento della formazione in posto. Il passaggio con la sottostante formazione in posto avviene gradualmente per granulometria, per consistenza e per competenza tecnica di resistenza e deformabilità.

Nel sito in esame sono presenti, in prossimità della sezione di verifica, terreni di copertura limosi, limoso-sabbiosi e limoso argillosi (spessore variabile tra i 0 e 3.00m). Tali terreni poggiano sulle argille formazionali dapprima alterate e poi consistenti.



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 6 a 56

### 3.0 STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La media delle indagini realizzate in sede di progetto definitivo, hanno permesso di valutare le caratteristiche litostratigrafiche del sottosuolo per tutta la profondità di influenza delle opere. Di seguito si riportano le descrizioni litologiche e le unità litotecniche individuate in corrispondenza della sezione di verifica:

UNITA' 1 – da 0.00m a 3.00m (spess. variabile da valle verso monte)

#### LIMI, LIMI SABBIOSI E LIMI ARGILLOSI

$\gamma_n = 2.00 \text{ g/cm}^3$	(peso dell'unità di volume naturale)
$\gamma_{sat} = 2.10 \text{ g/cm}^3$	(peso dell'unità di volume saturo)
$\Phi' = 22-25^\circ$	(angolo d'attrito interno)
$c = 0.05-0.1 \text{ Kg/cm}^2$	(coesione drenata)
$C_u = 0.7-0.75$	(coesione non drenata)
$E_d = 50-60 \text{ kg/cm}^2$	(modulo edometrico)

UNITA' 2 – da 3.0m in poi

#### FORMAZIONE ARGILLOSA

$\gamma_n = 2.10 \text{ g/cm}^3$	(peso dell'unità di volume naturale)
$\gamma_{sat} = 2.30 \text{ g/cm}^3$	(peso dell'unità di volume saturo)
$\Phi' = 27^\circ$	(angolo d'attrito interno)
$c = 0.08 \text{ Kg/cm}^2$	(coesione drenata)
$C_u = 2.5$	(coesione non drenata)
$E_d = 150 \text{ kg/cm}^2$	(modulo edometrico)

La presenza di acqua e in particolare la superficie piezometrica è stata posta al passaggio tra lo strato eluvio colluviale e la formazione argillosa. Tale condizione si verifica rappresenta la più negativa possibile in ambito di calcolo ai fini della stabilità dell'opera.



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 7 a 56



## 4.0 PARAMETRI SISMICI

(1)* Coordinate WGS84				
Lat. 43.167587	Long. 13.683278			
(1)* Coordinate ED50				
Lat. 43.168539	Long. 13.684196			
Classe dell'edificio				
II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e soc. Cu = 1				
Vita nominale				
(Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)				
Interpolazione				
Media ponderata				
Calcola				
Stato Limite	Tr [anni]	a <sub>g</sub> [g]	F <sub>o</sub>	Tc' [s]
Operatività (SLO)	30	0,051	2,436	0,274
Danno (SLD)	50	0,065	2,434	0,294
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,182	2,458	0,322
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,239	2,481	0,328
Periodo di riferimento per l'azione sismica:		50		
Calcolo dei coefficienti sismici				
<input type="radio"/> Muri di sostegno <input type="radio"/> Paratie				
<input checked="" type="radio"/> Stabilità dei pendii e fondazioni				
<small>Muri di sostegno che non sono in grado di resistere spostamenti</small>				
H (m)				
us (m)				
Categoria sottosuolo			c	
Categoria topografica			T1	
	<b>SLO</b>	<b>SLD</b>	<b>SLV</b>	<b>SLC</b>
<b>S<sub>s</sub> *</b>				
Amplificazione stratigrafica	1.50	1.50	1.43	1.34
<b>C<sub>c</sub> *</b>				
Coeff. funz. categoria	1.61	1.57	1.53	1.52
<b>S<sub>t</sub> *</b>				
Amplificazione topografica	1.00	1.00	1.00	1.00
<input type="checkbox"/> Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s <sup>2</sup> ]				
Coefficienti	<b>SLO</b>	<b>SLD</b>	<b>SLV</b>	<b>SLC</b>
kh	0,015	0,020	0,062	0,090
kv	0,008	0,010	0,031	0,045
Am <sub>max</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	0,753	0,957	2,550	3,144
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280

**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 8 a 56

reporter parametri sismici giusto

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii  
Muro rigido: 0

Sito in esame.  
latitudine: 43,1685386049173  
longitudine: 13,6841958460978  
Classe: 2  
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

4967,999	Sito 1 ID: 22757	Lat: 43,1849	Lon: 13,6272	Distanza:
2035,513	Sito 2 ID: 22758	Lat: 43,1848	Lon: 13,6958	Distanza:
3863,363	Sito 3 ID: 22980	Lat: 43,1348	Lon: 13,6956	Distanza:
5956,683	Sito 4 ID: 22979	Lat: 43,1349	Lon: 13,6271	Distanza:

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C  
Categoria topografica: T1  
Periodo di riferimento: 50anni  
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento:	81	%
Tr:	30	[anni]
ag:	0,051	g
Fo:	2,436	
Tc*:	0,274	[s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento:	63	%
Tr:	50	[anni]
ag:	0,065	g
Fo:	2,434	
Tc*:	0,294	[s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	10	%
Tr:	475	[anni]
ag:	0,182	g
Fo:	2,458	
Tc*:	0,322	[s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento:	5	%
Tr:	975	[anni]
ag:	0,239	g
Fo:	2,481	
Tc*:	0,328	[s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss:	1,500
Cc:	1,610
St:	1,000
Kh:	0,015
Kv:	0,008
Amax:	0,753
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,500
Cc:	1,570
St:	1,000



	reporter	parametri	sismici	giusto
	Kh:	0,020		
	Kv:	0,010		
	Amax:	0,957		
	Beta:	0,200		
SLV:	Ss:	1,430		
	Cc:	1,530		
	St:	1,000		
	Kh:	0,062		
	Kv:	0,031		
	Amax:	2,550		
	Beta:	0,240		
SLC:	Ss:	1,340		
	Cc:	1,520		
	St:	1,000		
	Kh:	0,090		
	Kv:	0,045		
	Amax:	3,144		
	Beta:	0,280		

## 5.0 OPERE E ANALISI DEI CARICHI

Per la definizione delle interazioni tra strutture e terreno è stata analizzata una fondazione tipo platea e una fondazione profonda tipo palo trivellato scelte in relazione alle esigenze progettuali. Le opere fondazionali e le azioni ad esse applicate sono quelle di seguito riportate.

### **OPERA 1:** *Scatolare di attraversamento Fosso sant'Antonio*

TIPO FONDAZIONE SUPERFICIALE: platea

DIMENSIONE FONDAZIONE: B = 4.00m; L = 10.00m

SPESSORE: 0.25m

INCASTRO: 3.00m

CARICO APPLICATO: 1500kg/mq

### **OPERA 2:** *Soletta su pali per l'attraversamento dei laghetti*

TIPO FONDAZIONE PROFONDA: pali trivellati

DIMENSIONE FONDAZIONE:  $\phi = 0.80m$ ; L1 = 6.00m; L2 = 12.00m; L3 = 18.00

CARICO APPLICATO PER LA DEFINIZIONE DEI CEDIMENTI MAX: 58t; 125t; 190t.



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

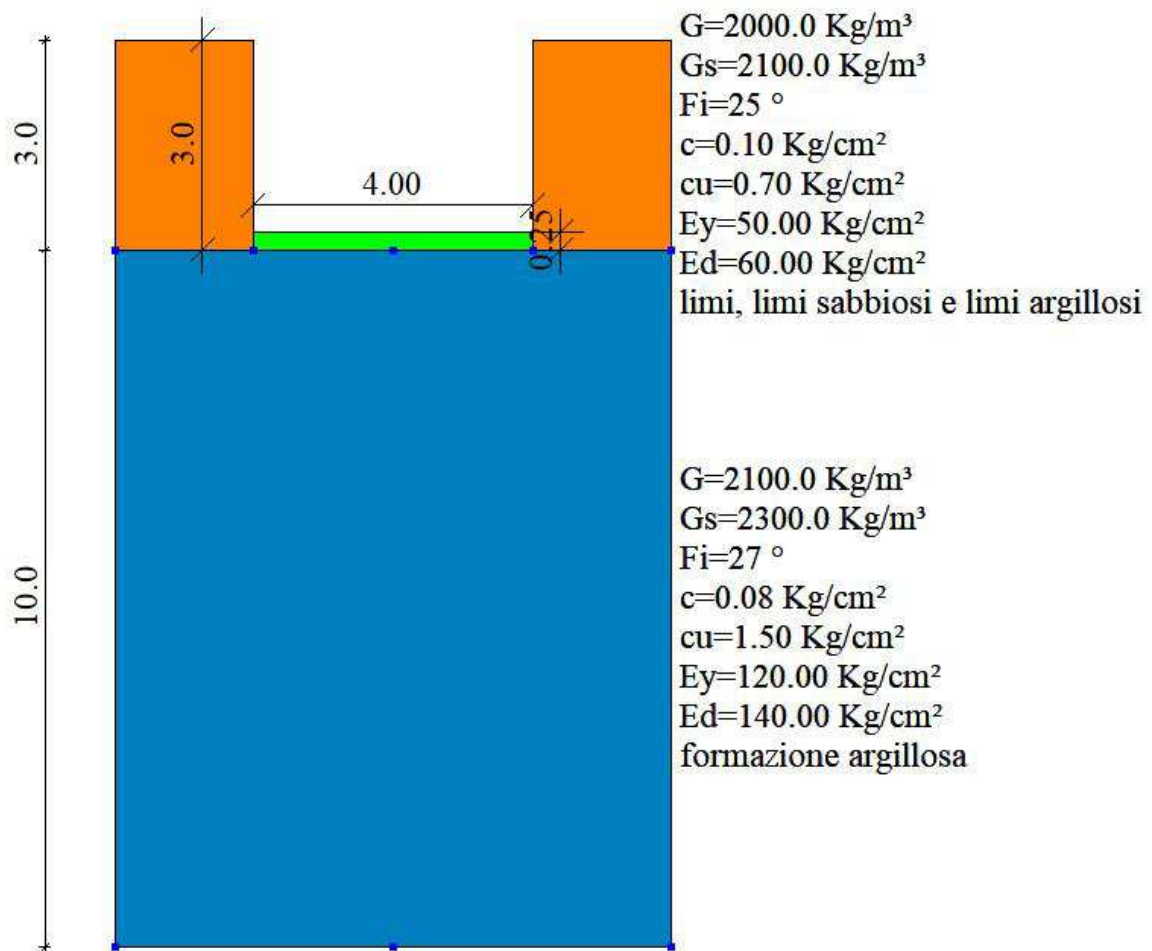
Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 10 a 56

**OPERA 3:** *Interventi per la riduzione dei cedimenti al di sotto del rilevato stradale attraverso la realizzazione di pali drenanti*

## 6.0 MODELLO STRATIGRAFICO E LITOTECNICO ADOTTATO

### 6.1 OPERA 1 - Scatolare di attraversamento Fosso sant'Antonio



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

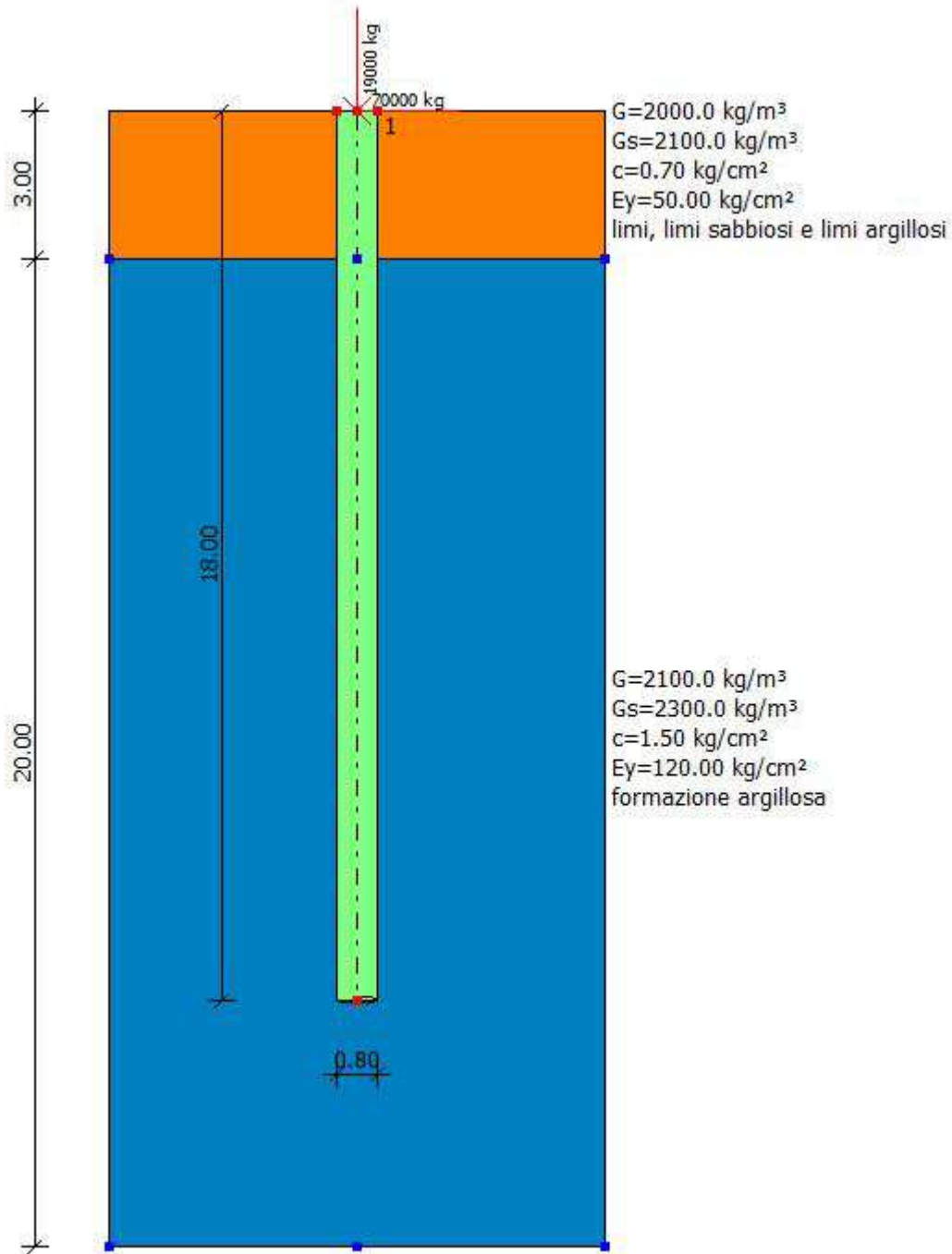
Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 11 a 56



**6.2 OPERA 2 - Soletta su pali per l'attraversamento dei laghetti****S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

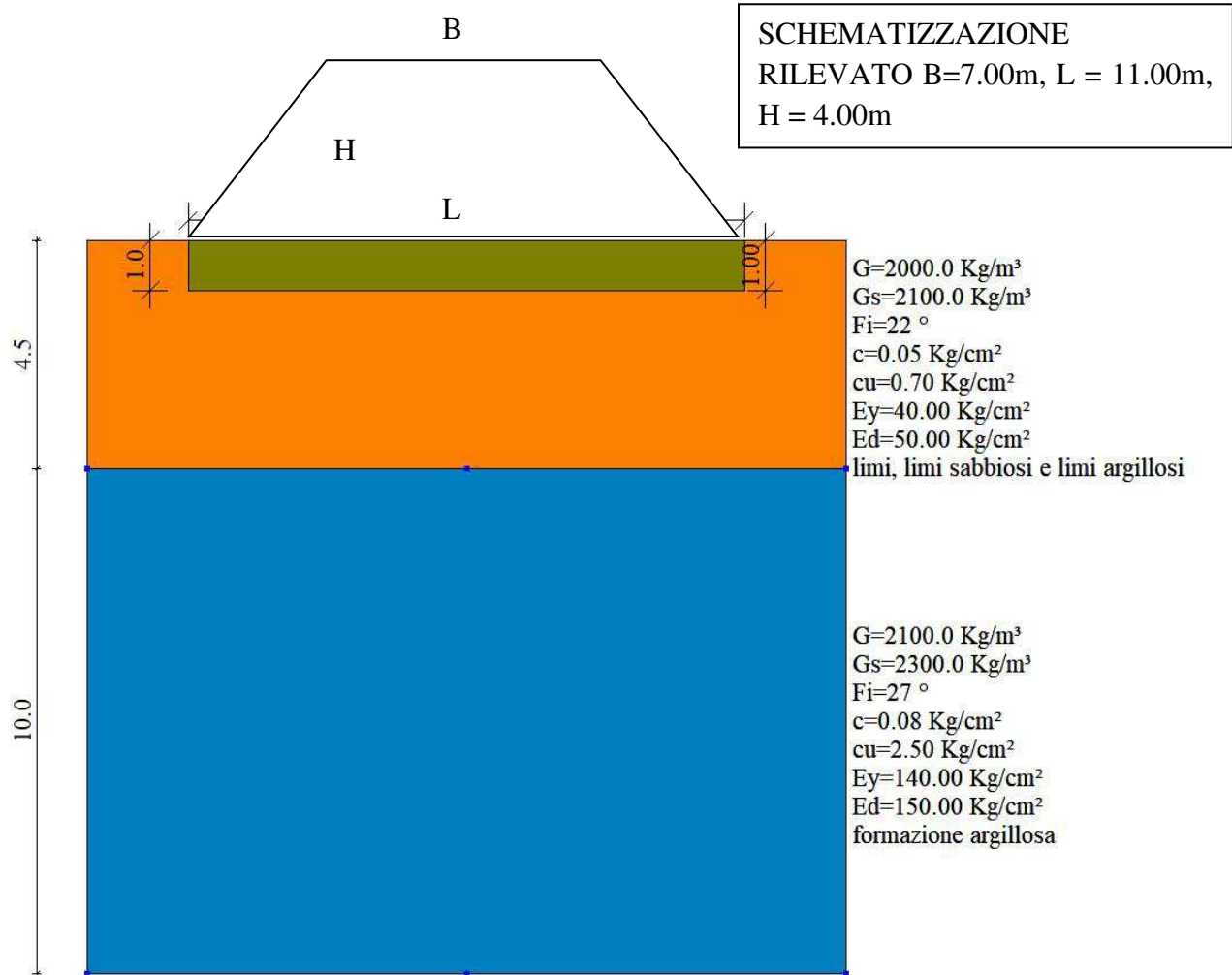
Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 12 a 56

### 6.3 OPERA 3 - Interventi per la riduzione dei cedimenti al di sotto del rilevato stradale attraverso la realizzazione di pali drenanti



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 13 a 56

## 7.0 FONDAZIONE OPERA 1 - RESISTENZA DI PROGETTO, VERIFICA A SCORRIMENTO E CEDIMENTI

### 7.1 TEORIA

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:

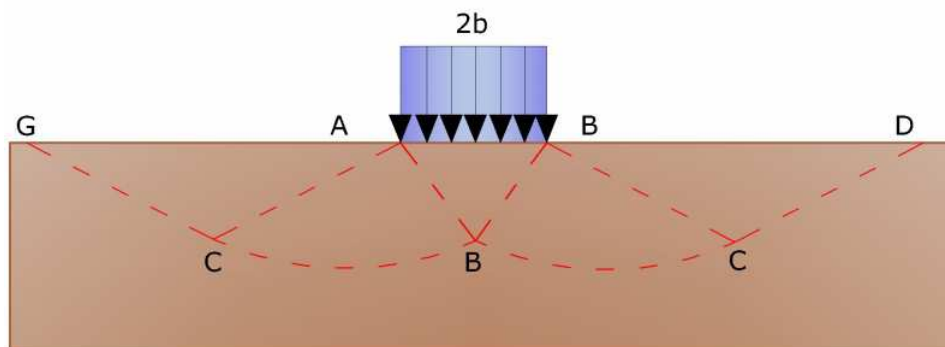
- Materiale privo di peso e quindi  $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$ 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



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

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

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:  $\gamma \neq 0$ ,  $\varphi = 0$ ,  $c = 0$

e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Risolviendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

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

che è sicuramente è 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  $\psi$  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  $\phi$  del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $\phi$  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:

$$tg \phi_{rid} = 2/3 \times tg \phi \quad e \quad c_{rid} = 2/3 \times c$$

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:

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

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

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

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

#### Formola 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 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.



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441



Carico verticale  
Carico inclinato

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

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

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

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

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

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 :

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

$\theta$  = 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  $D/B < 1$



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 16 a 56

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

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

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



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

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

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

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

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

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

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

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

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

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

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

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

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

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

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

#### 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:

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

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.



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 18 a 56

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

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$  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.

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

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:

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

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

$$N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan \phi'$$

#### Fattori di forma

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$i_q = [1 - 0,7 H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

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

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.**



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441



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:

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

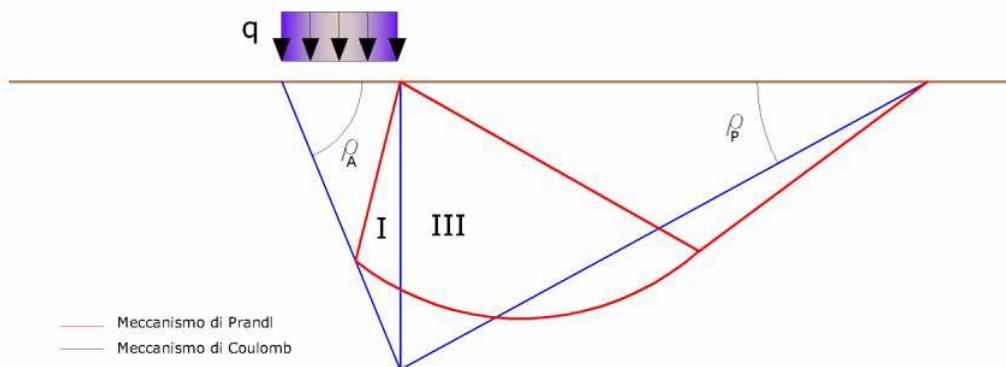
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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 di terreno – parete ideale:

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



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

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

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

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  $\rho_a$  e  $\rho_p$ , nonché di  $K_A$  e  $K_P$ , rispettivamente indicate come  $\rho_{AE}$  e  $\rho_{PE}$  e come  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  per denotare le condizioni sismiche:

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

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

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

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

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

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



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02

Data: 27-07-2018

Pag. 21 a 56

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

$$\phi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	N <sub>q</sub>	N <sub>γ</sub>	N <sub>c</sub>
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 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: PAOLUCCI E PECKER

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



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02

Data: 27-07-2018

Pag. 22 a 56

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove  $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale.

#### Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta \times (a_{\max}/g)$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

$\beta$  = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;  
 $a_{\max}$  = 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:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

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.

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

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

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

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  $k_h$ , 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)):



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

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

dove:

$q_0$  = Intensità della pressione di contatto

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

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

$I_i$  = 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 EDMETRICI

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:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- 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  $\sigma'_p$  ( $\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$ ).



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 24 a 56

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



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441



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'espresso **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)



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 26 a 56

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

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:

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

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

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

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.



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

**7.2 OPERA 1 - DATI GENERALI FONDAZIONE PLATEA**

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	4.0 m
Lunghezza fondazione	10.0 m
Profondità piano di posa	3.0 m
Altezza di incastro	3.0 m

**7.3 STRATIGRAFIA TERRENO**

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore 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 [Kg/m <sup>3</sup> ]	Gams [Kg/m <sup>3</sup> ]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [Kg/cm <sup>2</sup> ]	c Corr. [Kg/cm <sup>2</sup> ]	cu [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Ey [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Ed [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
3.0	2000.0	2100.0	25.0	25	0.1	0.1	0.7	50.0	60.0	0.0	0.0	0.0
10.0	2100.0	2300.0	27.0	27	0.08	0.08	1.5	120.0	140.0	0.0	0.0	0.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm <sup>2</sup> ]	N [Kg]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R1	0.15	60000.00			Progetto
2	A2+M2+R2	0.15	59200.00			Progetto
3	Sisma	0.15	60800.00	15200.00	18240.00	Progetto
4	S.L.E.	0.15	58000.00			Servizio
5	S.L.D.	2.19	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. C capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	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
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

**7.4 CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma**

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult] 6.52 Kg/cm<sup>2</sup>



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 28 a 56

Resistenza di progetto[Rd]	3.62 Kg/cm <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	0.15 Kg/cm <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	42.92
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

## 7.5 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	2.61 Kg/cm <sup>3</sup>
---------------------	-------------------------

### A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	0.08
Fattore profondità [Dc]	0.3
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	11.27 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	11.27 Kg/cm <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	1.08
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	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	8.96 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	8.96 Kg/cm <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

**A2+M2+R2**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	0.08
Fattore profondità [Dc]	0.3
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	8.23 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	4.57 Kg/cm <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed&lt;=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	1.08
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	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	6.58 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3.65 Kg/cm <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed&lt;=Rd] Verificata

**Sisma**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	0.08
Fattore profondità [Dc]	0.3
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.01
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegne

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Carico limite	8.15 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	4.53 Kg/cm <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore [Ng]	0.0
Fattore forma [Sc]	1.08
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.99
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	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	6.52 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	3.62 Kg/cm <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

## 7.6 VERIFICA A SCORRIMENTO (sisma)

Adesione terreno fondazione	1 Kg/cm <sup>2</sup>
Angolo di attrito terreno fondazione	18 °
Frazione spinta passiva	20 %
Resistenza di progetto	259763.8 Kg
Sollecitazione di progetto	23743.16 Kg

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 31 a 56



## 7.7 CEDIMENTI PER OGNI STRATO

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

Pressione normale di progetto 0.143 Kg/cm<sup>2</sup>  
Cedimento totale 0.00 cm

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

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dp (Kg/cm <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	8	0.143	0.000	Edometrico	0.00	--	0.00

## 8.0 FONDAZIONE OPERA 2 - RESISTENZA DI PROGETTO E CEDIMENTI

### 8.1 TEORIA

#### Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4}\phi + 10 \quad \text{nei pali infissi}$$

$$\phi' = \phi - 3^\circ \quad \text{nei pali trivellati}$$

dove  $\phi$  è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con  $\phi$  il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite  $Q_{lim}$  viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta  $Q_p$  e la resistenza laterale  $Q_l$ .

#### Resistenza unitaria alla punta

##### Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di Terzaghi può essere scritta:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 32 a 56

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

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

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

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

**Metodo di Berezantzev**

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento “alla Terzaghi” che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte “sostenuto” per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a  $\gamma D$ , e tanto minore quanto più questo “effetto silo” è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B; di ciò tiene conto il coefficiente  $N_q$ , che quindi è funzione decrescente di D/B.

La resistenza unitaria  $Q_p$  alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito ( $\phi$ ) e di coesione ( $c$ ), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \times N_c + \gamma \times L \times N_q$$

Avendo indicato con:

$\gamma$  peso unità di volume del terreno;

$L$  lunghezza del palo;

$N_c$  e  $N_q$  sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

**Metodo di Vesic**

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elastoplastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo *Vesic* i coefficienti di capacità portante  $N_q$  e  $N_c$  si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[ \left( \frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto  $I_{rr}$  nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica  $\varepsilon_v$ .

L'indice di rigidezza  $I_r$  si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale  $G$  e la resistenza a taglio  $s$  del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine  $\varepsilon_v$  può essere assunto pari a zero e si ottiene  $I_{rr} = I_r$

E' possibile fare una stima di  $I_r$  con i valori seguenti:

TERRENO	$I_r$
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine  $N_c$  della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando  $\phi = 0$  (condizioni non drenate)



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

$$N_c = \frac{4}{3}(\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

**Metodo di Janbu**

Janbu calcola  $N_q$  (con l'angolo  $\psi$  espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left( \tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

$N_c$  si può ricavare dalla (a) quando  $\phi > 0$ .

Per  $\phi = 0$  si usa  $N_c = 5.74$

**Formula di Hansen**

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  $L/D > 1$ :

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

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

Nel caso  $\phi = 0$

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  $\phi = 0$ .

Fattore di forma:

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

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

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

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

Fattore di profondità:



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

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

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

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

**Resistenza del fusto**

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo  $\alpha$ , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

$A_l$  = superficie laterale del palo;

$f_w$  = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

$c$  = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

$\sigma$  = pressione verticale efficace del terreno;

$K$  = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto denso	Terreno
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \sin \phi$$

$\delta$  = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan \phi$$

$\alpha$  = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

**Pali trivellati:**

$$\text{Caquot - Kerisel} \quad \alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

*Meyerhof - Murdock (1963)*

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \text{ per } c < 5 \text{ t/m}^2$$



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \text{ per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.9 \text{ per } c < 2.5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.8 \text{ per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.6 \text{ per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.9 \text{ per } c > 7.5 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Woodward (1961)

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.9 \text{ per } c < 4 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.6 \text{ per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.5 \text{ per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.4 \text{ per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.20 \text{ per } c > 20 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

**Pali infissi**

Coefficiente $\alpha$ per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

**Attrito negativo**

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

**Fattore di correzione in condizioni sismiche.****Criterio di Vesic**

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di  $2^\circ$  l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

**Criterio di Sano**

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{\max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove  $A_{\max}$  è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di *Vesic*, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di *Qlim*.

Le correzioni di *Sano* e di *Vesic* si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

**Cedimenti metodo di Davis-Poulos****S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo  $n$  superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie  $i$  per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie  $j$ -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

$\tau_j$  = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

$E$  = Modulo elastico del terreno

$B$  = Diametro del palo

$I_{i,j}$  = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando  $W_{i,j}$  per tutte le  $j$  aree



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

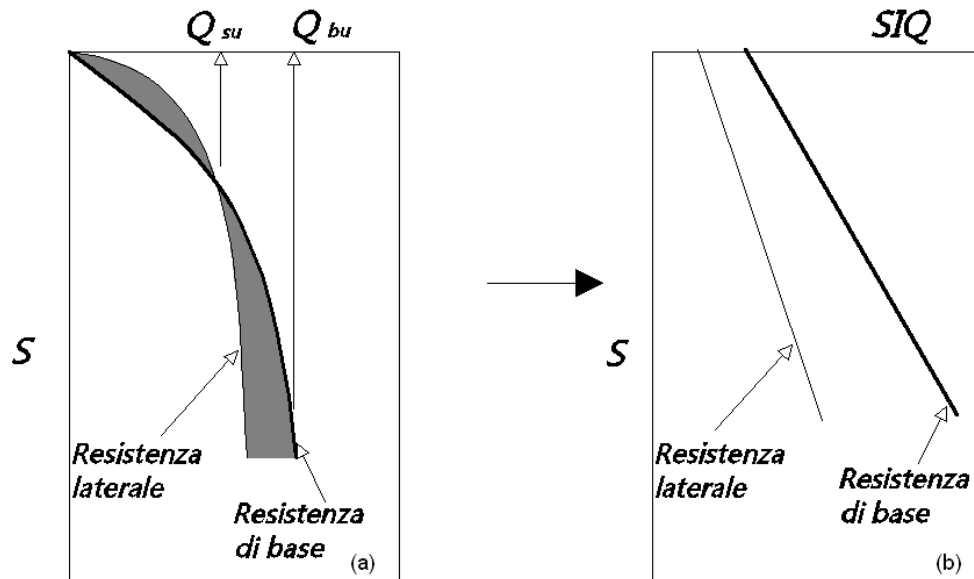
Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441



**Cedimento Metodo Iperbolico**

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* ( $Q_{su}$ ) e la *resistenza di base ultima* ( $Q_{bu}$ ) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (Terzaghi, 1943). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità  $S/Q$  rispetto allo spostamento  $S$  (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Lo studio di Fleming ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di Chin erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di Chin l'accorciamento del palo.

Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato  $Q$  in rapporto all'attrito laterale ultimo  $Q_{su}$ . In particolare se  $Q \leq Q_{su}$  la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4Q(L_o + K_e L_a)}{\pi d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che  $Q > Q_{su}$  bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_e)]$$

I parametri della formula sono:

- $d_s$ : diametro testa del palo.
- $E_c$ : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di  $E_c = 26 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$  per calcestruzzo con forza specifica di  $20 \text{ N/mm}^2$  e il valore di



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02

Data: 27-07-2018

Pag. 38 a 56

- $E_c = 40 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$  per calcestruzzo da  $40 \text{ N/mm}^2$ .
- $L_o$ : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- $L_a$ : lunghezza attiva del palo.
- $k_s$ : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva  $L_a$ . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo  $L_a$  oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- $M_s$ : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- $d_s$ : diametro testa.
- $Q_s$ : attrito.
- $Q_{su}$ : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{bu} Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- $d_b$ : diametro della base del palo.
- $Q_b$ : resistenza alla base.
- $Q_{bu}$ : resistenza ultima alla base
- $E_b$ : modulo di taglio corrispondente a  $Q_{bu}/4$



Infine, ponendo la condizione di uguaglianza  $S_s = S_b$  e considerando il carico totale applicato  $Q$  si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6 Q_{bu}$
- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno  $E_b$  al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di  $E_b$  da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

#### CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso. Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore  $M_y$  di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

$c_u$  = Coesione non drenata,

$B$  = Diametro del palo

$p$  = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z B$$

avendo indicato con:

$p$  = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

$K_p$  = Coefficiente di spinta passiva;  
 $\gamma$  = Peso unità di volume del terreno;  
 $z$  = Profondità;  
 $B$  = Diametro del palo.

#### Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni **e** (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.  
D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni **e** dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice **A SA<sup>T</sup>** si ricava l'espressione degli spostamenti esterni **X**:

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti **X** è possibile ricavare le forze interne **F** necessarie per il progetto della struttura.

La matrice **A SA<sup>T</sup>** è nota come matrice di rigidità globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterne nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il  $k_s$  con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale  $Z$  è la profondità e  $B$  è il diametro del palo.

I valori di  $A_s$  e  $B_s Z^n$  sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi  $s_i$ ,  $d_i$ , e  $i_i$  pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 41 a 56

Dove  $C = 40$  è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

#### Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidità relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidità e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al., 2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0,042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0,30} \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0,65} \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}}\right)^{0,50}$$

in cui  $\tau_c = a_{max} \rho H_1$ ;  $a_{max}$  accelerazione sismica,  $\rho$  densità del terreno,  $H_1$  spessore dello strato,  $V_{s1}$  e  $V_{s2}$ , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati;  $E_1$  è modulo di rigidità dello strato superiore di terreno,  $E_p$  modulo di elasticità del palo,  $d$  diametro del palo,  $L$  lunghezza del palo.



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 42 a 56

**8.2a OPERA 2 - DATI GENERALI FONDAZIONE PALO  $\phi = 0.8\text{m}$ ; L = 18.00 (Condizione Breve Termine)****Dati generali...**

Descrizione	P
Diametro punta	0.80 m
Lunghezza	18.00 m
Tipo	Trivellato
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev
Calcestruzzo tipo	1
Acciaio tipo	1

**SISMA**

Accelerazione sismica	0.098
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0.0196
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0.0098

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

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [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.	30.0	0.5	2.44	0.27
S.L.D.	50.0	0.64	2.43	0.29
S.L.V.	475.0	1.78	2.46	0.32
S.L.C.	975.0	2.34	2.48	0.33

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.75	0.2	0.0153	0.0076
S.L.D.	0.96	0.2	0.0196	0.0098
S.L.V.	2.5491	0.24	0.0624	0.0312
S.L.C.	3.1471	0.28	0.0899	0.0449

**Archivio materiali****Conglomerati**

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Ec [Kg/cm <sup>2</sup> ]	fck [Kg/cm <sup>2</sup> ]	fcd [Kg/cm <sup>2</sup> ]	fctd [Kg/cm <sup>2</sup> ]	fctm [Kg/cm <sup>2</sup> ]
1	C20/25	250	299600	200	113.3	10.1	22.1
2	C25/30	300	314750	250	141.6	11.4	25.6

**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 43 a 56



3	C28/35	350	323080	280	158.6	12.6	27.6
4	C40/50	500	352200	400	226.6	16.3	35

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [Kg/cm <sup>2</sup> ]	fyk [Kg/cm <sup>2</sup> ]	fyd [Kg/cm <sup>2</sup> ]	ftk [Kg/cm <sup>2</sup> ]	ftd [Kg/cm <sup>2</sup> ]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0.5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0.5
4	S235H	2141370	2447.28	2128.11	3670.92	2128.11	0.012	0.01	1	0.5
5	S275H	2141370	2855.16	2482.97	4384.71	2482.97	0.012	0.01	1	0.5
6	S355H	2141370	3670.92	3191.66	5200.47	3670.92	0.012	0.01	1	0.5

### 8.3a STRATIGRAFIA

#### Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

#### Strat. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m <sup>3</sup> ]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m <sup>3</sup> ]	c [kg/cm <sup>2</sup> ]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm <sup>2</sup> ]	Vs [m/s]	Descrizione e litologica
1	3.00	2000.00	2100.00	0.70	0.00	Si	0.80	50.00	0	limi, limi sabbiosi e limi argillosi
2	20.00	2100.00	2300.00	1.50	0.00	No	0.80	120.00	0	formazioni e argillosa

### 8.4a CARICO LIMITE

#### Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm <sup>2</sup> ]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R3	1.00	9.00	0/1.50	22619.47	88366.72	452389.30	475913.60	42223.01	--

### 8.5a RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:

Numero verticali di indagine 1  
 Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1.70  
 Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1.70

	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Base	88366.72	88366.72	88366.72
Laterale	452389.30	452389.30	452389.30
Totale	475913.60	475913.60	475913.60



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
 Data: 27-07-2018

Pag. 44 a 56

Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R3
Base	1.35
Laterale	1.15
Resistenza di progetto base	38504.02 kg
Resistenza di progetto laterale	231401.20 kg
Resistenza di progetto	247285.80 kg

## 8.6a CEDIMENTI

### Cedimento (Poulos e Davis 1968)

---

---

Carico applicato	187469.00 kg
Coefficiente influenza	0.15
Cedimento	2.85 cm



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 45 a 56

**8.2b OPERA 2 - DATI GENERALI FONDAZIONE PALO  $\phi = 0.8\text{m}$ ; L = 18.00 (Condizione Lungo Termine)****Dati generali...**

Descrizione	P
Diametro punta	0.80 m
Lunghezza	18.00 m
Tipo	Trivellato
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev
Calcestruzzo tipo	1
Acciaio tipo	1

**SISMA**

Accelerazione sismica	0.098
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0.0196
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0.0098

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

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [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.	30.0	0.5	2.44	0.27
S.L.D.	50.0	0.64	2.43	0.29
S.L.V.	475.0	1.78	2.46	0.32
S.L.C.	975.0	2.34	2.48	0.33

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.75	0.2	0.0153	0.0076
S.L.D.	0.96	0.2	0.0196	0.0098
S.L.V.	2.5491	0.24	0.0624	0.0312
S.L.C.	3.1471	0.28	0.0899	0.0449

**Archivio materiali****Conglomerati**

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Ec [Kg/cm <sup>2</sup> ]	fck [Kg/cm <sup>2</sup> ]	fcd [Kg/cm <sup>2</sup> ]	fctd [Kg/cm <sup>2</sup> ]	fctm [Kg/cm <sup>2</sup> ]
1	C20/25	250	299600	200	113.3	10.1	22.1
2	C25/30	300	314750	250	141.6	11.4	25.6

**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 46 a 56

3	C28/35	350	323080	280	158.6	12.6	27.6
4	C40/50	500	352200	400	226.6	16.3	35

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [Kg/cm2]	fyk [Kg/cm2]	fyd [Kg/cm2]	ftk [Kg/cm2]	ftd [Kg/cm2]	ep_tk	epd_ult	$\beta 1 * \beta 2$ in.	$\beta 1 * \beta 2$ fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0.5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0.5
4	S235H	2141370	2447.28	2128.11	3670.92	2128.11	0.012	0.01	1	0.5
5	S275H	2141370	2855.16	2482.97	4384.71	2482.97	0.012	0.01	1	0.5
6	S355H	2141370	3670.92	3191.66	5200.47	3670.92	0.012	0.01	1	0.5

### 8.3b STRATIGRAFIA

#### Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

#### Strat. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descrizione e litologica
1	3.00	2000.00	2100.00	0.05	22.00	Si	0.80	50.00	0	limi, limi sabbiosi e limi argillosi
2	20.00	2100.00	2300.00	0.08	27.00	No	0.80	120.00	0	formazioni e argillosa

### 8.4b CARICO LIMITE

#### Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm²]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R3	18.96	32.74	28.75/0.08	22619.47	370554.20	249044.50	588689.60	8289.64	--

### 8.5b RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine 1  
 Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1.70  
 Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1.70

	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Base	370554.20	370554.20	370554.20
Laterale	249044.50	249044.50	249044.50
Totale	588689.60	588689.60	588689.60



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
 Data: 27-07-2018

Pag. 47 a 56

Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R3
Base	1.35
Laterale	1.15
Resistenza di progetto base	161461.50 kg
Resistenza di progetto laterale	127388.50 kg
Resistenza di progetto	266230.50 kg

## 8.6b CEDIMENTI

### Cedimento (Poulos e Davis 1968)

Carico applicato	187469.00 kg
Coefficiente influenza	0.15
Cedimento	2.85 cm

## 9.0 OPERA 3 - VALUTAZIONE SULL'INTERAZIONE RILEVATI E TERRENO DI FONDAZIONE

### 9.1 CEDIMENTI SU TERRENO NATURALE

Riferimento zona	SEZIONE TIPO	
Pressione imposta in sul rilevato	1.5	t/m <sup>2</sup>
1/2 Larghezza rettangolo	3.5	m
Larghezza base triangolo	2	m
Imposta piano di posa sbancamento	1	m
Peso unità volume sbancamento	2	t/m <sup>3</sup>
Incremento netto al piano di posa	8.0	t/m <sup>2</sup>
Distanza asse - IV punto a scelta	8	m
DISTANZA PIANO DI POSA --> SUBSTRATO	4.5	m
Altezza rilevato	4	m
Peso unità volume rilevato	2	t/m <sup>3</sup>
Peso unità volume fondazione rilevato	2	t/m <sup>3</sup>

Cedimenti per ogni strato

Strato	Spessore DH strato m	Modulo edometrico Kg/cm <sup>2</sup>	Grado di consolidazione OCR	Asse (cm)	Bordo esterno (cm)	Piede (cm)	IV Punto (cm)
1	4.5	50	1	7.353	5.531	2.098	0.389
2	10	150	1	2.326	1.876	1.404	0.823

Cedimenti total

Asse	9.679	cm
Bordo	7.407	cm
Piede	3.502	cm
IV Punto	1.212	cm



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 48 a 56



## 9.2 CEDIMENTI CON UTILIZZO DI PALI DRENANTI IN GHIAIA

Riferimento zona	SEZIONE TIPO	
Pressione imposta in sul rilevato	1.5	t/m <sup>2</sup>
1/2 Larghezza rettangolo	3.5	m
Larghezza base triangolo	2	m
Imposta piano di posa sbancamento	1	m
Peso unità volume sbancamento	2	t/m <sup>3</sup>
Incremento netto al piano di posa	8.0	t/m <sup>2</sup>
Distanza asse - IV punto a scelta	8	m
DISTANZA PIANO DI POSA --> SUBSTRATO	4.5	m
Altezza rilevato	4	m
Peso unità volume rilevato	2	t/m <sup>3</sup>
Peso unità volume fondazione rilevato	2	t/m <sup>3</sup>

Cedimenti per ogni strato

Strato	Spessore DH strato m	Modulo edometrico Kg/cm <sup>2</sup>	Grado di consolidazione OCR	Asse (cm)	Bordo esterno (cm)	Piede (cm)	IV Punto (cm)
1	4.5	150	1	2.451	1.844	0.699	0.13
2	10	150	1	2.326	1.876	1.404	0.823

Cedimenti total

Asse	4.777	cm
Bordo	3.72	cm
Piede	2.103	cm
IV Punto	0.953	cm



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

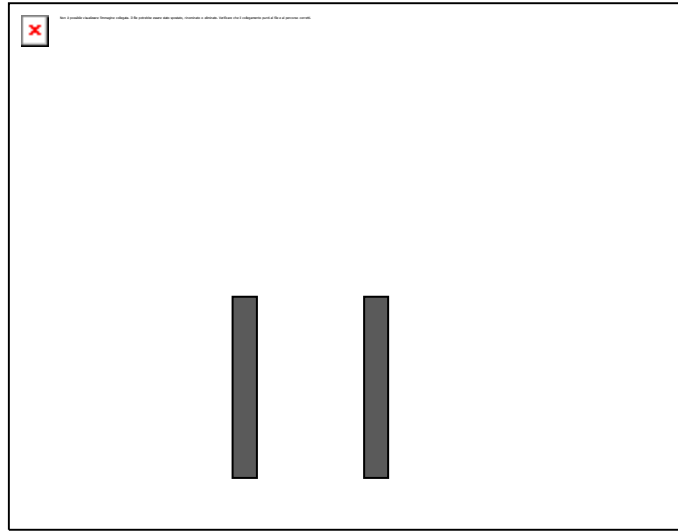
Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441



Sulla base delle valutazioni fatte relativamente all'argomento in oggetto, è scaturito quanto segue:

- E' stato ipotizzando un rilevato tipo di altezza H 4.00 m, base stradale B 7.00m e base di appoggio L 11.00m;
- il rilevato è stato considerato come costituito da terreno corretto a calce messo in strati da 0.40m e con peso volume di 2.00t/mc;
- la prima valutazione ha previsto l'interazione dell'opera con il terreno naturale che presenta caratteristiche di deformazione del tipo: Ed (modulo edometrico) 50kg/cmq per i primi 4.50m; Ed 150kg/cmq al di sotto dei 4.50m.
- i cedimenti calcolati sulla base di suddette considerazioni sono stati di circa 10cm, valore questo ritenuto significativo e che ci orienta verso la realizzazione di opere consolidanti;
- le opere consigliate per il miglioramento delle capacità di deformazione dello strato cedevole, sono pali di tipo drenante in ghiaia con diametro  $\phi = 0.80m$  e lunghezza minima di 5.00m, disposti a quinconce, con interasse di 5/10m, al di sotto del rilevato, lungo l'area di maggior carico. Tale intervento può migliorare notevolmente il percorso dei cedimenti nel tempo, velocizzando il processo di consolidazione sotto carico, fino ad arrivare ad un cedimento tendenzialmente pari a 0 al raggiungimento della quota di progetto stradale;
- i pali in questione agiscono sull'Ed dei primi 4.50m, migliorandone il valore da 50kg/cmq a 150kg/cmq;
- i cedimenti vengono migliorati di circa il 50% passando da 10cm in condizioni naturali a circa 5cm con i pali drenanti;





- i pali agiscono favorendo la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali del terreno in posto, velocizzando i cedimenti durante l'esecuzione a strati del rilevato.

## 10.0 CONCLUSIONI E SINTESI DEI RISULTATI

Dal punto di vista geomeccanico, il terreno è a composizione prevalentemente coesiva per tutto il volume significativo. L'interazione tra le strutture in progetto ed il terreno di fondazione viene valutata in termini di tensione totale ed in termini di tensione efficace riportando quella più cautelativa.

Per quanto riguarda la sismicità del sito, lo studio geologico ha determinato per l'area una categoria topografica "T1" e un tipo di suolo "C" secondo la NTC 2008.

Alle strutture viene attribuita la classe "IP" con affollamento normale e vita nominale "VN" = 50 anni.

Le verifiche sono state effettuate considerando le azioni di progetto ai vari stati limite SLU, SLV, SLE e SLD ed i parametri geotecnici caratteristici del sito.

Le fondazioni studiate sono di tipo superficiale e profonda.

In particolare:

### **OPERA 1:** *Scatolare di attraversamento Fosso sant'Antonio*

TIPO FONDAZIONE SUPERFICIALE: platea

DIMENSIONE FONDAZIONE: B = 4.00m; L = 10.00m

SPESSORE: 0.25m

INCASTRO: 3.00m

CARICO APPLICATO: 1500kg/mq

### **OPERA 2:** *Soletta su pali per l'attraversamento dei laghetti*

TIPO FONDAZIONE PROFONDA: pali trivellati

DIMENSIONE FONDAZIONE:  $\phi = 0.80m$ ; L = 18.00

CARICO APPLICATO PER LA DEFINIZIONE DEI CEDIMENTI MAX: 187/188t.



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

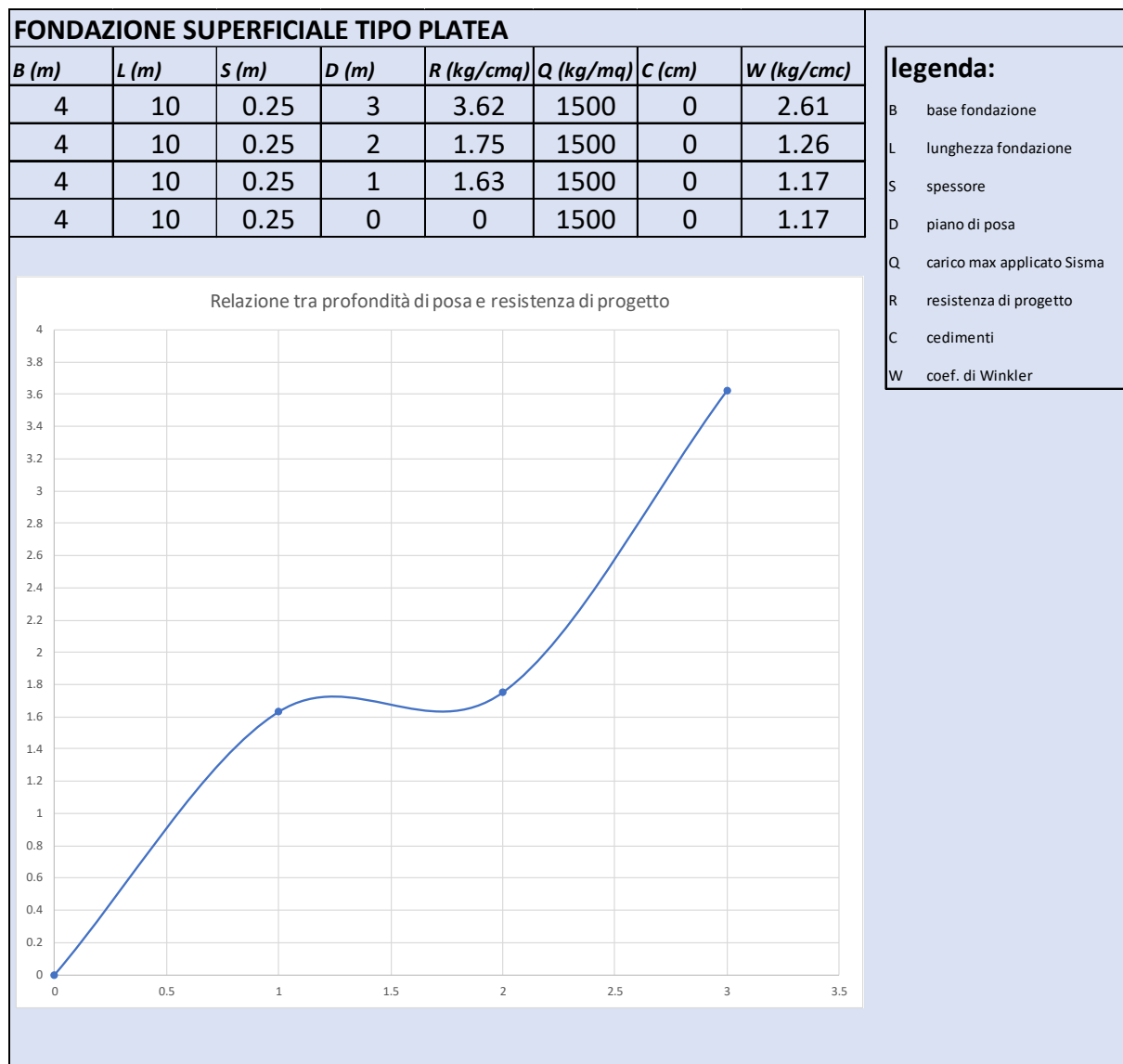
E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

**OPERA 3:** *Interventi per la riduzione dei cedimenti al di sotto del rilevato stradale attraverso la realizzazione di pali drenanti*

I risultati ottenuti evidenziano quanto segue in tabella:



La fondazione superficiale si comporta in maniera adeguata nell'interazione struttura terreno. In



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 52 a 56

base alle diverse profondità del piano di posa, la resistenza di progetto tende ad aumentare gradualmente all'aumentare di D. La relazione grafica tra D e R è riportata nel grafico che precedente. La R varia da un minimo di 1.63kg/cmq, per D = 1.00m, ad un massimo di 3.62kg/cmq, per D = 3.00m. Considerando il carico di esercizio massimo in condizioni sismiche (SLV) pari a 0.15kg/cmq, i cedimenti possono essere considerati pari a 0 in virtù della compensazione di carico dovuta al terreno asportato per il raggiungimento del piano di posa.

Il coefficiente W (Winkler) varia anch'esso in positivo all'aumentare della profondità di D, da un minimo di 1.17kg/cmc ad un massimo di 2.61kg/cmc.

**Fondazione profonda** rappresenta la soluzione idonea per trasferire i carichi in profondità su terreni più competenti quali sono le argille formazionali. Con tale sistema si è in grado di superare lo strato di copertura e l'alterazione formazionale più scadente. Soprattutto laddove è previsto l'attraversamento dei laghetti, dove si rinviene presenza di acqua ed alterazione spinta della copertura. Si è considerato un palo del diametro di 0.80m, e lunghezza 18.00m. La resistenza di progetto è stata calcolata a breve termine e a lungo termine; i risultati ottenuti sono rispettivamente di 247t e 266t. Applicando al palo un carico di esercizio massimo di 187/188t, i cedimenti si attestano intorno ai 2/3cm e pertanto possono essere considerati compatibili con quelli ammissibili proposti da diversi autori relativamente alle strutture in progetto.

## RILEVATO

Sulla base delle valutazioni è scaturito quanto segue:

- E' stato ipotizzando un rilevato tipo di altezza H 4.00m, base stradale B 7.00m e base di appoggio L 11.00m;
- il rilevato è stato considerato come costituito da terreno corretto a calce messo in strati da 0.40m e con peso volume di 2.00t/mc;
- la prima valutazione ha previsto l'interazione dell'opera con il terreno naturale che presenta caratteristiche di deformazione del tipo: Ed (modulo edometrico) 50kg/cmq per i primi 4.50m; Ed 150kg/cmq al di sotto dei 4.50m;
- i cedimenti calcolati sulla base di suddette considerazioni sono stati di circa 10cm, valore questo ritenuto significativo e che ci orienta verso la realizzazione di opere consolidanti.



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 53 a 56

Cedimenti total		
Asse	9.679	cm
Bordo	7.407	cm
Piede	3.502	cm
IV Punto	1.212	cm

- Le opere consigliate per il miglioramento delle capacità di deformazione dello strato cedevole, sono pali di tipo drenante in ghiaia con diametro  $\phi = 0.80\text{m}$  e lunghezza minima di 5.00m, disposti a quinconce, con interasse di 5/10m, al di sotto del rilevato, lungo l'area di maggior carico. Tale intervento può migliorare notevolmente il percorso dei cedimenti nel tempo velocizzando il processo di consolidazione sotto carico, fino ad arrivare ad un cedimento tendenzialmente pari a 0 al raggiungimento della quota di progetto stradale;
- i pali in questione agiscono sull'Ed dei primi 4.50m, migliorandone il valore da 50kg/cmq a 150kg/cmq;
- i cedimenti vengono migliorati di circa il 50% passando da 10cm in condizioni naturali a circa 5cm con i pali drenanti;
- i pali agiscono favorendo la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali del terreno in posto, velocizzando i cedimenti durante l'esecuzione a strati del rilevato;
- la scelta dell'Ed post operam potrà essere confermato in fase di esecuzione dei lavori dopo prelievo di campioni indisturbati nella posizione in cui le opere maggiormente significative da un punto di vista geotecnico verranno realizzate.



**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

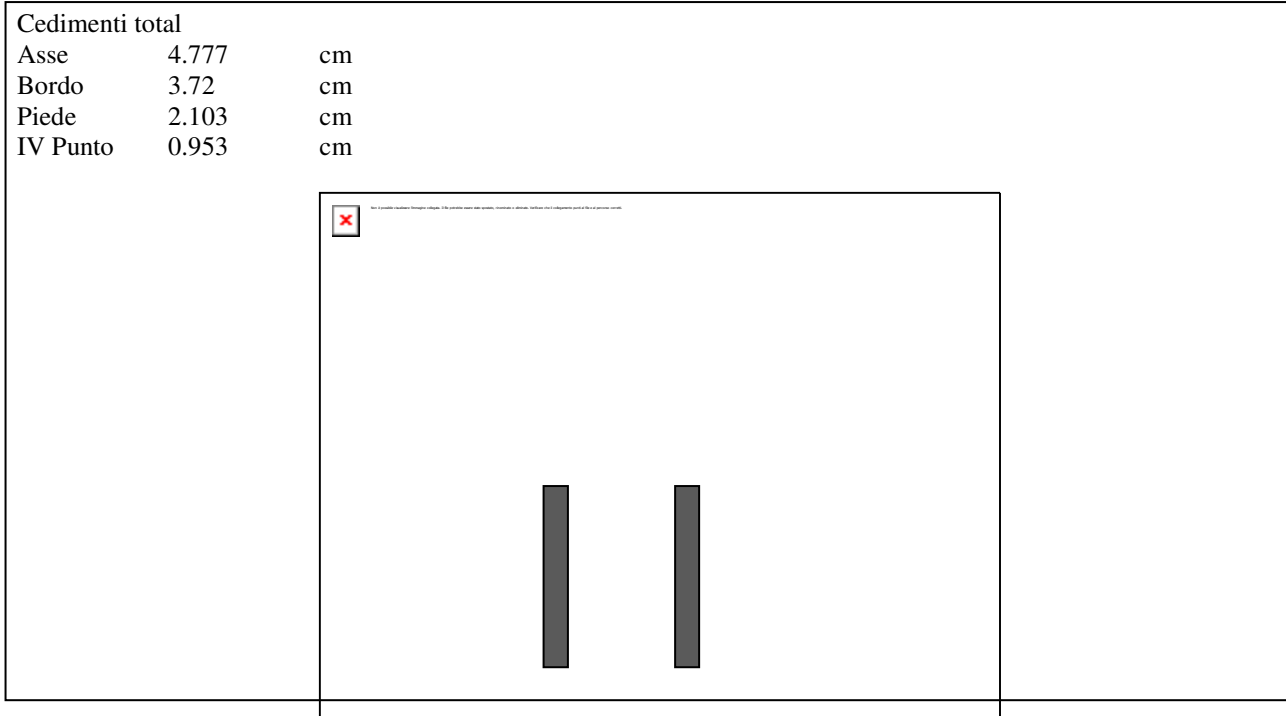
E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 54 a 56



IL TECNICO

**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: info@sagistudio.it; pec.: info@pec.sagistudio.it

Indirizzo web: www.sagistudio.it

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018

Pag. 55 a 56

**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20 - 63074 San Benedetto del Tronto (AP)

Tel. e Fax 0735/757580

E-mail: [info@sagistudio.it](mailto:info@sagistudio.it); pec.: [info@pec.sagistudio.it](mailto:info@pec.sagistudio.it)Indirizzo web: [www.sagistudio.it](http://www.sagistudio.it)

P.IVA 01276770441

Revisione n.02  
Data: 27-07-2018**Pag. 56 a 56**