



# PUC 2017

## PIANO URBANISTICO COMUNALE

(L.R. 16 del 22/12/2004 e s.m.i. - Regolamento di Attuazione n° 5 del 04/08/ 2011)

Adottato con delib. di G.C. n°80 del 02/05/2018 e con delib. di G.C. n°148 del 24/10/2018

**APPROVATO CON DELIBERA di C.C. n.20 del 17.06.2023**

IL SINDACO: *Mirko Iorillo*

1:25000 ○	1:10000 ○	1:5000 ○	1:2000 ○○○	<ul style="list-style-type: none"> <li>— DISPOSIZIONI STRUTTURALI <i>a tempo indeterminato (ex art.3. co.3 lett. a) L.R. 16/2004)</i></li> <li>— DISPOSIZIONI PROGRAMMATICHE <i>a tempo determinato (ex art.3. co.3 lett.b) L.R. 16/2004)</i></li> <li>— RELAZIONE ILLUSTRATIVA</li> <li>— NORME TECNICHE DI ATTUAZIONE <i>(ex art. 23 - comma 8 L.R. 16/2004)</i></li> <li>— ATTI DI PROGRAMMAZIONE (API) <i>(ex art. 25 - L.R. 16/2004)</i></li> <li>— RAPPORTO AMBIENTALE <i>(ex art. 47 co. 2 - L.R. 16/2004)</i></li> <li>— RELAZIONE DI SINTESI DEL RAPPORTO AMBIENTALE <i>(ex art. 47 co. 4 - L.R. 16/2004)</i></li> </ul>
Sistema insediativo: <i>Citta' dell' Arianese</i>			SIGLA	ALLEGATO
<b>RELAZIONE DI COMPATIBILITA' GEOMORFOLOGICA</b> <i>Relazione integrativa*</i>				
PROGETTO URBANISTICO : dr. arch. Pio CASTIELLO - (supporto specialistico all'UTC) STUDIO GEOLOGICO : dr. geol. Gaetano CICCARELLI STUDIO AGRONOMICO : dr. agr. Giuseppe LOCONTE ZONIZZAZIONE ACUSTICA : dr. ing. Luigi IANNICIELLO				

UTC Arch. Francesco Grasso	Arch. Pio Castiello (Supporto specialistico)
-------------------------------	---



## Sommario

<b>Relazione di compatibilità geomorfologica integrativa</b> .....	3
Premessa .....	3
Caratteri geotecnici dei terreni .....	4
Quadro d'unione .....	7
<b>ZONA 1 (PIP)</b> .....	8
Parametri previsti per le ZTO.....	8
Dati riassuntivi delle prove di laboratorio riportate per lo studio del PUA del sondaggio n.12 .....	10
Tabella Standard Penetration Test dello studio del PUA .....	10
<b>ZONA 2</b> .....	12
Parametri previsti per le ZTO.....	12
Dati riassuntivi delle prove di laboratorio riportate per lo studio del PUA del sondaggio n. 3 .....	14
Tabella Standard Penetration Test dello studio del PUA .....	14
<b>ZONA 3 (cimitero)</b> .....	16
Parametri previsti per le ZTO.....	16
Dati riassuntivi delle prove di laboratorio riportate per lo studio del PUA del sondaggio n. 1 .....	18
Tabella Standard Penetration Test dello studio del PUA .....	18
<b>ZONA 4 (centro)</b> .....	20
Parametri previsti per le ZTO.....	20
Dati riassuntivi delle prove di laboratorio riportate per lo studio del PUA del sondaggio n. 9 .....	22
Tabella Standard Penetration Test dello studio del PUA .....	22
<b>ZONA 5 (centro storico)</b> .....	24
Parametri previsti per le ZTO.....	25
Dati riassuntivi delle prove di laboratorio riportate per lo studio del PUA del sondaggio n. 9 .....	27
Tabella Standard Penetration Test dello studio del PUA .....	27
Conclusioni .....	29
<b>Calcolo portanza e cedimenti di fondazioni superficiali</b> .....	30
Normative di riferimento .....	30
Norme tecniche per le Costruzioni 2018.....	30
Carico limite di fondazioni su terreni .....	33
Metodo di Terzaghi (1955) .....	35
Formula di Meyerhof (1963) .....	37
Formula di Hansen (1970) .....	39
Formula di Vesic (1975).....	41

---

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8) .....	41
Meyerhof e Hanna (1978) .....	44
Metodo di Richards et al. ....	46
Verifica a carico limite delle fondazione (slu).....	49
Fondazioni quadrate o rettangolari.....	50
Fondazioni circolari.....	50
Verifica a slittamento .....	51
Carico limite di fondazioni su roccia.....	51
Fattori correttivi sismici (paolucci e pecker) .....	52
Cedimenti elastici .....	53
Cedimenti edometrici.....	54
Cedimento secondario .....	55
Cedimenti di schmertmann .....	56
CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE.....	58
<b>Allegati</b> .....	60
All.1 - zona 1 .....	60
Indice .....	71
All.2 - zona 2 .....	72
Indice .....	83
All.3 - zona 3 .....	84
Indice .....	95
All.4 - zona 4 .....	96
Indice .....	107
All.5 - zona 5 .....	108

---

## Relazione di compatibilità geomorfologica integrativa

### Premessa

La presente “Relazione di compatibilità geomorfologica integrativa” contenente le verifiche di stabilità e le valutazioni geotecniche è stata redatta in riscontro alla nota del Genio Civile di Ariano Irpino prot. 2019.0272827 del 02.05.2019.

Premesso che le scelte urbanistiche riguardanti le zone trasformabili del comune di Montecalvo Irpino (AV) sono state operate tenendo conto delle condizioni geomorfologiche e geosismiche dei siti, nonché dello studio geosismico redatto dal geologo dott. Gaetano Ciccarelli e della pianificazione dell’Autorità di Bacino distrettuale dell’Appennino meridionale, si precisa che all’art. 1.2.2 delle NTA è stata disciplinata, per l’intero territorio comunale, la “*prevenzione del rischio geologico, sismico ed idrogeologico*” al fine di assicurare la piena compatibilità delle attività edilizie ed urbanistiche, subordinandole alla pianificazione di bacino, alle norme sismiche e allo studio geosismico sopra citato.

Le aree trasformabili proposte dal PUC riguardano le zone C – cfr art. 2.1.5 NTA – (Edilizia di espansione residenziale), le zone C1 – cfr art. 2.1.6 NTA - (*integrazione e riqualificazione dei nuclei urbanizzati e/o urbanizzabili*), le zone D1 – cfr art. 2.1.7 NTA - (*produttiva artigianale*) le zone D2 – cfr art. 2.1.8 NTA - (*produttiva industriale - commerciale*) e le zone D3 – cfr art. 2.1.9 NTA - (*produttiva terziaria di nuovo impianto*), nonché le zone F – cfr art. 2.1.17, art. 2.1.18, art. 2.1.19, art. 2.1.20 NTA - *destinate ad attrezzature e servizi*.

Per quanto riguarda le zone agricole non è strettamente necessaria l’analisi di compatibilità, in quanto la natura di tali zone rende l’edificabilità e la trasformabilità urbanistica quasi nulle.

Dall’analisi complessiva della carta della stabilità risulta che la morfologia del territorio del comune di Montecalvo Irpino è di carattere prevalentemente collinare – bassa-montuosa con numerosi corsi d’acqua a carattere torrentizio.

Ad ogni modo si precisa ambito per ambito le seguenti scelte urbanistiche e si allegano verifiche di compatibilità con le previsioni di piano.

**Riguardo al parere dell’Autorità di Bacino dell’Appennino meridionale, si comunica che le tavole tecniche dello studio geologico già presentate sono compatibili con le seguenti indicazioni espresse dall’Autorità di Bacino:**

- 1.7.1
- 1.7.2
- 1.7.3

**Il Piano urbanistico è compatibile con la Microzonazione Sismica e CLE trasmesso alla Regione Campania con nota prot. 1295 del 11.3.2019**

*dr. geol. Gaetano Ciccarelli*

## Caratteri geotecnici dei terreni

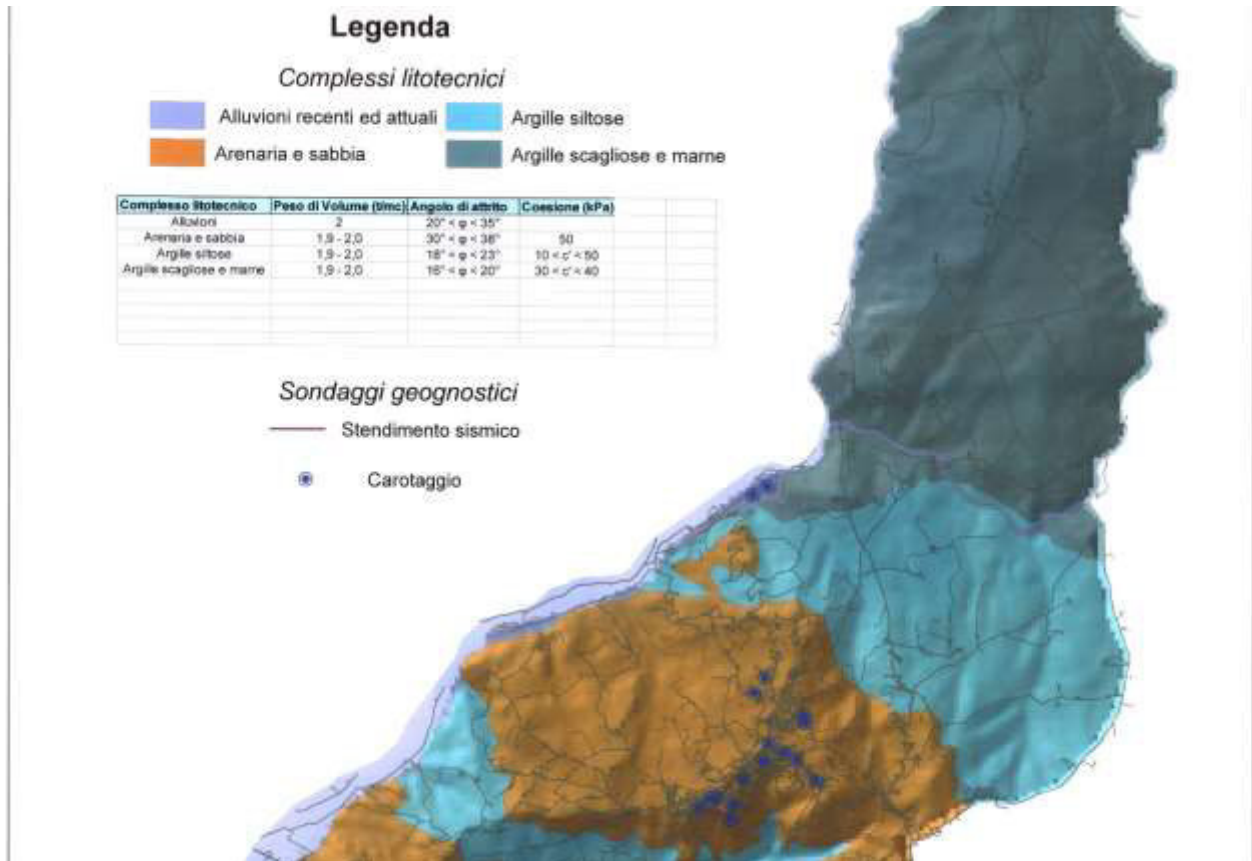


FIGURA 1 – STRALCIO DELLA CARTA LITOTECNICA (CFR. ATLANTE T01 – ALLEGATO 6)

Secondo quanto riportato dalla carta litotecnica (cfr. Atlante T01 – allegato 6, riportato in figura 1) il complesso litologico del centro abitato del comune di Montecalvo Irpino, nel quale ricadono tutte le zone territoriali omogenee con carattere di trasformabilità prima citate, nonché la maggioranza dei sondaggi, è formato interamente da *arenaria e sabbia* di cui si riportano le principali caratteristiche meccaniche.

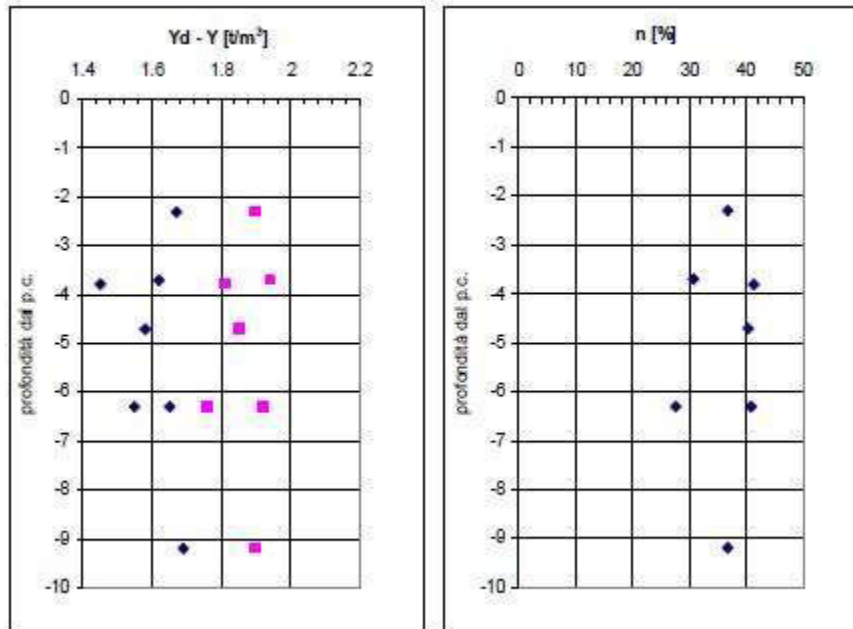
Il complesso litologico “**sabbie e areniti con intercalazioni argillose (baronia)**” presenta buone caratteristiche meccaniche: in esso si ritrovano sabbie a granulometria medio fine con diverse bancate arenacee.

Nella figura 2 si riportano gli andamenti dei pesi per unità di volume confrontati con il peso del secco, così come i valori della porosità in percentuale. Si può notare dall’analisi dei due diagrammi che l’addensamento cresce sia in presenza di livelli arenacei, mentre dove la porosità è più alta ci si trova di fronte a litologie prevalentemente sabbiose.

In taluni casi la sequenza stratigrafica presenta interstrati sabbioso-argillosi, le cui caratteristiche variano a seconda della maggiore o minore potenza degli strati argillosi. Si rileva in questi livelli litologici una resistenza a taglio, in termini di coesione, che raggiunge anche livelli piuttosto elevati:  $c'=50$  KPa.

Gli strati argillosi si presentano spesso in banchi di spessore variabile da pochi decimetri a qualche metro e contribuiscono a modificare le proprietà geotecniche dei materiali aumentando soprattutto la coesione di tali materiali.

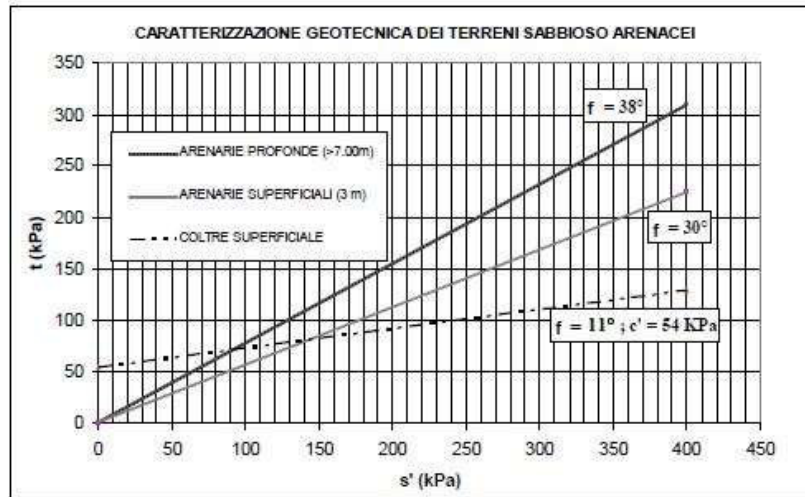
Rappresentano inoltre gli impermeabili relativi di falde sospese, di modesta rilevanza, che si impostano nei livelli sabbiosi più permeabili.



**FIGURA 1 - ANDAMENTO DEL PESO PER UNITÀ DI VOLUME, DEL PESO PER UNITÀ DI VOLUME SECCO E DELLA POROSITÀ.**

Dal grafico di figura 3 si ricava che  $\gamma_{\text{medio}} = 19 \text{ KN/m}^3$ . Si può notare che i livelli argillosi presenti nel complesso litologico assumono pesi dell'unità di volume maggiori.

I valori dei parametri di resistenza meccanica sono stati ricavati dall'interpretazione di un significativo numero di prove SPT e dalle prove di laboratorio condotte sui campioni di terreno prelevati nel corso dei sondaggi effettuati prevalentemente nel perimetro urbano; i risultati sono graficizzati nella figura 3. Le proprietà meccaniche dei materiali in esame sono variabili a seconda della profondità di campionamento. I risultati mostrano il differente grado di addensamento, con valori dell'angolo di attrito interno compreso tra  $30^\circ$  e  $37^\circ$ , al variare della profondità di campionamento e quindi della tensione litostatica in sito.



**FIGURA 2 - INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI TAGLIO DIRETTO SUI TERRENI ARENACEI, E DELLA COLTRE DI COPERTURA**

È altresì evidente che la coesione apparente, o suzione, non viene rilevata in questo tipo di prova, dal momento che il rimaneggiamento ne causa l'alterazione. Del resto a piccola scala, e cioè per la geotecnica riguardante le singole opere, il parametro della coesione va sicuramente trascurato, mentre e da tenersi in considerazione per studi che coinvolgono fenomeni di stabilità di pendii oppure opere di grande rilevanza. Si può dire che il parametro della coesione apparente è stimabile intorno ai 50 kPa.

Nello stesso diagramma è stata posizionata anche la curva caratteristica dei terreni di alterazione superficiale per due motivi fondamentali:

mostrare che questo litotipo deriva dall'alterazione meccanica del substrato sabbioso-arenaceo, evidenziato dal drastico abbattimento dell'angolo di attrito;

rilevare che la coesione di questi litotipi è paragonabile a quella del complesso sabbioso arenaceo.



## Quadro d'unione

Il quadro d'unione (figura 4) di seguito riportato viene fornito al fine di dividere il territorio comunale in aree più agevolmente leggibili di cui si porge il quadro sinottico-comparativo tra le condizioni geomorfologiche e sismiche dei siti, con le previsioni di Piano, **dal quale emerge, ad avviso dello scrivente, la compatibilità geosismica nonché la compatibilità dei carichi limiti dei terreni esaminati con le previsioni edificatorie delle rispettive zone considerate.**

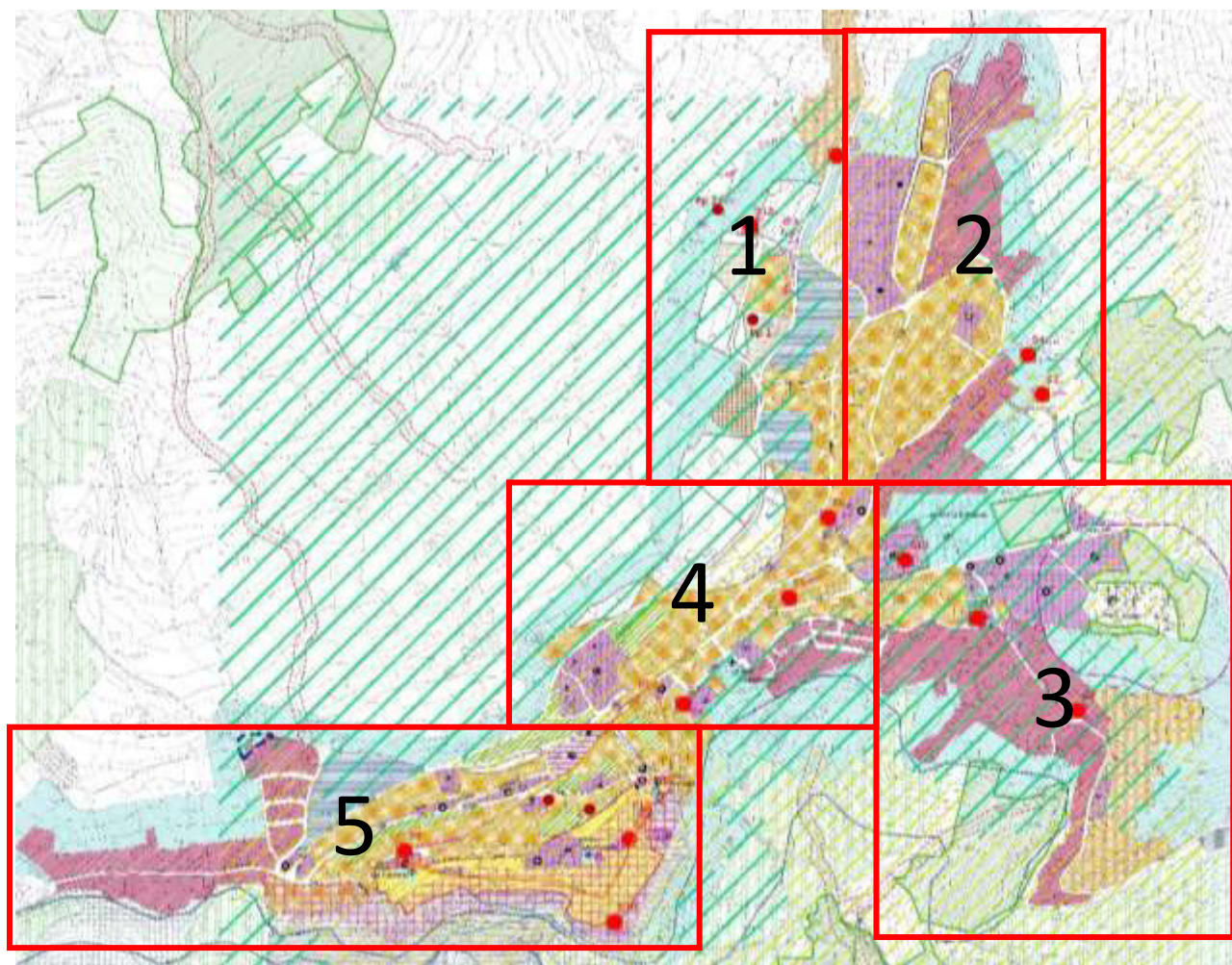


FIGURA 3 - QUADRO D'UNIONE

## ZONA 1 (PIP)

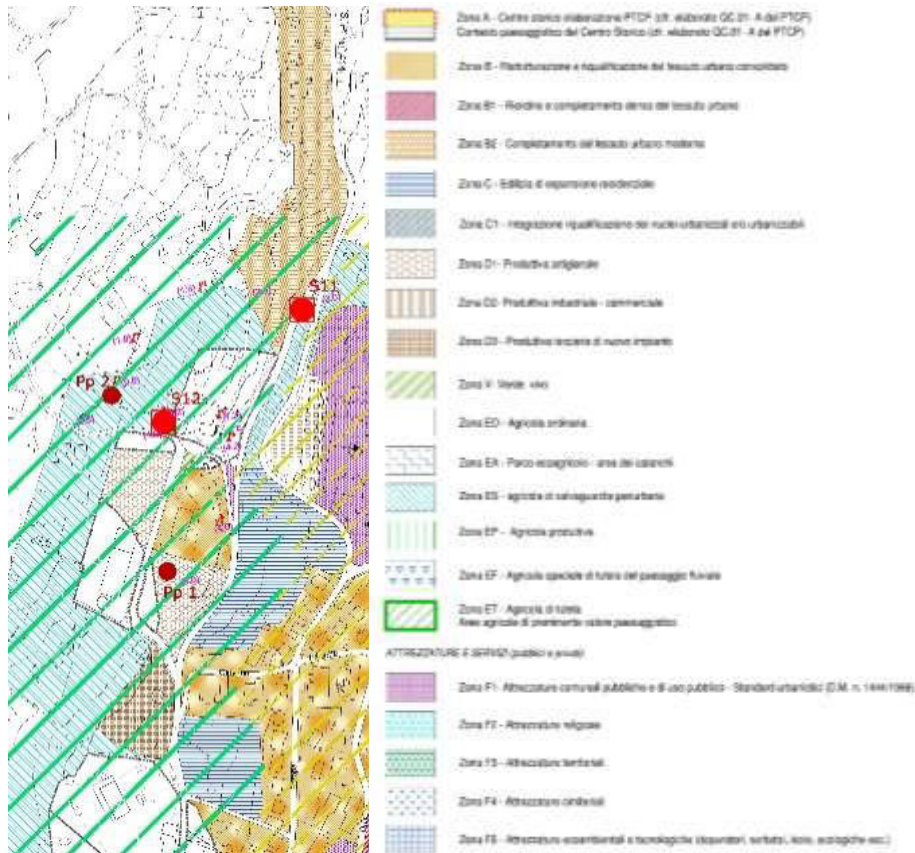


FIGURA 4 – INDIVIDUAZIONE DEI SONDEGGI GEOGNOSTICI ALLA ZONIZZAZIONE PER LA ZONA 1 (PIP)

ZTO da attenzionare ricadenti nell'area:

Zona B

Zona C

Zona D1

Zona D3

### Parametri previsti per le ZTO

**Zona B:** Per dette aree si prevede il completamento del tessuto insediativo, anche mediante l'incremento della dotazione di servizi e attrezzature secondo le disposizioni delle normative della richiamata Pianificazione Attuativa progressiva. Gli interventi si attuano mediante Piano Urbanistico Attuativo di cui all'art. 26, co.2, lett. a), della L.R. n.16/2004, avente valore e portata di piano particolareggiato di cui alla L. 17 agosto 1942, n. 1150. Fino all'approvazione del PUA potranno essere eseguiti, mediante intervento edilizio diretto, gli interventi di cui alle lettere a) b) c) d) dell'art.3, co.1., del D.P.R. n.380/2001 e s.m.i., su singoli edifici o parti di essi. Gli indici di riferimento per l'attuazione della presente Zona sono i seguenti:

It = 1,40 mc/mq

H = 10,50 m. (o media preesistente al contorno)

Df = 10 m. (per pareti finestrate)

Dc = 5 m. (o a confine per pareti non finestrate)

Ds = si applica l'art.1.2.5 delle presenti Norme.

Per gli edifici esistenti sono sempre consentiti gli interventi di cui alle lettere a,b,c,d, dell'art. 3, co.1, del DPR 380/2001 e ss.mm.ii. anche accompagnati da variazioni di destinazioni d'uso al fine di migliorare la vivibilità del tessuto insediativo.

**Zone C:** Per tale zona si prevedono il completamento e l'integrazione a carattere plurifunzionale, integrando altresì la dotazione di servizi ed attrezzature. Gli indici di riferimento per l'attuazione della presente Zona sono i seguenti:

Sm = 3.000 mq.

It = 1,00 mc/mq

H = 7,50 m.

Df = 10 m. (per pareti finestrate)

Dc = 5 m. (o a confine per pareti non finestrate)

Ds = si applica l'art. 1.2.5 delle presenti Norme

Aree a standard: 12 mq/ab (per verde pubblico e parcheggi).

Potranno essere eseguiti mediante intervento edilizio diretto gli interventi di cui alle lettere a) b) c) e d) dell'art.3, co.1, del D.P.R. n.380/2001 e s.m.i. su singoli edifici o parti di essi.

**Zona D1:** La Zona riguarda aree specificatamente riservate ad impianti produttivi di tipo artigianale, nonché ad edifici, impianti e attrezzature di servizio, uffici e attività terziarie in genere.

Il PUC si attua mediante Piano Urbanistico Attuativo di cui all'art. 26, co.2, lett. c), della L.R. n.16/2004, avente portata e valore di P.I.P. ex L. 865/71 e succ. mod. ed int., da redigere secondo i seguenti indici e parametri:

Ut = 0,80 mq/mq

Rc = 0,50 mq/mq max (riferito ai lotti fondiari produttivi)

H = 15,00 m

Df = 10 m.

Dc = 5 m.

Ds = si applica l'art.1.2.5 delle presenti Norme

Aree a standard: come da DM 1444/68, art.5.

**Zone D3:** La Zona riguarda aree specificatamente riservate ad attività produttive di tipo terziario, nonché ad edifici, impianti e attrezzature complementari, uffici e servizi terziari in genere.

Il PUC si attua mediante Piano Urbanistico Attuativo di cui all'art. 26, co.2, lett. c), della L.R. n.16/2004, avente portata e valore di P.I.P. ex L. 865/71 e succ. mod. ed int., da redigere secondo i seguenti indici e parametri:

Ut = 0,80 mq/mq

Rc = 0,50 mq/mq max (riferito ai lotti fondiari produttivi)

H = 15,00 m

Df = 10 m.

Dc = 5 m.

Ds = si applica l'art.1.2.5 delle presenti Norme

Aree a standard: come da DM 1444/68, art.5.

#### Complesso litologico prevalente nella zona 1: Detrito.

Materiali eterogranulari, generalmente sabbie e sabbie-limose con elementi arenacei dispersi in matrice limoso-sabbiosa ed argillosa. Materiali alterati e soggetti ad asportazione per il diffuso dilavamento dei versanti ricoprono, con spessori compresi tra 0.6/4.0 m, il complesso sabbioso-arenaceo formato da sabbie giallastre, a granulometria media e fine, in strati e banchi con intercalazioni di livelli argillosi e sabbiosi-argillosi. Sabbie da addensate a molto addensate, passanti ad arenarie tenere in strati e livelli

#### Dati riassuntivi delle prove di laboratorio riportate per lo studio del PUA del sondaggio n.12

Campione	Prof. Prelievo, m.	Peso volume, $\gamma_{tn}\backslash m^3$	Umidità naturale, w %	Porosità, n %	Indice vuoti, e	Saturazione, Sr %	Angolo attrito intern, $\phi^\circ$	Coesione, c' KPa
S12	12.0	1.88	19.0	30.5	0.43	99	36	0

#### Tabella Standard Penetration Test dello studio del PUA

Sondaggio	Profondità Prova, m	N. SPT	Terreni
12	2.0	29	Sabbia
	5.0	62	Sabbia addens.

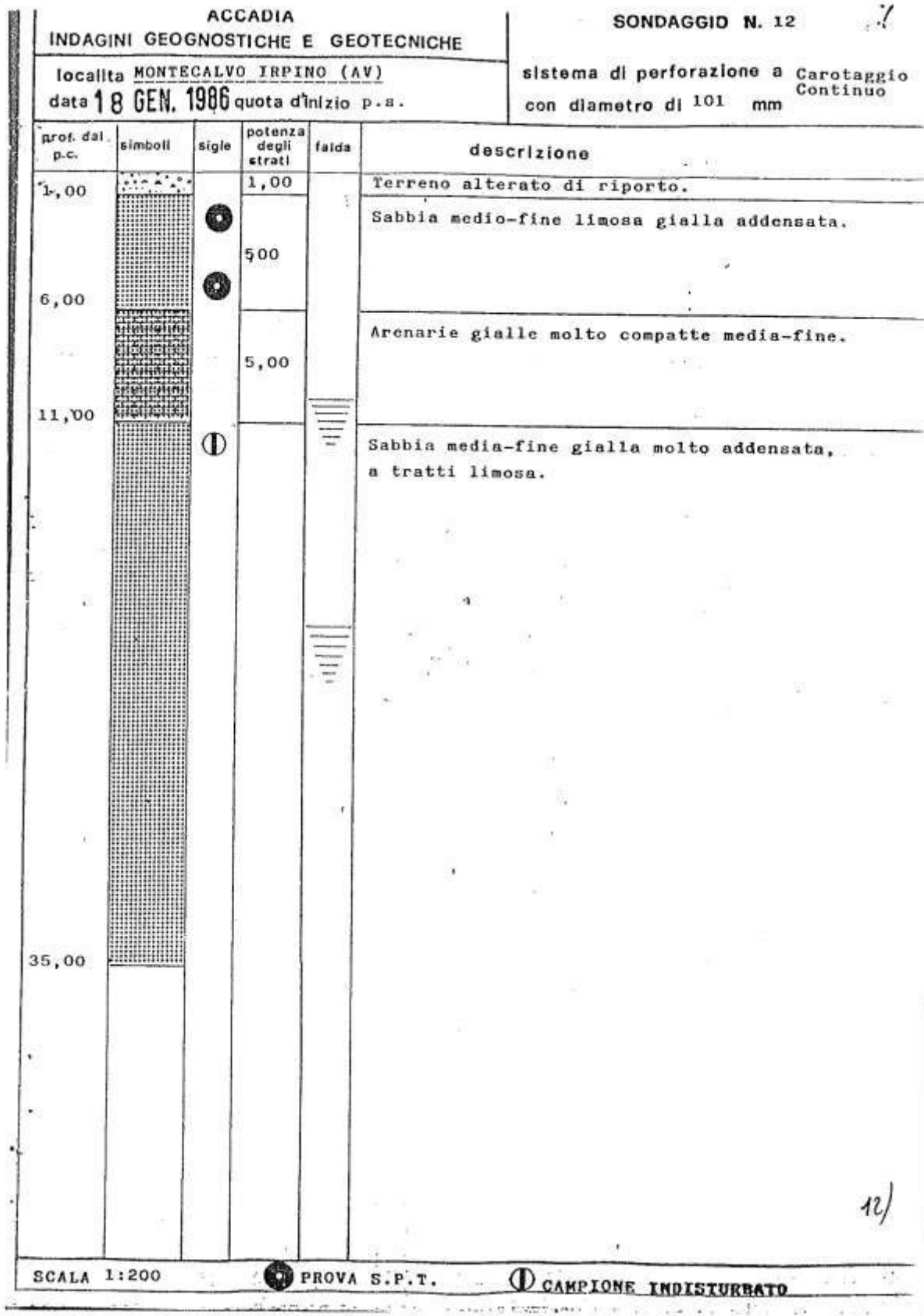


FIGURA 5 – STRALCIO DEL CERTIFICATO DI INDAGINE GEOGNOSTICA E GEOTECNICA N.12

## ZONA 2

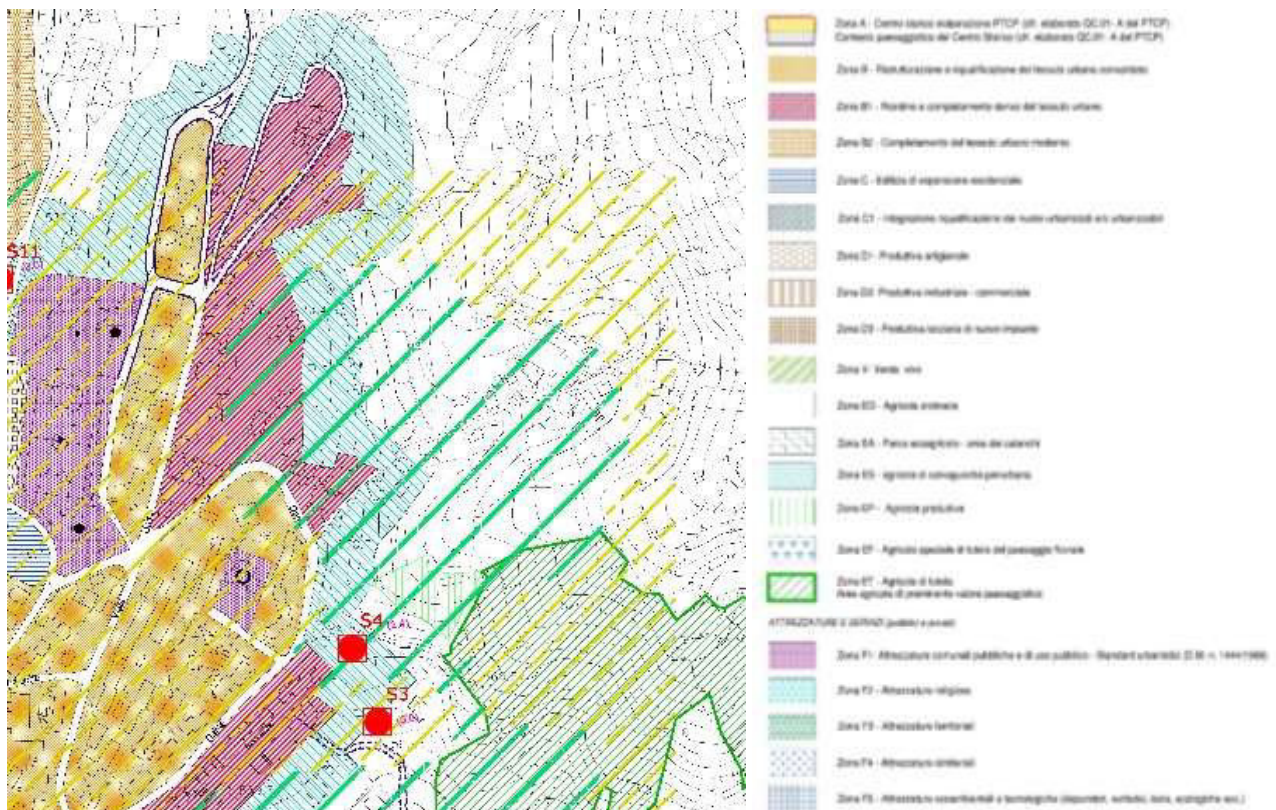


FIGURA 6 - INDIVIDUAZIONE DEI SONDAGGI GEOGNOSTICI ALLA ZONIZZAZIONE PER LA ZONA 2  
(MONTECALVO NORD)

ZTO da attenzionare ricadenti nell'area:

Zona B

Zona B1

Zona F1

Parametri previsti per le ZTO

**Zona B:** Per dette aree si prevede il completamento del tessuto insediativo, anche mediante l'incremento della dotazione di servizi e attrezzature secondo le disposizioni delle normative della richiamata Pianificazione Attuativa progressa. Gli interventi si attuano mediante Piano Urbanistico Attuativo di cui all'art. 26, co.2, lett. a), della L.R. n.16/2004, avente valore e portata di piano particolareggiato di cui alla L. 17 agosto 1942, n. 1150. Fino all'approvazione del PUA potranno essere eseguiti, mediante intervento edilizio diretto, gli interventi di cui alle lettere a) b) c) d) dell'art.3, co.1., del D.P.R. n.380/2001 e s.m.i., su singoli edifici o parti di essi. Gli indici di riferimento per l'attuazione della presente Zona sono i seguenti:

It = 1,40 mc/mq

H = 10,50 m. (o media preesistente al contorno)

Df = 10 m. (per pareti finestrate)

Dc = 5 m. (o a confine per pareti non finestrate)

Ds = si applica l'art.1.2.5 delle presenti Norme.

Per gli edifici esistenti sono sempre consentiti gli interventi di cui alle lettere a,b,c,d, dell'art. 3, co.1, del DPR 380/2001 e ss.mm.ii. anche accompagnati da variazioni di destinazioni d'uso al fine di migliorare la vivibilità del tessuto insediativo.

**Zona B1:** Tale Zona comprende il tessuto consolidato del centro urbano nella parte avente un impianto definito e riconoscibile, per la quale si prevedono interventi prevalentemente di recupero, ristrutturazione e riqualificazione architettonica ed urbanistica, nonché di completamento. La potenzialità edificatoria va comunque computata applicando all'ambito di intervento l'indice territoriale di Zona. Gli indici di riferimento per l'attuazione della presente Zona sono i seguenti:

It = 1,20 mc/mq

H = 10,50 m. (o media preesistente al contorno)

Df = 10 m. (per pareti finestrate)

Dc = 5 m. (o a confine per pareti non finestrate)

Ds = si applica l'art.1.2.5 delle presenti Norme.

**Zone F1:** La Zona individua le aree destinate alle principali attrezzature e servizi esistenti o di progetto ("standards urbanistici"), così come previsti dal D.M. 1444/68 e dalla relativa legislazione regionale.

Il PUC si attua mediante Piano Urbanistico Attuativo di cui all'art. 26, co.2, lett. c), della L.R. n.16/2004, avente portata e valore di P.I.P. ex L. 865/71 e succ. mod. ed int., da redigere secondo i seguenti indici e parametri:

In tali zone il PUC si attua mediante intervento edilizio diretto, secondo i seguenti indici e parametri:

If = 2,0 mc/mq

Rc = 0,40 mq/mq max

H = 10,50 m.

Dc = 5 m. (o a confine per pareti non finestrate)

Ds = si applica l'art.1.2.5 delle presenti Norme.

Sp = 1 mq/10 mc

Ip = 100 n°/ha.

**Complesso litologico prevalente nella zona 2:** Complesso arenaceo-sabbioso, ovvero, alternanze di arenarie tenere e litoidi, di colore rossastro e giallastro, e sabbie giallastre addensate. Gli elementi sono a granulometria media e fine; si presentano in livelli di spessore variabile. Presenti intercalazioni di livelli argillosi e sabbioso-argillosi e sottili passate conglomeratiche

Dati riassuntivi delle prove di laboratorio riportate per lo studio del PUA del sondaggio n. 3

Campione	Prof. Prelievo, m.	Peso volume, $\gamma \text{ tn/m}^3$	Umidità naturale, w %	Porosità, n %	Indice vuoti, e	Saturazione, Sr %	Angolo attrito intern, $\varphi^\circ$	Coesione, c' KPa
S3	2.2	1.84	14.0	36.7	0.5	63	36	0

Tabella Standard Penetration Test dello studio del PUA

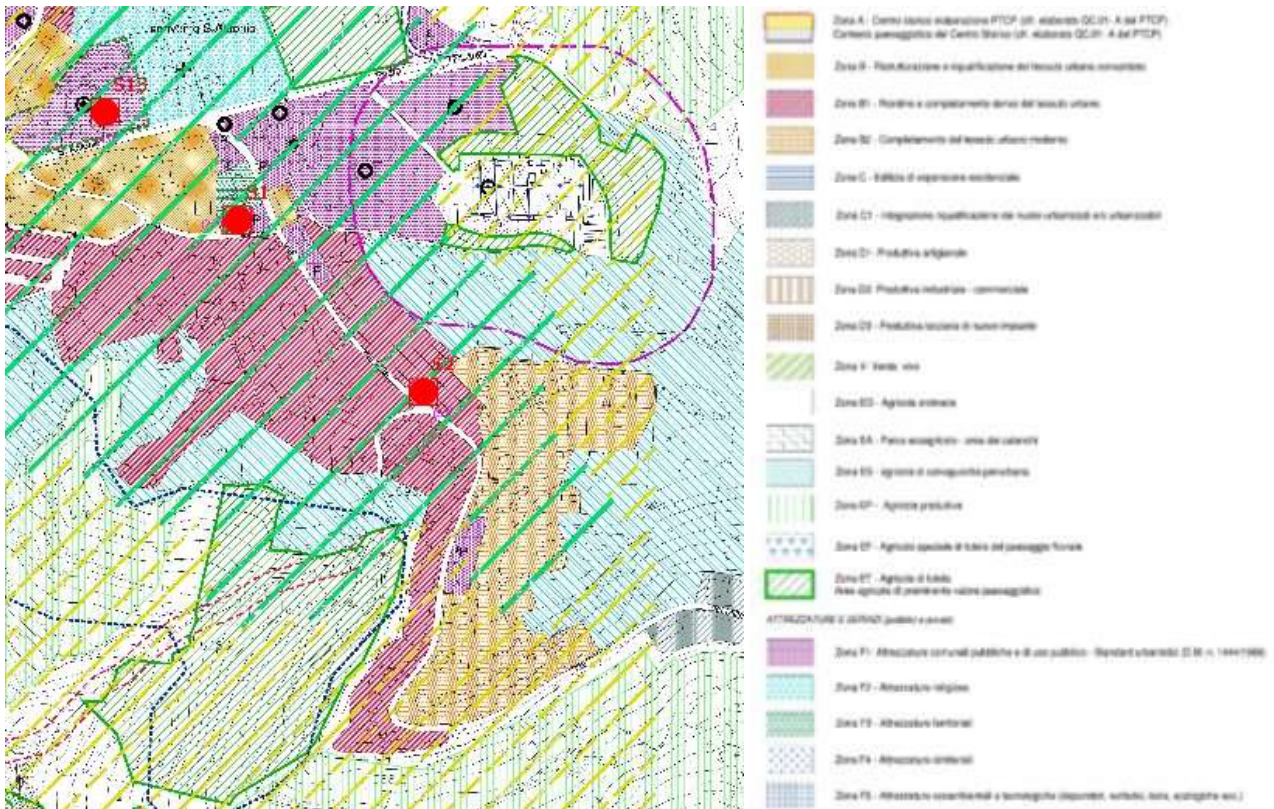
Sondaggio	Profondità Prova, m	N. SPT	Terreni
3	1.8	Rif	arenaria
	4.0	Rif	Arenaria
	6.0	Rif	Arenaria



GEORACCORDIA		SONDAGGI		COLONNA STRATIGRAFICA	
ACCADIA				SONDAGGIO N. 3	
INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOTECNICHE				sistema di perforazione a carotaggio continuo	
località MONTECALVO IRPINO (AV)				con diametro di 101 mm	
data 20/12/85				quota d'inizio piano campagna	
prof. dal p.c.	simboli	sigle	potenza degli strati	falda	descrizione
	[Pattern]	⊙ ⊙ ⊙ ⓪			Arenaria gialla a grana medio-fine.
35,00 m					

FIGURA 7 - STRALCIO DEL CERTIFICATO DI INDAGINE GEOGNOSTICA E GEOTECNICA N.3

## ZONA 3 (cimitero)



**FIGURA 8 - INDIVIDUAZIONE DEI SONDAGGI GEOGNOSTICI ALLA ZONIZZAZIONE PER LA ZONA 2 (MONTECALVO NORD)**

ZTO da attenzionare ricadenti nell'area:

- Zona B
- Zona B1
- Zona B2
- Zona F1

### Parametri previsti per le ZTO

**Zona B:** Per dette aree si prevede il completamento del tessuto insediativo, anche mediante l'incremento della dotazione di servizi e attrezzature secondo le disposizioni delle normative della richiamata Pianificazione Attuativa progressiva. Gli interventi si attuano mediante Piano Urbanistico Attuativo di cui all'art. 26, co.2, lett. a), della L.R. n.16/2004, avente valore e portata di piano particolareggiato di cui alla L. 17 agosto 1942, n. 1150. Fino all'approvazione del PUA potranno essere eseguiti, mediante intervento edilizio diretto, gli interventi di cui alle lettere a) b) c) d)

dell'art.3, co.1., del D.P.R. n.380/2001 e s.m.i., su singoli edifici o parti di essi. Gli indici di riferimento per l'attuazione della presente Zona sono i seguenti:

- $I_t = 1,40$  mc/mq
- $H = 10,50$  m. (o media preesistente al contorno)
- $D_f = 10$  m. (per pareti finestrate)
- $D_c = 5$  m. (o a confine per pareti non finestrate)
- $D_s =$  si applica l'art.1.2.5 delle presenti Norme.

Per gli edifici esistenti sono sempre consentiti gli interventi di cui alle lettere a,b,c,d, dell'art. 3, co.1, del DPR 380/2001 e ss.mm.ii. anche accompagnati da variazioni di destinazioni d'uso al fine di migliorare la vivibilità del tessuto insediativo.

**Zona B1:** Tale Zona comprende il tessuto consolidato del centro urbano nella parte avente un impianto definito e riconoscibile, per la quale si prevedono interventi prevalentemente di recupero, ristrutturazione e riqualificazione architettonica ed urbanistica, nonché di completamento. La potenzialità edificatoria va comunque computata applicando all'ambito di intervento l'indice territoriale di Zona. Gli indici di riferimento per l'attuazione della presente Zona sono i seguenti:

- $I_t = 1,20$  mc/mq
- $H = 10,50$  m. (o media preesistente al contorno)
- $D_f = 10$  m. (per pareti finestrate)
- $D_c = 5$  m. (o a confine per pareti non finestrate)
- $D_s =$  si applica l'art.1.2.5 delle presenti Norme.

**Zona B2:** Per tale zona si prevedono prevalentemente interventi di ristrutturazione e completamento del tessuto insediativo per meglio definire un disegno organico dell'abitato e i relativi margini di questo rispetto agli altri ambiti urbani, alle frange periurbane e al campo aperto. In particolare, si prevede il completamento e la densificazione dell'ambito mediante entità spaziali e volumetriche finalizzate a migliorare le condizioni complessive dell'esistente, in uno con il pieno utilizzo del patrimonio esistente. Gli indici di riferimento per l'attuazione della presente Zona sono i seguenti:

- $I_t = 1,10$  mc/mq
- $H = 10,50$  m. (o media preesistente al contorno)
- $D_f = 10$  m. (per pareti finestrate)
- $D_c = 5$  m. (o a confine per pareti non finestrate)

- Ds = si applica l'art. 1.2.5 delle presenti Norme.

**Zone F1:** La Zona individua le aree destinate alle principali attrezzature e servizi esistenti o di progetto ("standards urbanistici"), così come previsti dal D.M. 1444/68 e dalla relativa legislazione regionale.

Il PUC si attua mediante Piano Urbanistico Attuativo di cui all'art. 26, co.2, lett. c), della L.R. n.16/2004, avente portata e valore di P.I.P. ex L. 865/71 e succ. mod. ed int., da redigere secondo i seguenti indici e parametri:

In tali zone il PUC si attua mediante intervento edilizio diretto, secondo i seguenti indici e parametri:

- If = 2,0 mc/mq
- Rc = 0,40 mq/mq max
- H = 10,50 m.
- Dc = 5 m. (o a confine per pareti non finestrate)
- Ds = si applica l'art.1.2.5 delle presenti Norme.
- Sp = 1 mq/10 mc
- Ip = 100 n°/ha.

**Complesso litologico prevalente della zona 3:** Complesso arenaceo-sabbioso, ovvero, alternanze di arenarie tenere e litoidi, di colore rossastro e giallastro, e sabbie giallastre addensate. Gli elementi sono a granulometria media e fine; si presentano in livelli di spessore variabile. Presenti intercalazioni di livelli argillosi e sabbioso-argillosi e sottili passate conglomeratiche.

Dati riassuntivi delle prove di laboratorio riportate per lo studio del PUA del sondaggio n. 1

Campione	Prof. Prelievo, m.	Peso volume, $\gamma_{tn} \text{ m}^3$	Umidità naturale, w %	Porosità, n %	Indice vuoti, e	Saturazione, Sr %	Angolo attrito intern, $\varphi^\circ$	Coesione, c' KPa
S1	8.9	1.89	12.3	36.7	0.58	56	31	0

Tabella Standard Penetration Test dello studio del PUA

Sondaggio	Profondità Prova, m	N. SPT	Terreni
1	2.0	6	Detrito

	9.0	Rif	Sabbia addens.
--	-----	-----	----------------

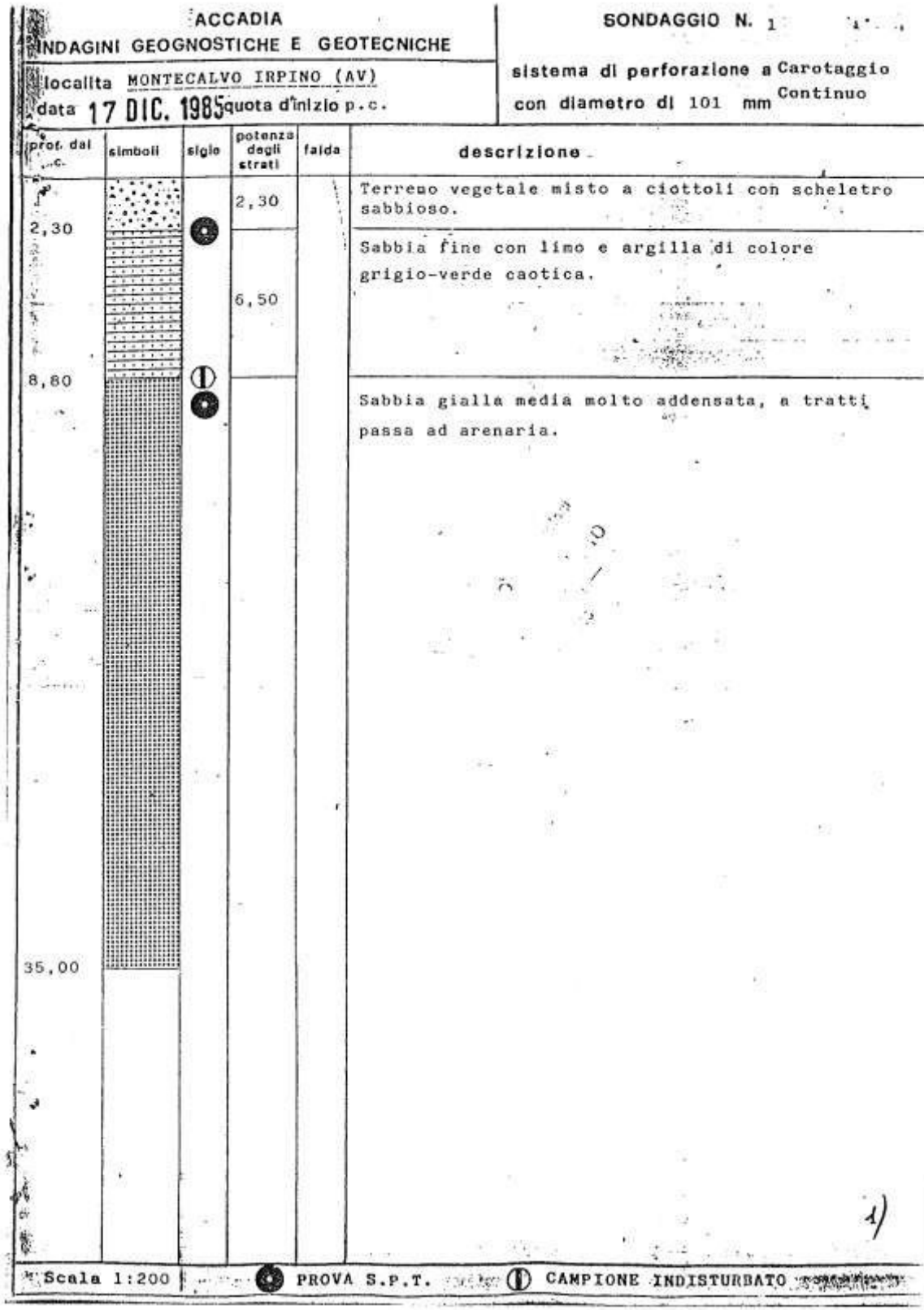
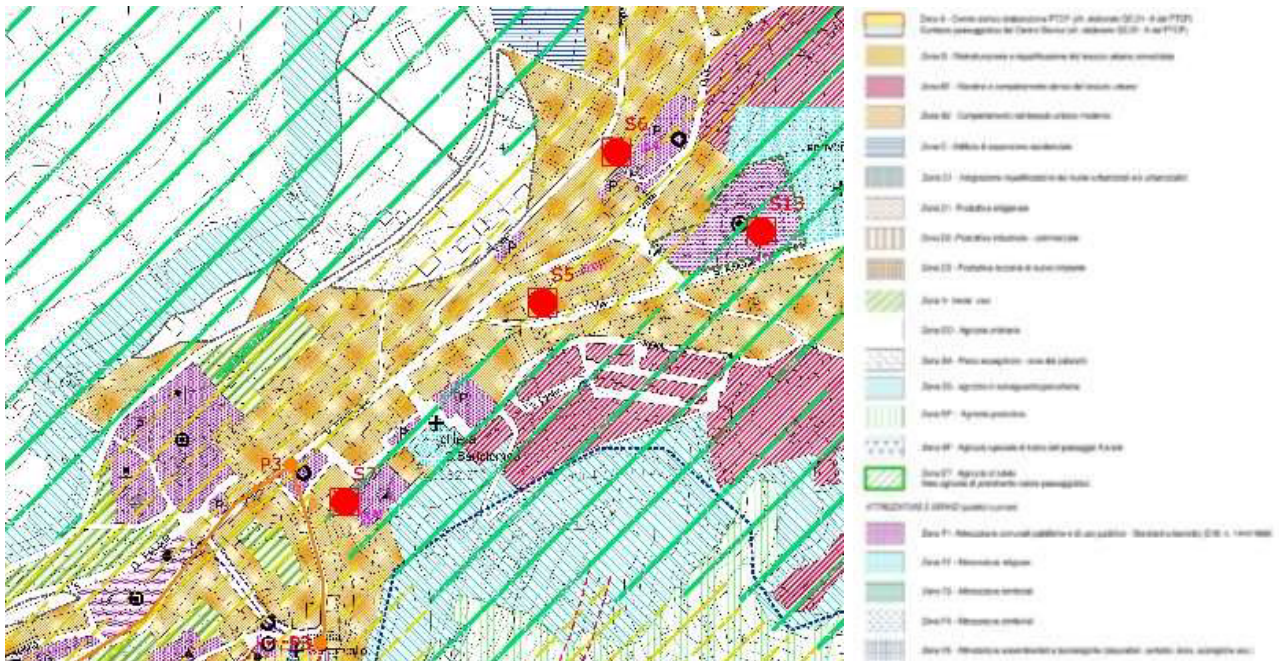


FIGURA 9 - STRALCIO DEL CERTIFICATO DI INDAGINE GEOGNOSTICA E GEOTECNICA N.1

## ZONA 4 (centro)



**FIGURA 10 - INDIVIDUAZIONE DEI SONDAGGI GEOGNOSTICI ALLA ZONIZZAZIONE PER LA ZONA 4 (MONTECALVO CENTRO)**

ZTO da attenzionare ricadenti nell'area:

- Zona B
- Zona B1
- Zona F1

### Parametri previsti per le ZTO

**Zona B:** Per dette aree si prevede il completamento del tessuto insediativo, anche mediante l'incremento della dotazione di servizi e attrezzature secondo le disposizioni delle normative della richiamata Pianificazione Attuativa pregressa. Gli interventi si attuano mediante Piano Urbanistico Attuativo di cui all'art. 26, co.2, lett. a), della L.R. n.16/2004, avente valore e portata di piano particolareggiato di cui alla L. 17 agosto 1942, n. 1150. Fino all'approvazione del PUA potranno essere eseguiti, mediante intervento edilizio diretto, gli interventi di cui alle lettere a) b) c) d) dell'art.3, co.1., del D.P.R. n.380/2001 e s.m.i., su singoli edifici o parti di essi. Gli indici di riferimento per l'attuazione della presente Zona sono i seguenti:

- $I_t = 1,40 \text{ mc/mq}$
- $H = 10,50 \text{ m.}$  (o media preesistente al contorno)

- Df = 10 m. (per pareti finestrate)
- Dc = 5 m. (o a confine per pareti non finestrate)
- Ds = si applica l'art.1.2.5 delle presenti Norme.

Per gli edifici esistenti sono sempre consentiti gli interventi di cui alle lettere a,b,c,d, dell'art. 3, co.1, del DPR 380/2001 e ss.mm.ii. anche accompagnati da variazioni di destinazioni d'uso al fine di migliorare la vivibilità del tessuto insediativo.

**Zona B1:** Tale Zona comprende il tessuto consolidato del centro urbano nella parte avente un impianto definito e riconoscibile, per la quale si prevedono interventi prevalentemente di recupero, ristrutturazione e riqualificazione architettonica ed urbanistica, nonché di completamento. La potenzialità edificatoria va comunque computata applicando all'ambito di intervento l'indice territoriale di Zona. Gli indici di riferimento per l'attuazione della presente Zona sono i seguenti:

- It = 1,20 mc/mq
- H = 10,50 m. (o media preesistente al contorno)
- Df = 10 m. (per pareti finestrate)
- Dc = 5 m. (o a confine per pareti non finestrate)
- Ds = si applica l'art.1.2.5 delle presenti Norme.

**Zone F1:** La Zona individua le aree destinate alle principali attrezzature e servizi esistenti o di progetto ("standards urbanistici"), così come previsti dal D.M. 1444/68 e dalla relativa legislazione regionale.

Il PUC si attua mediante Piano Urbanistico Attuativo di cui all'art. 26, co.2, lett. c), della L.R. n.16/2004, avente portata e valore di P.I.P. ex L. 865/71 e succ. mod. ed int., da redigere secondo i seguenti indici e parametri:

In tali zone il PUC si attua mediante intervento edilizio diretto, secondo i seguenti indici e parametri:

- If = 2,0 mc/mq
- Rc = 0,40 mq/mq max
- H = 10,50 m.
- Dc = 5 m. (o a confine per pareti non finestrate)
- Ds = si applica l'art.1.2.5 delle presenti Norme.
- Sp = 1 mq/10 mc
- Ip = 100 n°/ha.

**Complesso litologico prevalente della zona 4:** Complesso arenaceo-sabbioso, ovvero, alternanze di arenarie tenere e litoidi, di colore rossastro e giallastro, e sabbie giallastre addensate. Gli elementi sono a granulometria media e fine; si presentano in livelli di spessore variabile. Presenti intercalazioni di livelli argillosi e sabbioso-argillosi e sottili passate conglomeratiche

Dati riassuntivi delle prove di laboratorio riportate per lo studio del PUA del sondaggio n. 9

Campione	Prof. Prelievo, m.	Peso volume, $\gamma \text{ tn/m}^3$	Umidità naturale, w %	Porosità, n %	Indice vuoti, e	Saturazione, Sr %	Angolo attrito intern, $\varphi^\circ$	Coesione, c' KPa
S5	8.0	1.89	16.7	28.3	0.39	96	35	0

Tabella Standard Penetration Test dello studio del PUA

Sondaggio	Profondità Prova, m	N. SPT	Terreni
5	2.3	Rif	Arenaria
	4.3	Rif	Arenaria



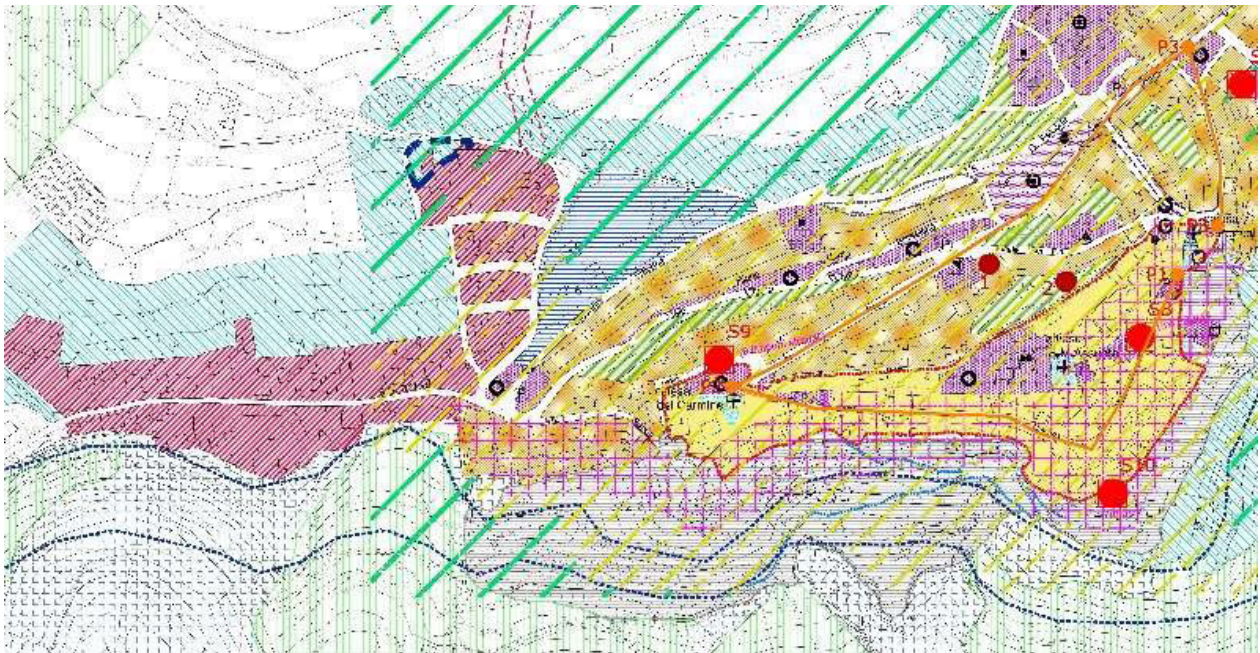
ACCADIA				SONDAGGIO N. 5	
INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOTECNICHE				sistema di perforazione a Carotaggio Continuo con diametro di 101 mm	
località MONTECALVO IRPINO (AV)					
data 23 DIC. 1985 quota d'inizio P.S.					
prof. dal p.c.	simboli	sigle	potenza degli strati	falda	descrizione
7,00		⊙	7,00		Arenaria gialla media molto compatta.
20,00		⓪	13,00		Sabbia gialla media con ciottoli sparsi e in strati di spessore variabile di qualche decimetro.
35,00					Sabbia gialla media-fine molto addensata.

5)

SCALA 1:200      PROVA S.P.T.      CAMPIONE INDISTURBATO

FIGURA 11 - STRALCIO DEL CERTIFICATO DI INDAGINE GEOGNOSTICA E GEOTECNICA N.5

## ZONA 5 (centro storico)



**FIGURA 12 - INDIVIDUAZIONE DEI SONDAGGI GEOGNOSTICI ALLA ZONIZZAZIONE PER LA ZONA 5  
(CENTRO STORICO DI MONTECALVO)**

ZTO da attenzionare ricadenti nell'area:

Zona A

Zona B

Zona B1

Zona C

Zona F1

## Parametri previsti per le ZTO

**Zona A:** Per tale Zona le previsioni programmatiche sono volte ai seguenti obiettivi: conservazione, restauro e valorizzazione dei tratti distintivi originari dell'abitato antico, ovvero dei caratteri urbanistici, edilizi e tipologici di pregio, recupero e rifunzionalizzazione degli edifici degradati, miglioramento della qualità degli spazi pubblici, integrazione urbanistica e funzionale del tessuto insediativo e, quindi, miglioramento della qualità urbanistica, edilizia e funzionale. L'attuazione degli interventi è subordinata alla formazione di un Piano Urbanistico Attuativo avente valore e portata di Piano di Recupero di cui alla L. 457/78, ai sensi dell'art.26, co.2, lett. e), L.R. n.16/04. Fino all'approvazione del PUA potranno essere eseguiti mediante intervento edilizio diretto gli interventi di cui alle lettere a) b) c) dell'art.3 del D.P.R. n.380/2001 e s.m.i. (manutenzione ordinaria, manutenzione straordinaria, restauro e risanamento conservativo).

**Zona B:** Per dette aree si prevede il completamento del tessuto insediativo, anche mediante l'incremento della dotazione di servizi e attrezzature secondo le disposizioni delle normative della richiamata Pianificazione Attuativa pregressa. Gli interventi si attuano mediante Piano Urbanistico Attuativo di cui all'art. 26, co.2, lett. a), della L.R. n.16/2004, avente valore e portata di piano particolareggiato di cui alla L. 17 agosto 1942, n. 1150. Fino all'approvazione del PUA potranno essere eseguiti, mediante intervento edilizio diretto, gli interventi di cui alle lettere a) b) c) d) dell'art.3, co.1., del D.P.R. n.380/2001 e s.m.i., su singoli edifici o parti di essi. Gli indici di riferimento per l'attuazione della presente Zona sono i seguenti:

It = 1,40 mc/mq

H = 10,50 m. (o media preesistente al contorno)

Df = 10 m. (per pareti finestrate)

Dc = 5 m. (o a confine per pareti non finestrate)

Ds = si applica l'art.1.2.5 delle presenti Norme.

Per gli edifici esistenti sono sempre consentiti gli interventi di cui alle lettere a,b,c,d, dell'art. 3, co.1, del DPR 380/2001 e ss.mm.ii. anche accompagnati da variazioni di destinazioni d'uso al fine di migliorare la vivibilità del tessuto insediativo.

**Zona B1:** Tale Zona comprende il tessuto consolidato del centro urbano nella parte avente un impianto definito e riconoscibile, per la quale si prevedono interventi prevalentemente di recupero, ristrutturazione e riqualificazione architettonica ed urbanistica, nonché di completamento. La potenzialità edificatoria va comunque computata applicando all'ambito di intervento l'indice territoriale di Zona. Gli indici di riferimento per l'attuazione della presente Zona sono i seguenti:

It = 1,20 mc/mq

H = 10,50 m. (o media preesistente al contorno)

Df = 10 m. (per pareti finestrate)

Dc = 5 m. (o a confine per pareti non finestrate)

Ds = si applica l'art.1.2.5 delle presenti Norme.

**Zone C:** Per tale zona si prevedono il completamento e l'integrazione a carattere plurifunzionale, integrando altresì la dotazione di servizi ed attrezzature. Gli indici di riferimento per l'attuazione della presente Zona sono i seguenti:

Sm = 3.000 mq.

It = 1,00 mc/mq

H = 7,50 m.

Df = 10 m. (per pareti finestrate)

Dc = 5 m. (o a confine per pareti non finestrate)

Ds = si applica l'art. 1.2.5 delle presenti Norme

Aree a standard: 12 mq/ab (per verde pubblico e parcheggi).

Potranno essere eseguiti mediante intervento edilizio diretto gli interventi di cui alle lettere a) b) c) e d) dell'art.3, co.1, del D.P.R. n.380/2001 e s.m.i. su singoli edifici o parti di essi.

**Zone F1:** La Zona individua le aree destinate alle principali attrezzature e servizi esistenti o di progetto ("standards urbanistici"), così come previsti dal D.M. 1444/68 e dalla relativa legislazione regionale.

Il PUC si attua mediante Piano Urbanistico Attuativo di cui all'art. 26, co.2, lett. c), della L.R. n.16/2004, avente portata e valore di P.I.P. ex L. 865/71 e succ. mod. ed int., da redigere secondo i seguenti indici e parametri:

In tali zone il PUC si attua mediante intervento edilizio diretto, secondo i seguenti indici e parametri:

If = 2,0 mc/mq

Rc = 0,40 mq/mq max

H = 10,50 m.

Dc = 5 m. (o a confine per pareti non finestrate)

Ds = si applica l'art.1.2.5 delle presenti Norme.

Sp = 1 mq/10 mc

Ip = 100 n°/ha.

**Complesso litologico prevalente della zona 5:** Complesso arenaceo-sabbioso, ovvero, alternanze di arenarie tenere e litoidi, di colore rossastro e giallastro, e sabbie giallastre addensate. Gli elementi sono a granulometria media e fine; si presentano in livelli di spessore variabile. Presenti intercalazioni di livelli argillosi e sabbioso-argillosi e sottili passate conglomeratiche

Dati riassuntivi delle prove di laboratorio riportate per lo studio del PUA del sondaggio n. 9

Campione	Prof. Prelievo, m.	Peso volume, $\gamma \text{ tn/m}^3$	Umidità naturale, w %	Porosità, n %	Indice vuoti, e	Saturazione, Sr %	Angolo attrito intern, $\varphi^\circ$	Coesione, c' KPa
S9	10.0	1.46	6.43	47.0	0.88	18	33	0

Tabella Standard Penetration Test dello studio del PUA

Sondaggio	Profondità Prova, m	N. SPT	Terreni
9	8.0	50	Sabbia
	9.0	54	Sabbia

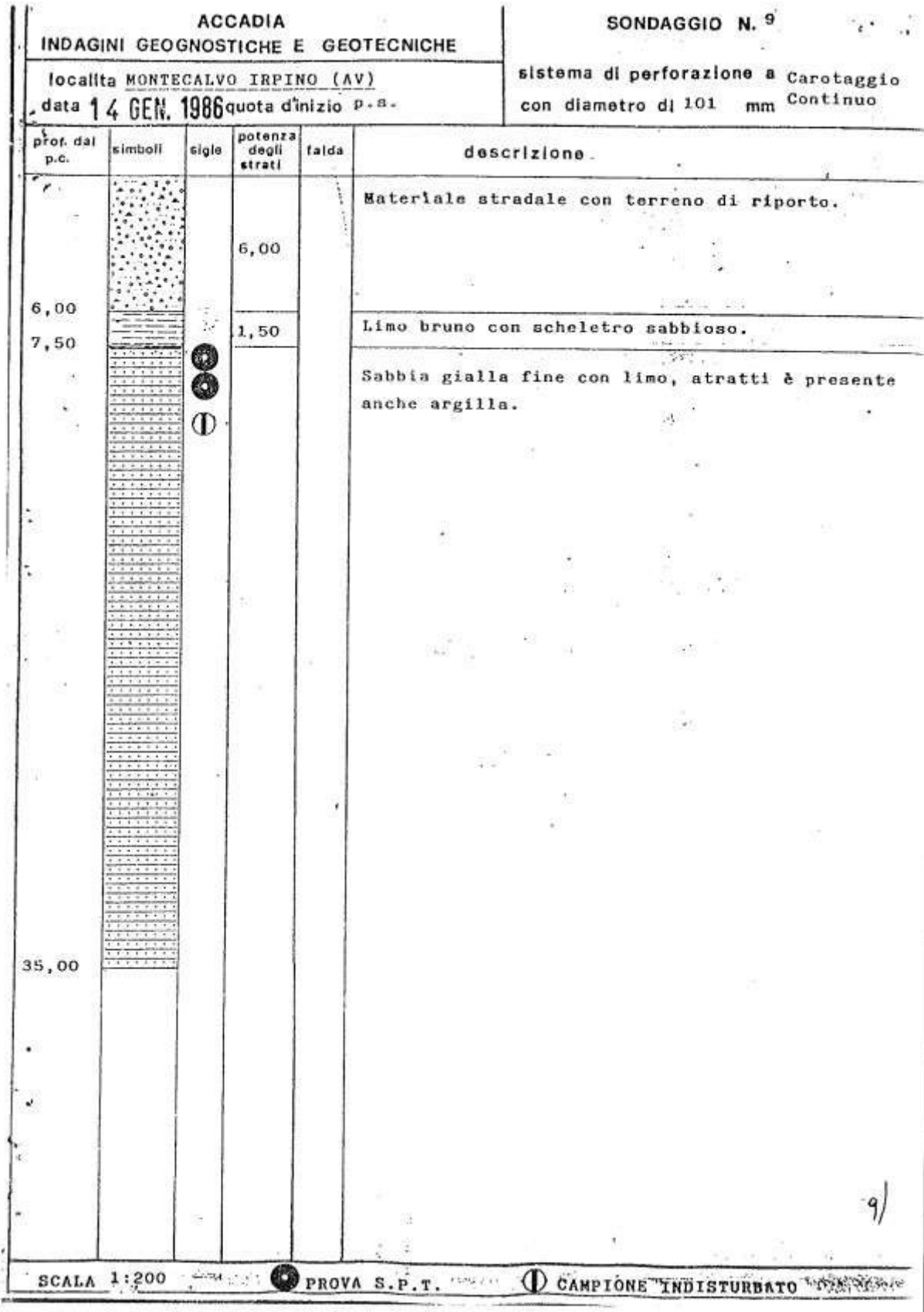


FIGURA 13 - STRALCIO DEL CERTIFICATO DI INDAGINE GEOGNOSTICA E GEOTECNICA N.9

## Conclusioni

Come è possibile evincere dalle verifiche condotte e di seguito allegate, per le diverse zone di intervento, i risultati ottenuti confermano le scelte operate nella previsione di espansione delle aree edificatorie, ovvero che i carichi limiti dei terreni esaminati sono pienamente compatibili con le previsioni edificatorie delle zone.

## Calcolo portanza e cedimenti di fondazioni superficiali

### Normative di riferimento

#### Norme tecniche per le Costruzioni 2018

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

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

collasso per **carico limite** nei terreni di fondazione;

**scorrimento** sul piano di posa.

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

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

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

**TAB. 6.2.I – COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI**

	<b>Effetto</b>	<b>Coefficiente Parziale <math>g_F</math> (o <math>g_E</math>)</b>	<b>EQU</b>	<b>(A1)</b>	<b>(A2)</b>
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$g_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti $G_2$ (1)	Favorevole	$g_{G2}$	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3



Azioni variabili Q	Favorevole	gQi	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

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

**TAB. 6.4.I – COEFFICIENTI PARZIALI  $g_R$  PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI**

Verifica	Coefficiente parziale
	<b>(R3)</b>
Carico limite	$g_R = 2.3$
Scorrimento	$g_R = 1.1$

### Stati Limite di Esercizio (SLE)

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

$$Ed < Cd$$

Dove:

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

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

- Combinazione frequente;

- Combinazione quasi permanente s.l.t.

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

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

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

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

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

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

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

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

**Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole.**

In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera.

Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

### **Stato limite di esercizio (SLE)**

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

**TAB. 7.11.II - COEFFICIENTI PARZIALI  $g_R$  PER LE VERIFICHE DEGLI STATI LIMITE (SLV) DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI CON AZIONI SISMICHE**

<b>Verifica</b>	<b>Coefficiente parziale</b>
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

## Carico limite di fondazioni su terreni

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

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

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

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

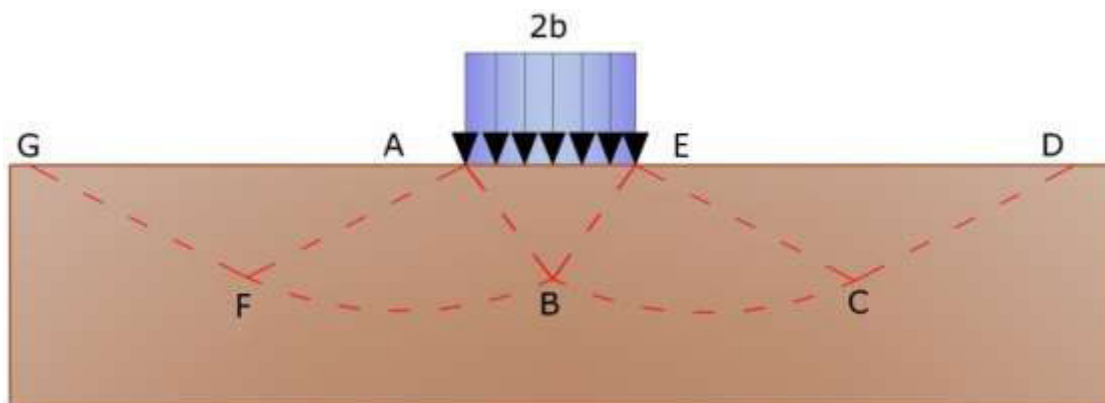
- Materiale privo di peso e quindi  $g=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau = c + \sigma \cdot \tan\varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$  (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

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

Nel triangolo  $AEB$  la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di  $45^\circ + j/2$  rispetto all'orizzontale.

Nelle zone  $ABF$  e  $EBC$  la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti  $A$  ed  $E$  e l'altra da archi di famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti  $A$  ed  $E$ . Nei triangoli  $AFG$  e  $ECD$  la rottura avviene su segmenti inclinati di  $\pm (45^\circ + j/2)$  rispetto alla verticale.



MECCANISMO DI ROTTURA DI PRANDTL

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

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

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

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

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ( $c=0$ ,  $g^10$ ) risulta  $q=0$ , secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

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

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità  $h$ , con  $h \in 2b$ ; il terreno compreso tra la superficie e la profondità  $h$  ha le seguenti caratteristiche:  $g^10$ ,  $j=0$ ,  $c=0$ , *rappresenta* un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

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

che è sicuramente 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  $\gamma$  rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di  $\gamma$  in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

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

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

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

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

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull' effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, **Terzaghi** consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

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

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

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

dove:

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

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

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

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

### Formula di Meyerhof (1963)

*Meyerhof* propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente  $s_q$  che moltiplica il fattore  $N_q$ , fattori di profondità  $d_i$  e di pendenza  $i_j$  per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti  $N$  furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BD (v. meccanismo Prandtl), considerando valori approssimati del taglio che si sviluppa nel terreno al di sopra del piano di posa. I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

#### *Carico verticale*

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

#### *Carico inclinato*

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

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

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

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

*fattore di forma:*

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

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

*fattore di profondità:*

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

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

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

*inclinazione:*

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

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

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

dove:

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



### Formula di Hansen (1970)

È una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di  $b_j$  che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore  $g_j$  per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto  $D/B$ , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di  $D/B < 1$ :

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

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

Per valori  $D/B > 1$ :

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

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

*Nel caso  $j=0$*

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

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

*Fattore di forma:*

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

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

$$s_c = 1 \text{ per fondazioni nastriformi}$$

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

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

*Fattori di inclinazione del carico:*

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

### Formula di Vesic (1975)

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

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

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

### Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

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

$$V_d \leq R_d$$

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

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

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

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

Dove:

- $A' = B' L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico;
- $c_u$  = coesione non drenata;
- $q$  = pressione litostatica totale sul piano di posa
- $s_c$  = fattore di forma;
- $s_c = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$ , per fondazioni rettangolari
- $s_c = 1.2$ , per fondazioni quadrate o circolari
- $i_c$  = Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

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

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

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

Dove:

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

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

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

*Fattori di forma:*

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

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

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

$$s_\gamma = 0.7 \quad \text{per forma quadrata o}$$

circolare

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

per forma rettangolare,  
quadrata o circolare

*Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H:*

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

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

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

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

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

Dove:

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

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

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

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

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

### Meyerhof e Hanna (1978)

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

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

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

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità  $D$  dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato. Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

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

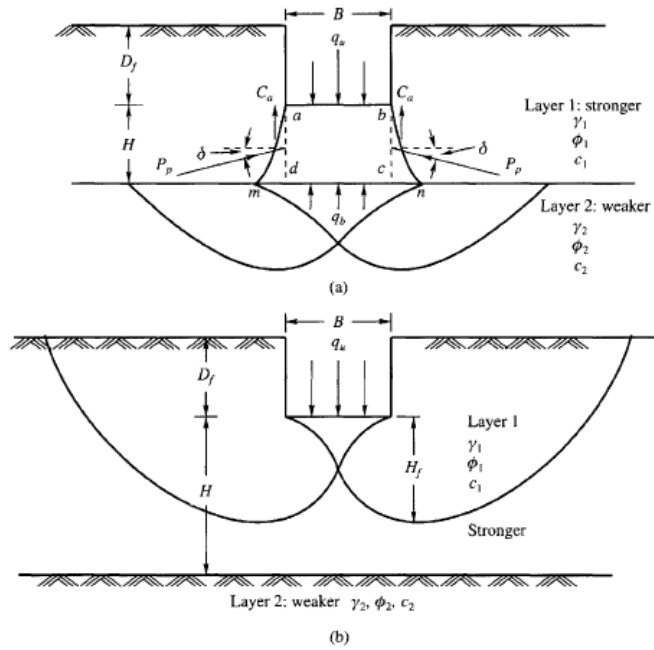
Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)

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

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

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

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



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

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

**Strato 1**

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

**Strato 2**

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma2}$$

Dove:

- $N_{c1}, N_{\gamma1}$  = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio  $j_1$
- $N_{c2}, N_{\gamma2}$  = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio  $j_2$

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

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

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

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

Dove:

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

Con:

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

#### Metodo di Richards et al.

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

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

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

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

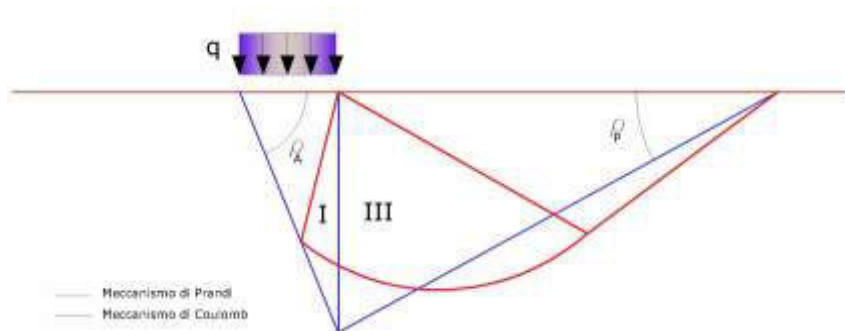
$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$



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

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

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



*Schema di calcolo del carico limite (qL).*

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

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

$k_h/(1-k_v)$	$N_q$	$N_g$	$N_c$
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

## Verifica a carico limite delle fondazione (slu)

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

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

Dove:

- $E_d$ = pressioni agenti alla base della fondazione;
- $R_d$ = capacità portante di calcolo;
- $\gamma_{RV}$ = coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

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

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

Dove:

- $N_d$ = azione normale di progetto;
- $A_{ef} B_R \cdot L'$ = area ridotta;

### Fondazioni quadrate o rettangolari

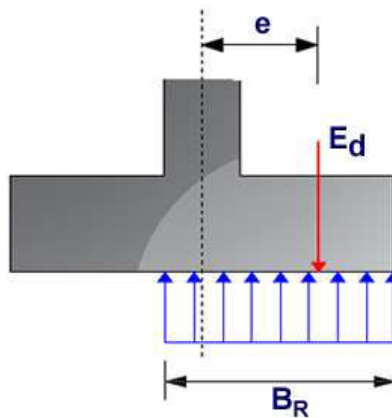
L'area ridotta risulta essere:

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

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

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

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



Dove:

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

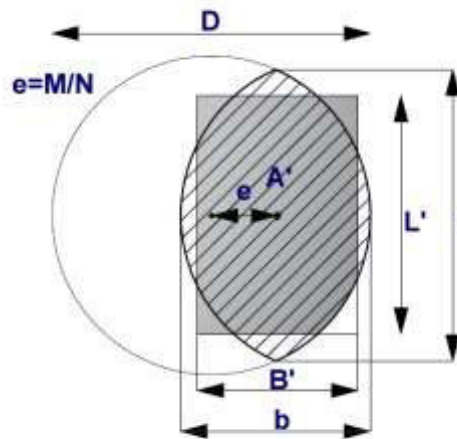
### Fondazioni circolari

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

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

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

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



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

## Verifica a slittamento

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

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

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

## Carico limite di fondazioni su roccia

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

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

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

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi. La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

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

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

## Fattori correttivi sismici (paolucci e pecker)

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

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove  $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale.

## Cedimenti elastici

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

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

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  $I_S$ :

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

Il cedimento dello strato di spessore  $H$  vale:

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

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

## Cedimenti edometrici

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

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

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

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

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

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



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

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

dove:

- b) *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 ( $\sigma'_0 + \Delta\sigma_v$ ) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

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

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

### Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

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

in cui:

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

## Cedimenti di schmertmann

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

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

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

nella quale:

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

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

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

e vale

$$I_{Z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left( \frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

Dove:

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

Il modulo E viene assunto pari a  $2.5 q_c$  per fondazioni circolari o quadrate e a  $3.5 q_c$  per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B.

Il termine  $q_c$  che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti  $C_1$  e  $C_2$  sono:

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

che tiene conto della profondità del piano di posa.

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

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

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

## CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

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

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

nella quale:

- $q'$ : pressione efficace lorda;
- $\sigma'_{v0}$ : tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
- $B$ : larghezza della fondazione;
- $I_C$ : Indice di compressibilità;
- $f_S, f_H, f_t$ : fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Con:

- t tempo in anni > 3;
- R<sub>3</sub> 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.

## Allegati

### All.1 - zona 1

#### DATI GENERALI

Normativa	NTC_2018
Zona	Montecalvo Irpino
Lat./ Long. [WGS84]	41.1935920715332/15.0306673049927
Larghezza fondazione	0.9 m
Lunghezza fondazione	6.0 m
Profondità piano di posa	1.5 m
Altezza di incastro	1.0 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.2/0.1 m

#### SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.074
Effetto sismico secondo NTC: Cascone Maugeri	
Fattore di comportamento [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0134

#### Coefficienti sismici [N.T.C.]

##### Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe I
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	35.0 [anni]

##### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
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	0.608	2.384	0.279
S.L.D.	35.0	0.657	2.371	0.283
S.L.V.	332.0	2.079	2.318	0.357
S.L.C.	682.0	2.854	2.335	0.378

#### 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.	0.7296	0.18	0.0134	0.0067
S.L.D.	0.7884	0.18	0.0145	0.0072
S.L.V.	2.4948	0.31	0.0789	0.0394
S.L.C.	3.2198	0.31	0.1018	0.0509

## STRATIGRAFIA TERRENO

Spessor e strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturato [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesio ne [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesio ne non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modul o Elastic o Edomet rico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modul o Edomet rico [kN/m <sup>2</sup> ]	Poisson	Coeff. consoli daz. primari [cmq/s]	Coeff. consoli dazione second aria	Descriz ione
1.0	18.63	20.59	15.0	1.96	24.52	2500.0	2600.0	0.0	0.003	0.04	Terren o di riporto
5.0	18.8	19.0	33.0	0.0	0.0	19613.	0.0	0.0	0.0	0.0	Sabbia addens ata
5.0	19.0	21.0	25.0	10.0	10.0	6200.0	0.0	0.0	0.0	0.0	C:\GE OSTR U 2022\T extures \Cohesi ve\53.B MP

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazi one	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+ R3	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	200.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzion e Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazion e	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontal e
----	------------------------	--	----------------------	----------------------------	--	-----------------------------------	---	---

1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

### CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: Meyerhof and Hanna (1978)

Carico limite [Qult]	810.65 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	450.36 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	200.0 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	4.05
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

### COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	39987.14 kN/m <sup>3</sup>
---------------------	----------------------------

### A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.8 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	19.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	33.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	24.44
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.13
Fattore profondità [Dq]	1.23
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.92
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0



---



---

Carico limite	1293.25 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	562.28 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---



---

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

---



---

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---



---

Peso unità di volume	18.8 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	19.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	33.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---



---

Fattore [Nq]	32.23
Fattore [Nc]	48.09
Fattore [Ng]	31.99
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---



---

Carico limite	1294.32 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	562.75 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---



---

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

---



---

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---



---

Peso unità di volume	18.8 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	19.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	33.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---



---

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	26.17
Fattore forma [Sc]	1.14
Fattore profondità [Dc]	1.43
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.21

---



---

Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.07
Fattore profondità [Dg]	1.21
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1362.29 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	592.3 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.8 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	19.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	33.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	35.19
Fattore forma [Sc]	1.14
Fattore profondità [Dc]	1.24
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.13
Fattore profondità [Dq]	1.23
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.92
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1413.89 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	614.73 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---



---

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

---



---

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---



---

Peso unità di volume	18.8 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	19.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	33.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---



---

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	32.59
Fattore forma [Sc]	1.12
Fattore profondità [Dc]	1.24
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.11
Fattore profondità [Dq]	1.23
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.94
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---



---

Carico limite	1373.66 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	597.24 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---



---

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

---



---

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	7.43

Fattori di capacità portante strato 2

---

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Carico limite strato 2 (qb)	165.74 kN/m <sup>2</sup>
Carico limite strato 1 (qt)	810.65 kN/m <sup>2</sup>
Incremento carico limite strato 1	1924.73 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di punzonamento (ks)	4.2
Rapporto (q1/q2)	0.82

---



---

Carico limite	810.65 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	352.46 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---



---

## SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

---



---

## PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---



---

Peso unità di volume	18.8 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	19.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	33.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---



---

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	24.44
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.13
Fattore profondità [Dq]	1.23
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.92
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---



---

Carico limite	1018.83 kN/m <sup>2</sup>
---------------	---------------------------

---

Resistenza di progetto 566.02 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.8 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	19.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	33.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	32.23
Fattore [Nc]	48.09
Fattore [Ng]	31.99
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	903.4 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	501.89 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.8 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	19.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	33.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	26.17
Fattore forma [Sc]	1.14
Fattore profondità [Dc]	1.43
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.07
Fattore profondità [Dg]	1.21

Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	947.88 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	526.6 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.8 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	19.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	33.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	35.19
Fattore forma [Sc]	1.14
Fattore profondità [Dc]	1.24
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.13
Fattore profondità [Dq]	1.23
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.92
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1018.83 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	566.02 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

## PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---



---

Peso unità di volume	18.8 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	19.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	33.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---



---

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	32.59
Fattore forma [Sc]	1.12
Fattore profondità [Dc]	1.24
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.11
Fattore profondità [Dq]	1.23
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.94
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---



---

Carico limite	999.68 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	555.38 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]    Verificata

---



---

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

---



---

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	7.43

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14

Carico limite strato 2 (qb)	165.74 kN/m <sup>2</sup>
Carico limite strato 1 (qt)	810.65 kN/m <sup>2</sup>

---

Incremento carico limite strato 1	1924.73 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di punzonamento (ks)	4.2
Rapporto (q1/q2)	0.82

Carico limite	810.65 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	450.36 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

### **CEDIMENTI ELASTICI**

Pressione normale di progetto	330.0 kN/m <sup>2</sup>
Spessore strato	3.0 m
Profondità substrato roccioso	10.0 m
Modulo Elastico	5300.0 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	0.25

Coefficiente di influenza I1	0.53
Coefficiente di influenza I2	0.11
Coefficiente di influenza Is	0.6

Cedimento al centro della fondazione 71.16 mm

Coefficiente di influenza I1	0.31
Coefficiente di influenza I2	0.14
Coefficiente di influenza Is	0.4
Cedimento al bordo	23.5 mm



## Indice

DATI GENERALI	.29
Parametri sismici NTC	.29
STRATIGRAFIA TERRENO	.30
Carichi di progetto agenti sulla fondazione	.31
Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze	.31
Carico limite verticale	.31
Carico limite verticale ...A1+M1+R3	.31
HANSEN (1970) (A1+M1+R3)	.31
TERZAGHI (1955) (A1+M1+R3)	.32
MEYERHOF (1963) (A1+M1+R3)	.33
VESIC (1975) (A1+M1+R3)	.33
Brinch - Hansen 1970 (A1+M1+R3)	.34
Meyerhof and Hanna (1978) (A1+M1+R3)	.35
Carico limite verticale ...SISMA	.36
HANSEN (1970) (SISMA)	.36
TERZAGHI (1955) (SISMA)	.36
MEYERHOF (1963) (SISMA)	.37
VESIC (1975) (SISMA)	.38
Brinch - Hansen 1970 (SISMA)	.38
Meyerhof and Hanna (1978) (SISMA)	.39
CEDIMENTI ELASTICI	.40
Indice	.43

## All.2 - zona 2

## DATI GENERALI

Normativa	NTC_2018
Zona	Montecalvo Irpino
Lat./ Long. [WGS84]	41.1935920715332/15.0306673049927
Larghezza fondazione	0.9 m
Lunghezza fondazione	6.0 m
Profondità piano di posa	1.5 m
Altezza di incastro	1.0 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.2/0.1 m

## SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.074
Effetto sismico secondo NTC: Cascone Maugeri	
Fattore di comportamento [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0134

## Coefficienti sismici [N.T.C.]

## Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe I
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	35.0 [anni]

## Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
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	0.608	2.384	0.279
S.L.D.	35.0	0.657	2.371	0.283
S.L.V.	332.0	2.079	2.318	0.357
S.L.C.	682.0	2.854	2.335	0.378

## 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.	0.7296	0.18	0.0134	0.0067

S.L.D.	0.7884	0.18	0.0145	0.0072
S.L.V.	2.4948	0.31	0.0789	0.0394
S.L.C.	3.2198	0.31	0.1018	0.0509

## STRATIGRAFIA TERRENO

Spessor e strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturato [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesio ne [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesio non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modul o Elastic o Edomet rico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modul o Edomet [kN/m <sup>2</sup> ]	Poisson	Coeff. consoli daz. primari [cmq/s]	Coeff. consoli dazione second aria	Descriz ione
25.0	18.4	20.0	36.0	0.0	0.0	2500.0	2600.0	0.0	0.003	0.04	Arenari a gialla

## Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazi one	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+ R3	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	200.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

## Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzion e Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazion e	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontal e
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

## CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: VESIC (1975)

Carico limite [Qult]	700.63 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	389.24 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	200.0 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.5
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

## COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 28025.4 kN/m<sup>3</sup>**A1+M1+R3**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

---



---

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---



---

Peso unità di volume	18.4 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	20.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	36.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---



---

Fattore [Nq]	37.75
Fattore [Nc]	50.59
Fattore [Ng]	40.05
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.15
Fattore profondità [Dq]	1.21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.92
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---



---

Carico limite	1888.79 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	821.21 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---



---

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

---



---

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---



---

Peso unità di volume	18.4 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	20.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	36.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---



---

Fattore [Nq]	47.16
Fattore [Nc]	63.53

---

Fattore [Ng]	51.7
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---



---

Carico limite	1919.82 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	834.7 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---



---

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

---



---

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---



---

Peso unità di volume	18.4 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	20.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	36.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---



---

Fattore [Nq]	37.75
Fattore [Nc]	50.59
Fattore [Ng]	44.43
Fattore forma [Sc]	1.16
Fattore profondità [Dc]	1.45
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.08
Fattore profondità [Dq]	1.23
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.08
Fattore profondità [Dg]	1.23
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---



---

Carico limite	2080.56 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	904.59 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---



---

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

---



---

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---



---

Peso unità di volume	18.4 kN/m <sup>3</sup>
----------------------	------------------------

Peso unità di volume saturo	20.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	36.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	37.75
Fattore [Nc]	50.59
Fattore [Ng]	56.31
Fattore forma [Sc]	1.15
Fattore profondità [Dc]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.15
Fattore profondità [Dq]	1.21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.92
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	999.89 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	434.73 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.4 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	20.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	36.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	37.75
Fattore [Nc]	50.59
Fattore [Ng]	53.4
Fattore forma [Sc]	1.12
Fattore profondità [Dc]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.12

Fattore profondità [Dq]	1.21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.94
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---



---

Carico limite	2012.89 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	875.17 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---



---

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

---



---

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	37.75
Fattore [Nc]	50.59
Fattore [Ng]	11.94

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14

Carico limite strato 2 (qb)	460.0 kN/m <sup>2</sup>
Carico limite strato 1 (qt)	1157.96 kN/m <sup>2</sup>

Incremento carico limite strato 1	12025.23 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di punzonamento (ks)	1.3
Rapporto (q1/q2)	0.0

---



---

Carico limite	1157.96 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	503.46 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---



---

## SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

---



---

## PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---

---



---

Peso unità di volume	18.4 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	20.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	36.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---



---

Fattore [Nq]	37.75
Fattore [Nc]	50.59
Fattore [Ng]	40.05
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.15
Fattore profondità [Dq]	1.21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.92
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---



---

Carico limite	1448.68 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	804.82 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]    Verificata

---



---

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

---



---

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---



---

Peso unità di volume	18.4 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	20.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	36.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---



---

Fattore [Nq]	47.16
Fattore [Nc]	63.53
Fattore [Ng]	51.7
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---



---



Carico limite	1301.51 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	723.06 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.4 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	20.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	36.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	37.75
Fattore [Nc]	50.59
Fattore [Ng]	44.43
Fattore forma [Sc]	1.16
Fattore profondità [Dc]	1.45
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.08
Fattore profondità [Dq]	1.23
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.08
Fattore profondità [Dg]	1.23
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1377.91 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	765.51 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.4 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	20.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	36.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	37.75
Fattore [Nc]	50.59
Fattore [Ng]	56.31
Fattore forma [Sc]	1.15

Fattore profondità [Dc]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.15
Fattore profondità [Dq]	1.21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.92
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---

Carico limite	700.63 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	389.24 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

---

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---

Peso unità di volume	18.4 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	20.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	36.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---

Fattore [Nq]	37.75
Fattore [Nc]	50.59
Fattore [Ng]	53.4
Fattore forma [Sc]	1.12
Fattore profondità [Dc]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.12
Fattore profondità [Dq]	1.21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.94
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0

---

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

Carico limite 1413.1 kN/m<sup>2</sup>  
 Resistenza di progetto 785.05 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

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

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1  
 Fattore [Nq] 37.75  
 Fattore [Nc] 50.59  
 Fattore [Ng] 11.94

Fattori di capacità portante strato 2  
 Fattore [Nq] 1.0  
 Fattore [Nc] 5.14

Carico limite strato 2 (qb) 460.0 kN/m<sup>2</sup>  
 Carico limite strato 1 (qt) 1157.96 kN/m<sup>2</sup>

Incremento carico limite strato 1 12025.23 kN/m<sup>2</sup>  
 Coefficiente di punzonamento (ks) 1.3  
 Rapporto (q1/q2) 0.0

Carico limite 1157.96 kN/m<sup>2</sup>  
 Resistenza di progetto 643.31 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

### **CEDIMENTI ELASTICI**

Pressione normale di progetto 330.0 kN/m<sup>2</sup>  
 Spessore strato 3.0 m  
 Profondità substrato roccioso 10.0 m  
 Modulo Elastico 5300.0 kN/m<sup>2</sup>  
 Coefficiente di Poisson 0.25

Coefficiente di influenza I1 0.53  
 Coefficiente di influenza I2 0.11  
 Coefficiente di influenza Is 0.6

Cedimento al centro della fondazione 71.16 mm

Coefficiente di influenza I1 0.31

---

Coefficiente di influenza I2	0.14
Coefficiente di influenza Is	0.4
Cedimento al bordo	23.5 mm

---

---

## Indice

DATI GENERALI	.1
Parametri sismici NTC	.1
STRATIGRAFIA TERRENO	.2
Carichi di progetto agenti sulla fondazione	.2
Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze	.2
Carico limite verticale	.3
Carico limite verticale ...A1+M1+R3	.3
HANSEN (1970) (A1+M1+R3)	.3
TERZAGHI (1955) (A1+M1+R3)	.3
MEYERHOF (1963) (A1+M1+R3)	.4
VESIC (1975) (A1+M1+R3)	.5
Brinch - Hansen 1970 (A1+M1+R3)	.5
Meyerhof and Hanna (1978) (A1+M1+R3)	.6
Carico limite verticale ...SISMA	.7
HANSEN (1970) (SISMA)	.7
TERZAGHI (1955) (SISMA)	.8
MEYERHOF (1963) (SISMA)	.8
VESIC (1975) (SISMA)	.9
Brinch - Hansen 1970 (SISMA)	.10
Meyerhof and Hanna (1978) (SISMA)	.10
CEDIMENTI ELASTICI	.11
Indice	.13

## All.3 - zona 3

## DATI GENERALI

Normativa	NTC_2018
Zona	Montecalvo Irpino
Lat./ Long. [WGS84]	41.1935920715332/15.0306673049927
Larghezza fondazione	0.9 m
Lunghezza fondazione	6.0 m
Profondità piano di posa	2.5 m
Altezza di incastro	1.0 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.2/0.1 m

## SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.074
Effetto sismico secondo NTC: Cascone Maugeri	
Fattore di comportamento [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0134

## Coefficienti sismici [N.T.C.]

## Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe I
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	35.0 [anni]

## Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
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	0.608	2.384	0.279
S.L.D.	35.0	0.657	2.371	0.283
S.L.V.	332.0	2.079	2.318	0.357
S.L.C.	682.0	2.854	2.335	0.378

## 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.	0.7296	0.18	0.0134	0.0067

S.L.D.	0.7884	0.18	0.0145	0.0072
S.L.V.	2.4948	0.31	0.0789	0.0394
S.L.C.	3.2198	0.31	0.1018	0.0509

## STRATIGRAFIA TERRENO

Spessor e strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ] ]	Peso unità di volume saturato [kN/m <sup>3</sup> ] ]	Angolo di attrito [°]	Coesio ne [kN/m <sup>2</sup> ] ]	Coesio ne non drenata [kN/m <sup>2</sup> ] ]	Modul o Elastic o [kN/m <sup>2</sup> ] ]	Modul o Edomet rico [kN/m <sup>2</sup> ] ]	Poisson	Coeff. consoli daz. primari [cmq/s]	Coeff. consoli dazione second aria	Descriz ione
2.3	18.63	20.59	15.0	1.96	24.52	2500.0	2600.0	0.0	0.003	0.04	Terren o vegetal e
6.5	18.9	21.0	31.0	0.0	0.0	9806.6	0.0	0.0	0.0	0.0	Sabbia 5
20.0	18.63	19.61	33.0	0.0	0.0	19613.	0.0	0.0	0.0	0.0	Sabbia densa 3

## Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazi one	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+ R3	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	200.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

## Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzion e Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazion e	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Capacità portante verticale	Coeff. Rid. Capacità portante orizzont ale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

## CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: Meyerhof and Hanna (1978)

Carico limite [Qult]	1073.06 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	596.15 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	200.0 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	5.37

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 55615.22 kN/m<sup>3</sup>

### A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.9 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	31.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	20.63
Fattore [Nc]	32.67
Fattore [Ng]	17.69
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.44
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.12
Fattore profondità [Dq]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.92
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1612.02 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	700.88 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.9 kN/m <sup>3</sup>
----------------------	------------------------



Peso unità di volume saturo	21.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	31.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	25.28
Fattore [Nc]	40.41
Fattore [Ng]	23.42
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1466.52 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	637.62 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.9 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	31.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	20.63
Fattore [Nc]	32.67
Fattore [Ng]	18.56
Fattore forma [Sc]	1.13
Fattore profondità [Dc]	1.68
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.06
Fattore profondità [Dq]	1.34
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.06
Fattore profondità [Dg]	1.34
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1695.74 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	737.28 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

---



---

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---



---

Peso unità di volume	18.9 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	31.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---



---

Fattore [Nq]	20.63
Fattore [Nc]	32.67
Fattore [Ng]	25.99
Fattore forma [Sc]	1.13
Fattore profondità [Dc]	1.32
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.12
Fattore profondità [Dq]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.92
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---



---

Carico limite	1705.72 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	741.62 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]      Verificata

---



---

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

---



---

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---



---

Peso unità di volume	18.9 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	31.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---



---

Fattore [Nq]	20.63
Fattore [Nc]	32.67
Fattore [Ng]	23.59

---

Fattore forma [Sc]	1.11
Fattore profondità [Dc]	1.32
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.1
Fattore profondità [Dq]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.94
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---

Carico limite	1662.53 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	722.84 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed≤Rd] Verificata

---

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

---

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	20.63
Fattore [Nc]	32.67
Fattore [Ng]	5.44

Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	7.43

Carico limite strato 2 (qb)	4625.91 kN/m <sup>2</sup>
Carico limite strato 1 (qt)	1073.06 kN/m <sup>2</sup>

Incremento carico limite strato 1	5386.09 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di punzonamento (ks)	6.0
Rapporto (q1/q2)	1.35

---

Carico limite	1073.06 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	466.55 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed≤Rd] Verificata

---

**SISMA**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

**PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO**

Peso unità di volume	18.9 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	31.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	20.63
Fattore [Nc]	32.67
Fattore [Ng]	17.69
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.44
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.12
Fattore profondità [Dq]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.92
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1412.32 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	784.62 kN/m <sup>2</sup>

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

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

**PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO**

Peso unità di volume	18.9 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	31.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	25.28
--------------	-------

Fattore [Nc]	40.41
Fattore [Ng]	23.42
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1178.86 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	654.92 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.9 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	31.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	20.63
Fattore [Nc]	32.67
Fattore [Ng]	18.56
Fattore forma [Sc]	1.13
Fattore profondità [Dc]	1.68
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.06
Fattore profondità [Dq]	1.34
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.06
Fattore profondità [Dg]	1.34
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1370.77 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	761.54 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.9 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21.0 kN/m <sup>3</sup>

Angolo di attrito	31.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	20.63
Fattore [Nc]	32.67
Fattore [Ng]	25.99
Fattore forma [Sc]	1.13
Fattore profondità [Dc]	1.32
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.12
Fattore profondità [Dq]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.92
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1412.32 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	784.62 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]    Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	18.9 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21.0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	31.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	20.63
Fattore [Nc]	32.67
Fattore [Ng]	23.59
Fattore forma [Sc]	1.11
Fattore profondità [Dc]	1.32
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.1
Fattore profondità [Dq]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0

Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.94
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---

Carico limite	1390.38 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	772.43 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---

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

---

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	20.63
Fattore [Nc]	32.67
Fattore [Ng]	5.44

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	7.43

Carico limite strato 2 (qb)	4625.91 kN/m <sup>2</sup>
Carico limite strato 1 (qt)	1073.06 kN/m <sup>2</sup>

Incremento carico limite strato 1	5386.09 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di punzonamento (ks)	6.0
Rapporto (q1/q2)	1.35

---

Carico limite	1073.06 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	596.15 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---

### CEDIMENTI ELASTICI

---

Pressione normale di progetto	330.0 kN/m <sup>2</sup>
Spessore strato	3.0 m
Profondità substrato roccioso	10.0 m
Modulo Elastico	5300.0 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	0.25

---

---

---

Coefficiente di influenza I1	0.53
Coefficiente di influenza I2	0.11
Coefficiente di influenza Is	0.6

---

---

Cedimento al centro della fondazione 71.16 mm

---

---

Coefficiente di influenza I1	0.31
Coefficiente di influenza I2	0.14
Coefficiente di influenza Is	0.4
Cedimento al bordo	23.5 mm

---

---



---

## Indice

DATI GENERALI	.1
Parametri sismici NTC	.1
STRATIGRAFIA TERRENO	.2
Carichi di progetto agenti sulla fondazione	.2
Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze	.2
Carico limite verticale	.3
Carico limite verticale ...A1+M1+R3	.3
HANSEN (1970) (A1+M1+R3)	.3
TERZAGHI (1955) (A1+M1+R3)	.4
MEYERHOF (1963) (A1+M1+R3)	.4
VESIC (1975) (A1+M1+R3)	.5
Brinch - Hansen 1970 (A1+M1+R3)	.6
Meyerhof and Hanna (1978) (A1+M1+R3)	.6
Carico limite verticale ...SISMA	.7
HANSEN (1970) (SISMA)	.7
TERZAGHI (1955) (SISMA)	.8
MEYERHOF (1963) (SISMA)	.8
VESIC (1975) (SISMA)	.9
Brinch - Hansen 1970 (SISMA)	.10
Meyerhof and Hanna (1978) (SISMA)	.11
CEDIMENTI ELASTICI	.11
Indice	.13

## All.4 - zona 4

## DATI GENERALI

Normativa	NTC_2018
Zona	Montecalvo Irpino
Lat./ Long. [WGS84]	41.1935920715332/15.0306673049927
Larghezza fondazione	0.9 m
Lunghezza fondazione	6.0 m
Profondità piano di posa	1.5 m
Altezza di incastro	1.0 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.2/0.1 m

## SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.074
Effetto sismico secondo NTC: Cascone Maugeri	
Fattore di comportamento [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0134

## Coefficienti sismici [N.T.C.]

## Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe I
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	35.0 [anni]

## Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
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	0.608	2.384	0.279
S.L.D.	35.0	0.657	2.371	0.283
S.L.V.	332.0	2.079	2.318	0.357
S.L.C.	682.0	2.854	2.335	0.378

## 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.	0.7296	0.18	0.0134	0.0067

S.L.D.	0.7884	0.18	0.0145	0.0072
S.L.V.	2.4948	0.31	0.0789	0.0394
S.L.C.	3.2198	0.31	0.1018	0.0509

## STRATIGRAFIA TERRENO

Spessor e strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturato [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesio ne [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesio ne non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modul o Elastic o Edomet rico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modul o Elastic o Edomet rico [kN/m <sup>2</sup> ]	Poisson	Coeff. consoli daz. primari [cmq/s]	Coeff. consoli dazione second aria	Descriz ione
7.0	18.9	20.59	35.0	0.0	0.0	2500.0	2600.0	0.0	0.003	0.04	arenari a
13.0	17.65	18.63	28.0	0.0	0.0	9806.6	0.0	0.0	0.0	0.0	Sabbia 5
15.0	18.63	19.61	33.0	0.0	0.0	19613.	0.0	0.0	0.0	0.0	Sabbia densa 3

## Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazi one	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+ R3	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	200.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

## Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzion e Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazion e	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontal e
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

## CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: VESIC (1975)

Carico limite [Qult]	688.81 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto [Rd]	382.67 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	200.0 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.44
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

**COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)**Costante di Winkler 27552.21 kN/m<sup>3</sup>**A1+M1+R3**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

**PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO**

Peso unità di volume	18.9 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	33.92
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.14
Fattore profondità [Dq]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.92
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1696.28 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	737.51 kN/m <sup>2</sup>

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

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

**PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO**

Peso unità di volume	18.9 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	35.0 °

---



---

Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>
----------	-----------------------

---



---

Fattore [Nq]	41.44
Fattore [Nc]	57.75
Fattore [Ng]	42.43
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---



---

Carico limite	1696.12 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	737.44 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

---



---

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

---



---

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---



---

Peso unità di volume	18.9 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---



---

Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	37.15
Fattore forma [Sc]	1.15
Fattore profondità [Dc]	1.44
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.07
Fattore profondità [Dg]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---



---

Carico limite	1838.99 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	799.56 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

---



---

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

---



---

## PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---



---

Peso unità di volume	18.9 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---



---

Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	48.03
Fattore forma [Sc]	1.15
Fattore profondità [Dc]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.14
Fattore profondità [Dq]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.92
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---



---

Carico limite	973.1 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	423.09 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]    Verificata

---



---

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

---



---

## PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---



---

Peso unità di volume	18.9 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---



---

Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	45.23
Fattore forma [Sc]	1.12
Fattore profondità [Dc]	1.22

---

Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.12
Fattore profondità [Dq]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.94
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---

Carico limite	1805.61 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	785.05 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---

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

---

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	10.18

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	3.42

Carico limite strato 2 (qb)	2056.65 kN/m <sup>2</sup>
-----------------------------	---------------------------

Carico limite strato 1 (qt)	1073.37 kN/m <sup>2</sup>
-----------------------------	---------------------------

Incremento carico limite strato 1	2000.42 kN/m <sup>2</sup>
-----------------------------------	---------------------------

Coefficiente di punzonamento (ks)	2.91
-----------------------------------	------

Rapporto (q1/q2)	0.31
------------------	------

---

Carico limite	1073.37 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	466.68 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---

**SISMA**

---

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

---



---

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---



---

Peso unità di volume	18.9 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---



---

Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	33.92
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.14
Fattore profondità [Dq]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.92
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---



---

Carico limite	1313.42 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	729.68 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]      Verificata

---



---

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

---



---

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---



---

Peso unità di volume	18.9 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---



---

Fattore [Nq]	41.44
Fattore [Nc]	57.75
Fattore [Ng]	42.43

---



Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---



---

Carico limite	1174.82 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	652.68 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]    Verificata

---



---

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

---



---

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---



---

Peso unità di volume	18.9 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---



---

Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	37.15
Fattore forma [Sc]	1.15
Fattore profondità [Dc]	1.44
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.07
Fattore profondità [Dg]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---



---

Carico limite	1239.61 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	688.67 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]    Verificata

---



---

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

---



---

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---



---

Peso unità di volume	18.9 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---

---



---

Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	48.03
Fattore forma [Sc]	1.15
Fattore profondità [Dc]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.14
Fattore profondità [Dq]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.92
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---



---

Carico limite	688.81 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	382.67 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---



---

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

---



---

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---



---

Peso unità di volume	18.9 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	35.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---



---

Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	45.23
Fattore forma [Sc]	1.12
Fattore profondità [Dc]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.12
Fattore profondità [Dq]	1.22
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0

---

Fattore forma [Sg]	0.94
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---



---

Carico limite	1283.84 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	713.25 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---



---

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

---



---

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	33.3
Fattore [Nc]	46.12
Fattore [Ng]	10.18

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	3.42

Carico limite strato 2 (qb)	2056.65 kN/m <sup>2</sup>
Carico limite strato 1 (qt)	1073.37 kN/m <sup>2</sup>

Incremento carico limite strato 1	2000.42 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di punzonamento (ks)	2.91
Rapporto (q1/q2)	0.31

---



---

Carico limite	1073.37 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	596.31 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---



---

### CEDIMENTI ELASTICI

---



---

Pressione normale di progetto	330.0 kN/m <sup>2</sup>
Spessore strato	3.0 m
Profondità substrato roccioso	10.0 m
Modulo Elastico	5300.0 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	0.25

---



---

Coefficiente di influenza I1	0.53
------------------------------	------

---

---

Coefficiente di influenza I2	0.11
Coefficiente di influenza Is	0.6
=====	
Cedimento al centro della fondazione	71.16 mm
=====	
Coefficiente di influenza I1	0.31
Coefficiente di influenza I2	0.14
Coefficiente di influenza Is	0.4
Cedimento al bordo	23.5 mm
=====	

## Indice

DATI GENERALI	.1
Parametri sismici NTC	.1
STRATIGRAFIA TERRENO	.2
Carichi di progetto agenti sulla fondazione	.2
Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze	.2
Carico limite verticale	.3
Carico limite verticale ...A1+M1+R3	.3
HANSEN (1970) (A1+M1+R3)	.3
TERZAGHI (1955) (A1+M1+R3)	.4
MEYERHOF (1963) (A1+M1+R3)	.4
VESIC (1975) (A1+M1+R3)	.5
Brinch - Hansen 1970 (A1+M1+R3)	.6
Meyerhof and Hanna (1978) (A1+M1+R3)	.6
Carico limite verticale ...SISMA	.7
HANSEN (1970) (SISMA)	.7
TERZAGHI (1955) (SISMA)	.8
MEYERHOF (1963) (SISMA)	.8
VESIC (1975) (SISMA)	.9
Brinch - Hansen 1970 (SISMA)	.10
Meyerhof and Hanna (1978) (SISMA)	.11
CEDIMENTI ELASTICI	.11
Indice	.13

## All.5 - zona 5

## DATI GENERALI

Normativa	NTC_2018
Zona	Montecalvo Irpino
Lat./ Long. [WGS84]	41.1935920715332/15.0306673049927
Larghezza fondazione	0.9 m
Lunghezza fondazione	6.0 m
Profondità piano di posa	1.5 m
Altezza di incastro	1.0 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.2/0.1 m

## SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.074
Effetto sismico secondo NTC: Cascone Maugeri	
Fattore di comportamento [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.0134

## Coefficienti sismici [N.T.C.]

## Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe I
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	35.0 [anni]

## Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L.	TR	ag	F0	TC*
Stato limite	Tempo ritorno [anni]	[m/s <sup>2</sup> ]	[-]	[sec]
S.L.O.	30.0	0.608	2.384	0.279
S.L.D.	35.0	0.657	2.371	0.283
S.L.V.	332.0	2.079	2.318	0.357
S.L.C.	682.0	2.854	2.335	0.378

## Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L.	amax	beta	kh	kv
Stato limite	[m/s <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[sec]

S.L.O.	0.7296	0.18	0.0134	0.0067
S.L.D.	0.7884	0.18	0.0145	0.0072
S.L.V.	2.4948	0.31	0.0789	0.0394
S.L.C.	3.2198	0.31	0.1018	0.0509

## STRATIGRAFIA TERRENO

Spessor e strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ] ]	Peso unità di volume saturato [kN/m <sup>3</sup> ] ]	Angolo di attrito [°]	Coesio ne [kN/m <sup>2</sup> ] ]	Coesio non drenata [kN/m <sup>2</sup> ] ]	Modul o Elastic o Edomet [kN/m <sup>2</sup> ] ]	Modul o Edomet [kN/m <sup>2</sup> ] ]	Poisson	Coeff. consoli daz. primari [cmq/s]	Coeff. consoli dazione second aria	Descriz ione
6.0	20.59	21.57	20.0	34.32	245.17	14709. 97	15690. 64	0.0	0.003	0.002	materia le stradale
1.5	17.65	18.63	28.0	0.0	0.0	7354.9 9	0.0	0.0	0.0	0.0	Limo
15.0	14.6	16.0	33.0	0.0	0.0	9806.6 5	0.0	0.0	0.0	0.0	Sabbia densa

## Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazi one	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+ R3	150.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	200.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

## Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzion e Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazion e	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Capacità portante verticale	Coeff. Rid. Capacità portante orizzontal e
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

## CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: Meyerhof and Hanna (1978)

Carico limite [Qult]	766.48 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	425.82 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	200.0 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.83

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 39833.17 kN/m<sup>3</sup>

### A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.59 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	20.0 °
Coesione	34.32 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	6.4
Fattore [Nc]	14.83
Fattore [Ng]	2.95
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.92
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	989.41 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	430.18 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.59 kN/m <sup>3</sup>
----------------------	-------------------------



Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	20.0 °
Coesione	34.32 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	7.44
Fattore [Nc]	17.69
Fattore [Ng]	4.97
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	903.4 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	392.78 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.59 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	20.0 °
Coesione	34.32 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	6.4
Fattore [Nc]	14.83
Fattore [Ng]	2.87
Fattore forma [Sc]	1.08
Fattore profondità [Dc]	1.33
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.04
Fattore profondità [Dq]	1.16
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.04
Fattore profondità [Dg]	1.16
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1019.37 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	443.21 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

---

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---

Peso unità di volume	20.59 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	20.0 °
Coesione	34.32 kN/m <sup>2</sup>

---

Fattore [Nq]	6.4
Fattore [Nc]	14.83
Fattore [Ng]	5.39
Fattore forma [Sc]	1.09
Fattore profondità [Dc]	1.32
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.92
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---

Carico limite	1066.73 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	463.8 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

---

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---

Peso unità di volume	20.59 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	20.0 °
Coesione	34.32 kN/m <sup>2</sup>

---

Fattore [Nq]	6.4
Fattore [Nc]	14.83
Fattore [Ng]	3.93

---

Fattore forma [Sc]	1.08
Fattore profondità [Dc]	1.32
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.94
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---



---

Carico limite	1045.23 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	454.45 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---



---

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

---



---

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	6.4
Fattore [Nc]	14.83
Fattore [Ng]	0.95

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	3.42

Carico limite strato 2 (qb)	1922.35 kN/m <sup>2</sup>
Carico limite strato 1 (qt)	766.48 kN/m <sup>2</sup>

Incremento carico limite strato 1	570.83 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di punzonamento (ks)	0.81
Rapporto (q1/q2)	0.05

---



---

Carico limite	766.48 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	333.25 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---



---

**SISMA**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

**PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO**

Peso unità di volume	20.59 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	20.0 °
Coesione	34.32 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	6.4
Fattore [Nc]	14.83
Fattore [Ng]	2.95
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.92
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	953.16 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	529.53 kN/m <sup>2</sup>

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

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

**PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO**

Peso unità di volume	20.59 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	20.0 °
Coesione	34.32 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	7.44
--------------	------

Fattore [Nc]	17.69
Fattore [Ng]	4.97
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	836.88 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	464.93 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.59 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	20.0 °
Coesione	34.32 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	6.4
Fattore [Nc]	14.83
Fattore [Ng]	2.87
Fattore forma [Sc]	1.08
Fattore profondità [Dc]	1.33
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.04
Fattore profondità [Dq]	1.16
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.04
Fattore profondità [Dg]	1.16
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	972.76 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	540.42 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.59 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m <sup>3</sup>

Angolo di attrito	20.0 °
Coesione	34.32 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	6.4
Fattore [Nc]	14.83
Fattore [Ng]	5.39
Fattore forma [Sc]	1.09
Fattore profondità [Dc]	1.32
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.92
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1000.5 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	555.83 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.59 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21.57 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	20.0 °
Coesione	34.32 kN/m <sup>2</sup>

Fattore [Nq]	6.4
Fattore [Nc]	14.83
Fattore [Ng]	3.93
Fattore forma [Sc]	1.08
Fattore profondità [Dc]	1.32
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0

Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.94
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---

Carico limite	995.83 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	553.24 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---

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

---

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	6.4
Fattore [Nc]	14.83
Fattore [Ng]	0.95

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	14.72
Fattore [Nc]	25.8
Fattore [Ng]	3.42

Carico limite strato 2 (qb)	1922.35 kN/m <sup>2</sup>
Carico limite strato 1 (qt)	766.48 kN/m <sup>2</sup>

Incremento carico limite strato 1	570.83 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di punzonamento (ks)	0.81
Rapporto (q1/q2)	0.05

---

Carico limite	766.48 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	425.82 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---

### CEDIMENTI ELASTICI

---

Pressione normale di progetto	330.0 kN/m <sup>2</sup>
Spessore strato	3.0 m
Profondità substrato roccioso	10.0 m
Modulo Elastico	5300.0 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	0.25

---

---

---

Coefficiente di influenza I1	0.53
Coefficiente di influenza I2	0.11
Coefficiente di influenza Is	0.6

---

---

Cedimento al centro della fondazione	71.16 mm
--------------------------------------	----------

---

---

Coefficiente di influenza I1	0.31
Coefficiente di influenza I2	0.14
Coefficiente di influenza Is	0.4
Cedimento al bordo	23.5 mm

---

---