

Committente



# COMUNE DI CAPACCIO PAESTUM

## Provincia di Salerno

Opera

### CIVICO CIMITERO A CONDUZIONE COMUNALE: REALIZZAZIONE LOCULI ED OSSARI

Livello progettuale

## PROGETTO ESECUTIVO

Elaborato		Oggetto dell'elaborato	Scala
<b>TAV. 19</b>		<b>RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI</b>	
STR - R			
31/08/2018		PRIMA EMISSIONE	
Data	Rev.	Descrizione	

Progettista e Direttore Lavori  
Ing. Lucio SCOVOTTO

RUP: Resp. Area V  
Ing. Carmine GRECO

COMUNE DI CAPACCIO PAESTUM  
AREA V

Verificato:

Visto:

Approvato:

Progetto

**Comune di Capaccio Paestum**  
**Provincia di Salerno**

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE  
E DELLE FONDAZIONI**

**OGGETTO:** Progetto per la realizzazione di loculi ed ossari

**COMMITTENTE:** Comune di Capaccio Paestum

Il Progettista e Direttore dei Lavori

\_\_\_\_\_  
(ing. Lucio Scovotto)

Il Collaudatore

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

## 1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "volume significativo" per le opere in esame e valuta l'interazione opera/terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni.

Questa relazione è stata redatta sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

## 2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

*"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".*

**Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

*"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"*

Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

**D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord.)

*"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".*

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

**D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

*"Norme tecniche per le Costruzioni".*

**Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

*"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".*

**Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica"** - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2008 *"Norme Tecniche per le Costruzioni"*.

## 3 - INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito, si è proceduto alla esecuzione della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal "volume significativo" dell'opera in esame.

### 3.1 Prove effettuate e Caratterizzazione geotecnica

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "volume significativo" dell'opera in esame, sono state condotte delle prove geotecniche e geognostiche, riassunte nella relazione geologica.

Le indagini realizzate hanno permesso di ricostruire le seguenti stratigrafie per ognuna delle quali sono state definite le proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti.

## TERRENI

### Blocco I – Corpi 1, 2, 3, 4a, 4b - Blocco III – Corpo 1 -Blocco IV – Corpo 1

										Terreni
N <sub>TRN</sub>	$\gamma_T$	K			$\phi$	$c_u$	$c'$	$E_d$	$E_{cu}$	A <sub>S-B</sub>
		K <sub>X</sub>	K <sub>Y</sub>	K <sub>Z</sub>						
	[N/m <sup>3</sup> ]	[N/cm <sup>3</sup> ]	[N/cm <sup>3</sup> ]	[N/cm <sup>3</sup> ]	[°]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
<b>Materiale di riporto</b>										
T001	16.000	100	100	1000	20	0,000	0,000	25.000	0	0,000
<b>Limo debolmente argilloso</b>										
T002	16.800	100	100	1000	23	0,000	0,023	6	0	0,000
<b>Detrito costituito</b>										
T003	17.200	100	100	1000	28	0,000	0,015	15	0	0,000
<b>Argille prevalentemente grigiastre</b>										
T004	19.200	100	100	1000	22	0,000	0,023	12	0	0,000

#### LEGENDA:

N <sub>TRN</sub>	Numero identificativo del terreno.
$\gamma_T$	Peso specifico del terreno.
K	Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K <sub>X</sub> ), Y (K <sub>Y</sub> ), e Z (K <sub>Z</sub> ).
$\phi$	Angolo di attrito del terreno.
$c_u$	Coesione non drenata.
$c'$	Coesione efficace.
$E_d$	Modulo edometrico.
$E_{cu}$	Modulo elastico in condizione non drenate.
A <sub>S-B</sub>	Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

### TERRENI - Blocco II – Corpi 1,3

										Terreni
N <sub>TRN</sub>	$\gamma_T$	K			$\phi$	$c_u$	$c'$	$E_d$	$E_{cu}$	A <sub>S-B</sub>
		K <sub>X</sub>	K <sub>Y</sub>	K <sub>Z</sub>						
	[N/m <sup>3</sup> ]	[N/cm <sup>3</sup> ]	[N/cm <sup>3</sup> ]	[N/cm <sup>3</sup> ]	[°]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
<b>sabbia debolmente limosa</b>										
T001	16.500	1000	1000	1000	20	0,000	0,000	2	0	0,000
<b>Ghiaia eterometrica</b>										
T002	17.300	100	100	1000	31	0,003	0,003	5	1	0,000

#### LEGENDA:

N <sub>TRN</sub>	Numero identificativo del terreno.
$\gamma_T$	Peso specifico del terreno.
K	Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K <sub>X</sub> ), Y (K <sub>Y</sub> ), e Z (K <sub>Z</sub> ).
$\phi$	Angolo di attrito del terreno.
$c_u$	Coesione non drenata.
$c'$	Coesione efficace.
$E_d$	Modulo edometrico.
$E_{cu}$	Modulo elastico in condizione non drenate.
A <sub>S-B</sub>	Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

### TERRENI - Blocco II – Corpo 2

										Terreni
N <sub>TRN</sub>	$\gamma_T$	K			$\phi$	$c_u$	$c'$	$E_d$	$E_{cu}$	A <sub>S-B</sub>
		K <sub>X</sub>	K <sub>Y</sub>	K <sub>Z</sub>						
	[N/m <sup>3</sup> ]	[N/cm <sup>3</sup> ]	[N/cm <sup>3</sup> ]	[N/cm <sup>3</sup> ]	[°]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
<b>Materiale di riporto</b>										
T001	16.000	100	100	1000	20	0,000	0,000	25.000	0	0,000
<b>Limo debolmente argilloso</b>										
T002	16.800	100	100	1000	23	0,000	0,023	6	0	0,000
<b>Detrito costituito</b>										
T003	17.200	100	100	1000	28	0,000	0,015	15	0	0,000
<b>Argille prevalentemente grigiastre</b>										
T004	19.200	100	100	1000	22	0,000	0,023	12	0	0,000

#### LEGENDA:

N <sub>TRN</sub>	Numero identificativo del terreno.
$\gamma_T$	Peso specifico del terreno.
K	Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K <sub>X</sub> ), Y (K <sub>Y</sub> ), e Z (K <sub>Z</sub> ).
$\phi$	Angolo di attrito del terreno.
$c_u$	Coesione non drenata.
$c'$	Coesione efficace.
$E_d$	Modulo edometrico.
$E_{cu}$	Modulo elastico in condizione non drenate.
A <sub>S-B</sub>	Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

## STRATIGRAFIE

### Blocco I – Corpi 1, 2, 3, 4a, 4b - Blocco III – Corpo 1 -Blocco IV – Corpo 1

N <sub>TRN</sub>	Q <sub>i</sub> [m]	Q <sub>f</sub> [m]	Cmp. S.	Add	Stratigrafie ΔEd
<b>[S001]-Sabbia argillosa mediamente consolidata</b>					
T001	0,00	-1,00	incoerente	sciolto	nulla
T002	-1,00	-3,50	incoerente	sciolto	nulla
T003	-3,50	-10,00	incoerente	sciolto	nulla
T004	-10,00	INF	incoerente	sciolto	nulla

#### LEGENDA:

- N<sub>TRN</sub>** Numero identificativo della stratigrafia.  
**Q<sub>i</sub>** Quota iniziale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia).  
**Q<sub>f</sub>** Quota finale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia). INF = infinito (profondità dello strato finale).  
**Cmp. S.** Comportamento dello strato.  
**Add** Addensamento dello strato.  
**ΔEd** Variazione con la profondità del modulo edometrico.

### STRATIGRAFIE - Blocco II – Corpi 1, 3

N <sub>TRN</sub>	Q <sub>i</sub> [m]	Q <sub>f</sub> [m]	Cmp. S.	Add	Stratigrafie ΔEd
<b>[S001]-Stratigrafia - Blocco 2</b>					
T001	0,00	-7,50	incoerente	sciolto	nulla
T002	-7,50	INF	incoerente	sciolto	nulla

#### LEGENDA:

- N<sub>TRN</sub>** Numero identificativo della stratigrafia.  
**Q<sub>i</sub>** Quota iniziale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia).  
**Q<sub>f</sub>** Quota finale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia). INF = infinito (profondità dello strato finale).  
**Cmp. S.** Comportamento dello strato.  
**Add** Addensamento dello strato.  
**ΔEd** Variazione con la profondità del modulo edometrico.

### STRATIGRAFIE – Blocco II – Corpo 2

N <sub>TRN</sub>	Q <sub>i</sub> [m]	Q <sub>f</sub> [m]	Cmp. S.	Add	Stratigrafie ΔEd
<b>[S001]-Sabbia argillosa mediamente consolidata</b>					
T001	0,00	-1,00	incoerente	sciolto	nulla
T002	-1,00	-3,50	incoerente	sciolto	nulla
T003	-3,50	-10,00	incoerente	sciolto	nulla
T004	-10,00	INF	incoerente	sciolto	nulla

#### LEGENDA:

- N<sub>TRN</sub>** Numero identificativo della stratigrafia.  
**Q<sub>i</sub>** Quota iniziale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia).  
**Q<sub>f</sub>** Quota finale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia). INF = infinito (profondità dello strato finale).  
**Cmp. S.** Comportamento dello strato.  
**Add** Addensamento dello strato.  
**ΔEd** Variazione con la profondità del modulo edometrico.

**NB:** Nel caso di fondazioni dirette con stratigrafia, il calcolo del carico limite ( $q_{lim}$ ) viene fatto su un terreno "equivalente" con parametri geotecnici calcolati come media pesata degli strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità "significativa" (stabilita come "Multiplo della dimensione Significativa della fondazione").

$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_{i=1}^n [\text{Parametro "J"} (\text{strato, } i) \cdot \text{Spessore} (\text{strato, } i)]}{\text{Profondità significativa}}$$

con  $i = 1, \dots, n$  (numero di strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità significativa).

### 3.2 Idrogeologia

Non è stata riscontrata la presenza di falde acquifere a profondità di interesse relativamente al "volume significativo" investigato.

### 3.3 Problematiche riscontrate

Durante l'esecuzione delle prove e dall'elaborazione dei dati non sono emerse problematiche rilevanti alla realizzazione delle opere di fondazione.

## 4 - MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:

**B [B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti]**, basandosi sulle condizioni stratigrafiche e ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ( $V_{s,eq}$ ).

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei successivi paragrafi.

### 4.1 Modellazione geotecnica

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidezze offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera/terreno.

### 4.2 Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe dell'edificio e la vita nominale.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

#### DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica											
Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir <sub>Temp</sub>	C.S.T.	RP	RH	$\xi$
[°]											[%]
0	51	ND	ca	X Y	- -	S	N	B	NO	NO	5

#### LEGENDA:

- Ang** Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.
- NV** Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.
- CD** Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Bassa - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.
- MP** Tipo di struttura sismo-resistente prevalente: [ca] = calcestruzzo armato - [caOld] = calcestruzzo armato esistente - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.
- Dir** Direzione del sisma.
- TS** Tipologia della struttura:  
Cemento armato: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [P] = Pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti - [2P NC] = Due pareti per direzione non accoppiate - [P NC] = Pareti non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso - [PM] = Pendolo inverso intelaiate monopiano;  
Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano;  
Acciaio: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo inverso - [TT] = telaio con tamponature.
- EcA** Eccentricità accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.
- Ir<sub>Temp</sub>** Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.
- C.S.T.** Categoria di sottosuolo: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m - [S1] = Depositati di terreni caratterizzati da valori di  $V_{s,30}$  inferiori a 100 m/s (ovvero  $10 < c_{u,30} < 20$  kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche - [S2] = Depositati di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.
- RP** Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
- RH** Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
- $\xi$**  Coefficiente viscoso equivalente.
- NOTE** [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

## DATI GENERALI ANALISI SISMICA - FATTORI DI STRUTTURA

Dir	Fattori di struttura				
	q	q <sub>0</sub>	k <sub>R</sub>	α <sub>u</sub> /α <sub>1</sub>	K <sub>w</sub>
X	1,500	1,50	-	1,00	1,00
Y	1,500	1,50	-	1,00	1,00
Z	1,000	-	-	-	-

### LEGENDA:

- q** Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di struttura).  
**q<sub>0</sub>** Valore di base (comprensivo di K<sub>w</sub>).  
**k<sub>R</sub>** Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza.  
**α<sub>u</sub>/α<sub>1</sub>** Rapporto di sovraresistenza.  
**K<sub>w</sub>** Fattore di riduzione di q<sub>0</sub>.

Stato Limite	T <sub>r</sub>	a <sub>g</sub> /g	Amplif. Stratigrafica		F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> <sup>*</sup>	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>
			S <sub>s</sub>	C <sub>c</sub>					
	[t]					[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0,0335	1,200	1,419	2,416	0,280	0,132	0,397	1,734
SLD	50	0,0410	1,200	1,379	2,494	0,323	0,149	0,446	1,764
SLV	475	0,0952	1,200	1,281	2,622	0,467	0,199	0,598	1,981
SLC	975	0,1184	1,200	1,255	2,686	0,517	0,216	0,649	2,074

### LEGENDA:

- T<sub>r</sub>** Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.  
**a<sub>g</sub>/g** Coefficiente di accelerazione al suolo.  
**S<sub>s</sub>** Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.  
**C<sub>c</sub>** Coefficienti di Amplificazione di T<sub>c</sub> allo SLO/SLD/SLV/SLC.  
**F<sub>0</sub>** Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.  
**T<sub>c</sub><sup>\*</sup>** Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.  
**T<sub>B</sub>** Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.  
**T<sub>C</sub>** Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.  
**T<sub>D</sub>** Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

CI Ed	V <sub>N</sub>	V <sub>R</sub>	Lat.	Long.	Q <sub>g</sub>	CTop	S <sub>T</sub>
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
2	50	50	40.4296	15.0726	400	T1	1,00

### LEGENDA:

- CI Ed** Classe dell'edificio  
**Lat.** Latitudine geografica del sito.  
**Long.** Longitudine geografica del sito.  
**Q<sub>g</sub>** Altitudine geografica del sito.  
**CTop** Categoria topografica (Vedi NOTE).  
**S<sub>T</sub>** Coefficiente di amplificazione topografica.  
**NOTE** [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.  
 Categoria topografica.  
 T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°.  
 T2: Pendii con inclinazione media i > 15°.  
 T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°.  
 T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°.

## 5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione sono consone alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.

Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da:

Denominazione	Tipo di fondazione
<b>Blocco I - Corpo 1</b>	Dirette
<b>Blocco I - Corpo 2</b>	Dirette
<b>Blocco I - Corpo 3</b>	Dirette
<b>Blocco I - Corpo 4a, 4b</b>	Dirette
<b>Blocco II - Corpo 1</b>	Indirette di tipo a pali (platea e micropali)
<b>Blocco II - Corpo 2a, 2b</b>	Dirette
<b>Blocco II - Corpo 3</b>	Indirette di tipo a pali (platea e micropali)
<b>Blocco I - Corpo 1</b>	Dirette
<b>Blocco I - Corpo 1</b>	Dirette

## 6 - VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

$E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

$R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

**Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni** [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

<sup>(1)</sup> 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  $\gamma_{G1}$

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 2018.

**Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno** [cfr. D.M. 2018]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan \varphi_k$	$\gamma_\varphi$	1,00	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

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

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

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

### 6.1 Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

in cui:

$c$  = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = \gamma \cdot D$  = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

$\gamma$  = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

$D$  = profondità del piano di posa della fondazione;

$B'$  = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi **NB**);

$L$  = lunghezza della fondazione;

$\gamma_f$  = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante;

$s, d, i, g, b, \Psi, r$  = coefficienti correttivi.

**NB:** Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica,  $B$  e  $L$  saranno ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

$e_B$  = eccentricità parallela al lato di dimensione  $B$ ;

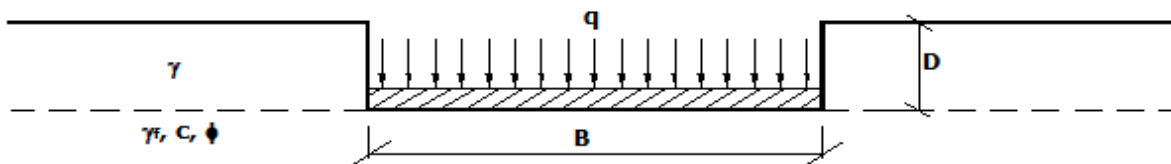
$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

$e_L$  = eccentricità parallela al lato di dimensione  $L$ ;

con  $B' \leq L'$ .



dove:



### Calcolo dei fattori $N_c$ , $N_q$ , $N_\gamma$

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0$ , $\phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0$ , $\phi \neq 0$ )
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$
$N_q = 1$	$N_q = K_p \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$
$N_\gamma = 0$ se $\omega = 0$ $N_\gamma = -2 \cdot \sin \omega$ se $\omega \neq 0$	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$

dove:

$k_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$  è il coefficiente di spinta passiva di Rankine;

$\phi$  = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$\omega$  = angolo di inclinazione del piano campagna.

### Calcolo dei fattori di forma $s_c$ , $s_q$ , $s_\gamma$

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0$ , $\phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0$ , $\phi \neq 0$ )
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

con  $B'/L' < 1$ .

### Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa $d_c$ , $d_q$ , $d_\gamma$

Si definisce il seguente parametro:

$$K = \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} \leq 1;$$

$$K = \arctg \left( \frac{D}{B'} \right) \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1.$$

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0$ , $\phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0$ , $\phi \neq 0$ )
$d_c = 1 + 0.4 \cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

### Calcolo dei fattori di inclinazione del carico $i_c$ , $i_q$ , $i_\gamma$

Si definisce il seguente parametro:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$$

se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione

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

se la forza H forma un angolo  $\theta$  con la direzione longitudinale della fondazione

Terreni coesivi ( $c \neq 0, \phi = 0$ )	Terreni incoerenti ( $c = 0, \phi \neq 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0, \phi \neq 0$ )
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$
$i_\gamma = 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

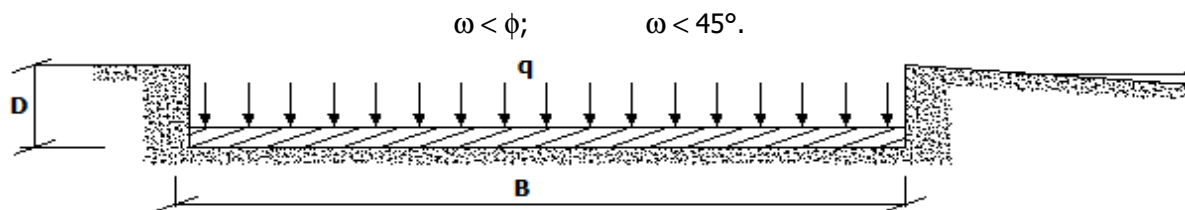
V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

### Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna $b_c$ , $b_q$ , $b_\gamma$

Indicando con  $\omega$  la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0, \phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0, \phi \neq 0$ )
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$	$b_\gamma = b_q / \cos \omega$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

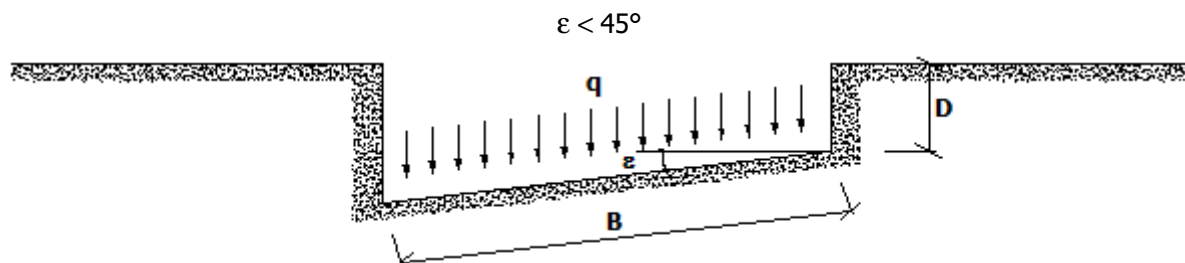


### Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa $g_c$ , $g_q$ , $g_\gamma$

Indicando con  $\varepsilon$  la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0, \phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0, \phi \neq 0$ )
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = g_q$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:



### Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento $\psi_c$ , $\psi_q$ , $\psi_\gamma$

Si definisce l'indice di rigidità del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \text{modulo d'elasticità tangenziale del terreno};$$

E= modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);

$\nu$  = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);

$\sigma$ = tensione litostatica alla profondità D+B/2.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento  $\Psi_c$ ,  $\Psi_q$ ,  $\Psi_\gamma$  sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza  $I_r$  si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[ \left( 3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]}$$

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0, \phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0, \phi \neq 0$ )
$\Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\Psi_q = 1$	$\Psi_q = e^{\left\{ \left( 0.6 \frac{B'}{L'} - 4.4 \right) \tan \phi + \frac{3.07 \sin \phi \text{Log}(2 I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\Psi_\gamma = 1$	$\Psi_\gamma = \Psi_q$

### Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine " $B \cdot N_\gamma$ ", che per valori elevati di B porterebbe ad ottenere valori del carico limite prossimi a quelli di una fondazione profonda, propone il seguente fattore di riduzione  $r_\gamma$ :

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \text{Log}(B/2) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente  $r_\gamma$  al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

B [m]	2	2.5	3	3.5	4	5	10	20	100
$r_\gamma$	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,82	0,75	0,57

Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine " $B \cdot N_\gamma$ " è predominante.

### Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni totale*, diventa:

$$q_{lim} = c_u \cdot (2 + \pi) \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma$$

dove:

$c_u$  = coesione non drenata;

$\gamma_{sat}$  = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

**N.B:** Nel calcolo in condizioni non drenate (situazione molto rara per un terreno incoerente) si assume, sempre e comunque, che l'angolo di attrito  $\phi$  sia nullo ( $\phi = 0$ ).

## 6.2 Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**). L'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati  $K_{hi}$  e  $K_{hk}$ , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

La formula generale del carico limite si modifica nel seguente modo:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q \cdot z_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

$z_c, z_q, z_\gamma$  = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;

$c_\gamma$  = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

### Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico $c_\gamma$

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente  $N_\gamma$  in funzione del coefficiente sismico  $K_{hk}$  che è pari a:

$$K_{hk} = \beta_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g / g;$$

dove:

- $\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- $g$  = accelerazione di gravità;
- $S_s$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- $S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica;
- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di  $\beta_s$  sono riportati nella seguente tabella:

	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Il fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico  $c_\gamma$  è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0$ , $\phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0$ , $\phi \neq 0$ )
$c_\gamma = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan \phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{K_{hk}}{\tan \phi} < 1$ , altrimenti $c_\gamma = 0$

### Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale $z_c$ , $z_q$ , $z_\gamma$

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico  $K_{hi}$ .

Tali effetti correttivi vengono valutati con la teoria di **Paolucci - Pecker** attraverso le seguenti relazioni:

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0$ , $\phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0$ , $\phi \neq 0$ )
$Z_c = Z_q = Z_\gamma = 1$	$Z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$ se $Z_c > 0$ altrimenti $Z_c = 0$ $z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{K_{hi}}{\tan \phi}\right)^{0.35}$ se $\frac{K_{hi}}{\tan \phi} < 1$ altrimenti $z_\gamma = z_q = 0$

dove:

$K_{hi}$  è ricavato dallo spettro di progetto allo SLV attraverso la relazione:

$$K_{hi} = S_s \cdot S_T \cdot a_g / g;$$

i cui termini sono stati precedentemente precisati.

Si fa notare che il coefficiente sismico  $K_{hi}$  coincide con l'ordinata dello spettro di progetto allo SLU per  $T = 0$  ed è indipendente dalle combinazioni di carico.

### Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Si precisa che il valore relativo alla colonna  $Q_{d,Rd}$ , di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza  $R_d$ , ossia il rapporto fra il carico limite  $q_{lim}$  (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$  relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$  è stato assunto pari a 2,3 (tabella 6.4.I del D.M. 2018).

Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia  $Q_{Ed}$  e  $Q_{d,Rd}$  è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS);
- nelle colonne "**per  $N_q$ , per  $N_c$  e per  $N_\gamma$** ", relative ai "**Coef. Cor. Terzaghi**", viene riportato il prodotto tra i vari coefficienti correttivi presenti nell'espressione generale del carico limite. Ad esempio si è posto:

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q \cdot Z_q$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c \cdot Z_c$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_\gamma = s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot Z_\gamma \cdot c_\gamma$$

## 6.3 Carico limite per i pali (micropali)

### Calcolo del carico limite verticale

Per il calcolo del carico limite verticale viene adottato il metodo dell'equilibrio limite in base al quale il carico limite verticale  $q_{lim}$  è dato dalla somma della resistenza laterale  $P_l$  e della resistenza alla punta  $P_p$ :

$$q_{lim} = P_p + P_l$$

Stimando il carico limite sia in condizione drenate che non drenate è fondamentale nella stratigrafia il comportamento del singolo strato (coerente/incoerente), particolare se uno strato è stato dichiarato incoerente il suo contributo al carico limite viene sempre valutato in condizioni drenate a prescindere dal metodo di calcolo richiesto (drenato/non drenato).

La **resistenza alla punta ( $P_p$ )** si calcola con la seguente formula:

$$P_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot (c \cdot N_c + q \cdot N_q)$$

dove:

- per la determinazione dei valori di  $N_q$  vengono usati i grafici di Berezantzev  $N_q = N_q(L/D; \phi)$  in cui  $L$  è la lunghezza del palo,  $D$  è il diametro e  $\phi$  è l'angolo di attrito;
- $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$ ;
- $c$  è la coesione;

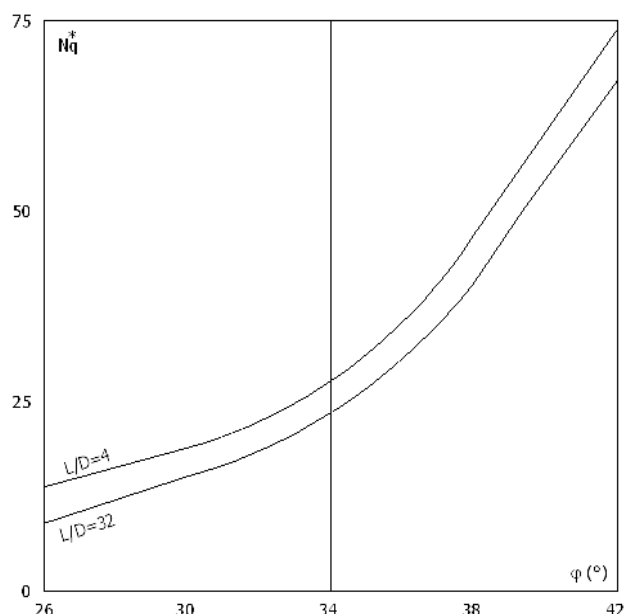
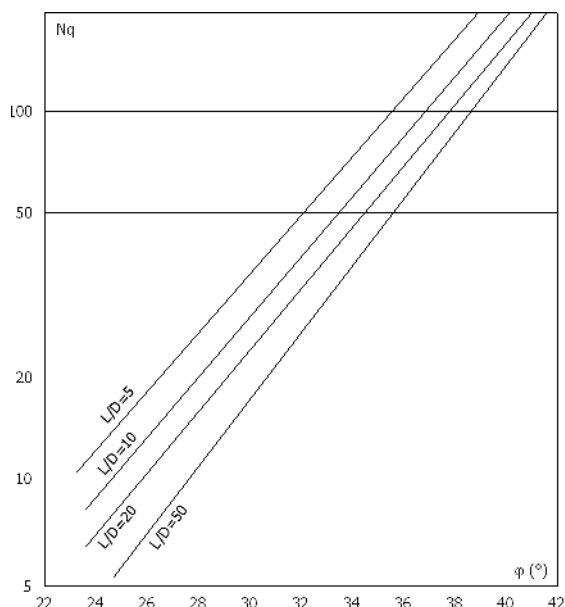
$q$  è la pressione litostatica alla punta del palo.

Nel calcolo della resistenza alla punta si fa distinzione tra condizioni drenate e non drenate.

In caso di condizioni:

- **drenate** si assume  $c = c'$  (coesione efficace) e  $q$  calcolata per pressioni effettive.
- **non drenate** si assume  $q = q_{tot}$  (pressione totale),  $c = c_u$  (coesione non drenata),  $\phi = 0$  e  $N_c = 9$ .

Se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato coerente la stima della resistenza alla punta viene fatta in condizioni drenate o non drenate a seconda del metodo di calcolo richiesto. Viceversa, se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato incoerente la stima della resistenza alla punta viene fatta sempre in condizioni drenate indipendentemente dal tipo di calcolo richiesto (drenato o non drenato). distinti i casi di pali di medio diametro e di grande diametro ( $> 80$  cm). Per questi ultimi, visto che la resistenza alla punta viene mobilitata dopo un cedimento che può essere anche significativo, si utilizza un valore di  $N_q^*$  ridotto rispetto a  $N_q$ .



Per il calcolo della **resistenza laterale ( $P_l$ )** si usa invece la formula:

$$P_l = \pi \cdot D \cdot L \cdot s$$

in cui  $s$  è la somma di un termine di adesione  $a$  indipendente dalla tensione normale (orizzontale  $\sigma_h$ ) e da un termine attritivo dipendente da quest'ultima e dalla tecnologia con cui viene realizzato il palo (battuto, trivellato, ...):

$$s = a + \sigma_h \cdot \mu,$$

con  $\mu$  dipendente dalla scabrezza dell'interfaccia palo/terreno.

Anche per il calcolo della resistenza laterale si distingue tra condizioni drenate e non drenate. In **condizioni drenate** si assume  $a = 0$ , pertanto,  $s = \sigma_h \cdot \mu$  [con  $\mu = \tan(\phi \cdot A)$ , dove  $A$  è il coefficiente riduttivo relativo all'attrito palo-terreno]. In **condizioni non drenate** si assume che l'adesione sia un'aliquota della coesione non drenata, per cui  $a = \alpha \cdot c_u$  con  $\alpha$  dipendente dalla tecnologia esecutiva del palo stesso.

In caso di terreni stratificati la resistenza laterale è la somma delle resistenze offerte dai singoli strati, calcolate a seconda della tipologia del terreno (coerente/incoerente).

Pertanto, il calcolo del palo in condizioni non drenate, per gli strati coerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione della coesione non drenata, mentre per gli strati incoerenti in funzione dell'attrito.

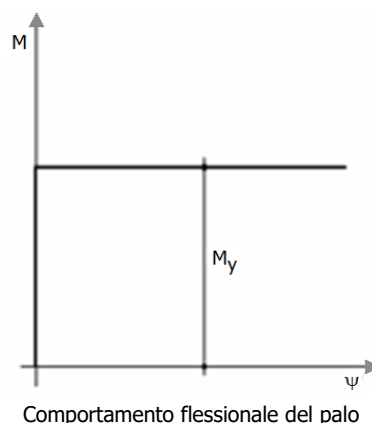
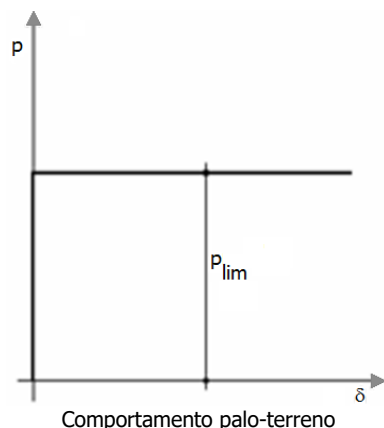
Invece, richiesto un calcolo del palo in condizioni drenate, sia per gli strati coerenti che per quelli incoerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione dell'attrito.

### Calcolo del Carico Limite Orizzontale per terreni monostrato

Per la valutazione del carico limite orizzontale si è fatto riferimento alla teoria di Broms e al caso di pali supposti vincolati in testa (rotazione impedita).

Le ipotesi assunte da *Broms* sono le seguenti:

- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e resta poi costante al crescere dello spostamento;
- forma del palo ininfluente rispetto al carico limite orizzontale il quale risulta influenzato solo dal diametro del palo stesso;
- in presenza di forze orizzontali la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa poiché il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue all'applicazione di forze orizzontali è molto più gravoso dello sforzo normale che consegue all'applicazione di carichi verticali;
- anche il comportamento flessionale del palo è assunto di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè le rotazioni plastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non attinge al valore  $M_{plast}$  ovvero Momento di plasticizzazione. A questo punto nella sezione si forma una cerniera plastica ovvero la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.



La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra:

- il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo;
- il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo.

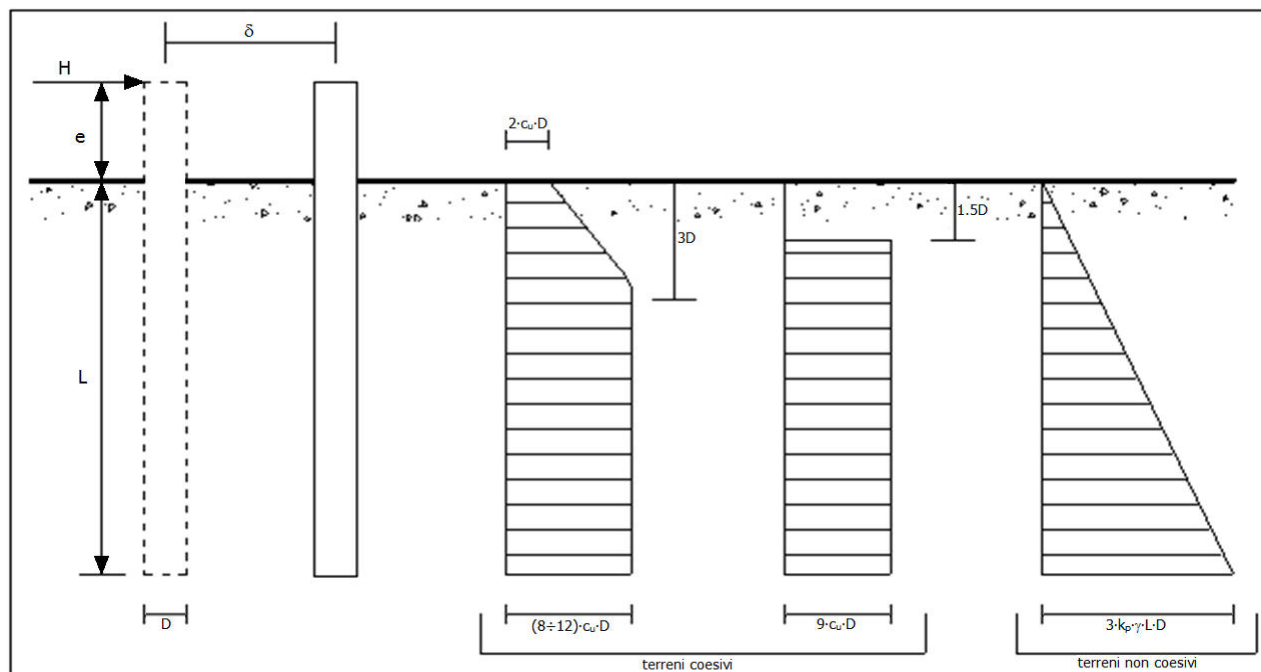
Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto).

Mentre, il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidità non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio, con la formazione rispettivamente di due ed una cerniera plastica).

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che esso può esprimere quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale e dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms, si considerano separatamente i casi di:

- terreni **coesivi** o **coerenti** (rottura non drenata);
- terreni **non coesivi** o **incoerenti** (rottura drenata).



Andamento della resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms

Quindi, nella fase di calcolo, occorre verificare se il meccanismo di rottura del palo è per:

- **Palo corto**  $\Rightarrow$  (plasticizzazione terreno)
- **Palo intermedio**  $\Rightarrow$  (plasticizzazione palo)
- **Palo lungo**

Nel caso di **terreni non coesivi** ( $c=0$ ), la teoria di **Broms** assume che la resistenza laterale sia variabile linearmente con la profondità dal valore  $p = 0$  (in testa) fino al valore  $p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot L \cdot D$  (alla base), essendo  $K_p$  il coefficiente di resistenza passiva. Nel calcolo della resistenza laterale si tiene conto dell'eventuale interrimento della testa del palo rispetto al piano campagna, il che comporta che la pressione litostatica in testa al palo sia non nulla. Inoltre, un ulteriore settaggio, presente nelle preferenze del software, consente di trascurare o meno la presenza della falda nella valutazione della pressione litostatica.

Per quanto riguarda i **terreni coesivi** la resistenza laterale parte in testa al palo con un valore di  $p = 2 \cdot c_u \cdot D$ , cresce linearmente fino alla profondità  $3D$  per poi rimanere costante e pari a  $p = (8 \div 12) \cdot c_u \cdot D$  per tutta la lunghezza del palo. In alternativa, è possibile utilizzare un diagramma semplificato, di valore  $p = 0$  fino alla profondità  $1,5 \cdot D$  e con valore costante e pari a  $9 \cdot c_u \cdot D$  per tutta la lunghezza del palo.

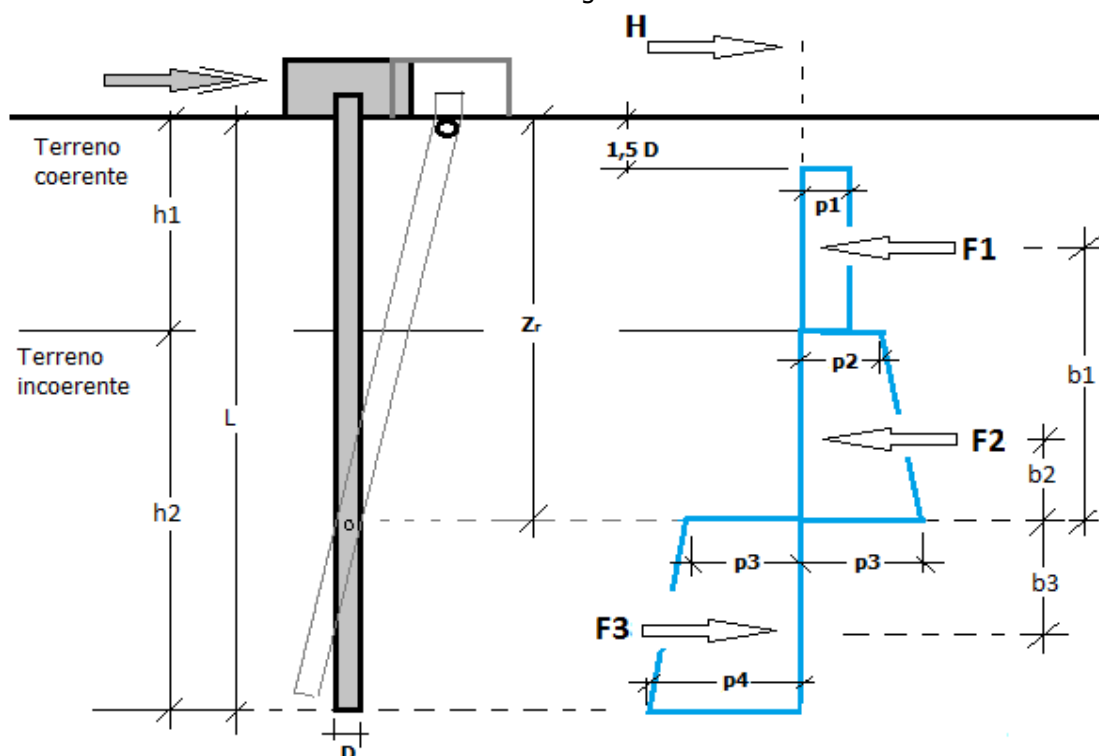
Oltre ai parametri meccanici del terreno viene considerato anche il Momento Ultimo  $M_p$  del palo che è funzione oltre che dell'armatura anche dello sforzo assiale agente. Se il comportamento è a palo lungo viene calcolata anche la profondità di formazione della seconda cerniera plastica.

### Calcolo del Carico Limite Orizzontale per terreni stratificati

La teoria di **Broms** è formulata per terreni omogenei, di tipo coerente o incoerente; in caso di terreni stratificati, la teoria di Broms viene generalizzata formulando le seguenti ipotesi aggiuntive, rispetto al caso del terreno monostrato:

- **terreno coerente:** la resistenza laterale per unità di superficie  $p_i$  viene considerata costante, secondo l'ipotesi di Broms, a partire da una profondità pari ad  $1,5 \cdot D$ , ritenendo nulla la reazione per strati di altezza inferiore a  $1,5 \cdot D$ . La resistenza  $p_i$  è indipendente dalla pressione litostatica.
- **terreno incoerente:** la resistenza laterale per unità di superficie  $p_i$  varia con legge lineare lungo l'altezza, secondo l'ipotesi di Broms. La resistenza  $p_i$  è dipendente dalla pressione litostatica  $\gamma \cdot z$ , per cui nel calcolo di tali resistenze si tiene conto del peso degli eventuali strati sovrastanti. Un ulteriore settaggio, presente nelle preferenze del software, consente di trascurare o meno la presenza della falda nella valutazione della pressione litostatica.

Per un terreno di due strati lo schema considerato è il seguente:



Nella fase di calcolo, si verifica se il meccanismo di rottura del palo, ipotizzato vincolato in testa (rotazione alla testa impedita) sia di:

#### – **Palo CORTO**

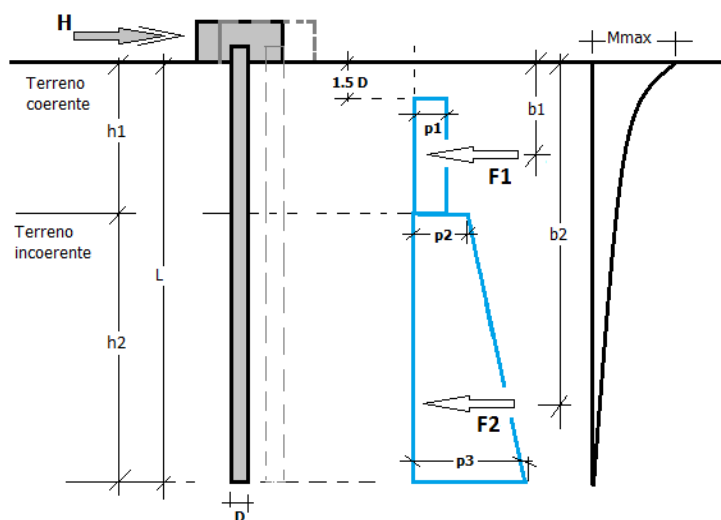
Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo non subisca plasticizzazioni. Sotto l'azione della forza  $H$  il palo subisce una traslazione rigida. Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$$\begin{aligned} p_1 &= 9 \cdot c_u \cdot D; \\ p_2 &= 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1; \\ p_3 &= 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2). \end{aligned}$$

Da cui:

$$\begin{aligned} F_1 &= p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D); \\ F_2 &= (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2. \end{aligned}$$

Indicando con  $M_p$  il momento resistente del palo, se risulta  $M_{\max} = F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 < M_p$  l'ipotesi di palo corto è soddisfatta, altrimenti occorre procedere con l'ipotesi di palo intermedio.



#### – **Palo INTERMEDIO**

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo subisca una plasticizzazione all'attacco con la fondazione e che al piede sia presente un vincolo alla traslazione orizzontale. Sotto l'azione della forza  $H$  il palo subisce una traslazione ed una rotazione rigida.

Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:



$$p_1 = 9 \cdot c_u \cdot D;$$

$$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1;$$

$$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2).$$

Da cui:

$$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D);$$

$$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2.$$

Applicando l'equilibrio alla rotazione intorno al piede del palo:

$$M_p + F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 - H \cdot L = 0$$

si determina il valore dell'azione H che sollecita il palo.

Una volta note tutte le forze in gioco, si determina il diagramma del momento lungo il fusto del palo.

Indicando con  $M_p$  il momento resistente del palo, se risulta  $M_{\max} < M_p$  l'ipotesi di palo intermedio è soddisfatta, altrimenti occorre procedere con l'ipotesi di palo lungo.

### – Palo LUNGO

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo subisca una plasticizzazione all'attacco con la fondazione e lungo il fusto. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione ed una rotazione rigida. Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$$p_1 = 9 \cdot c_u \cdot D;$$

$$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1;$$

$$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2).$$

Da cui:

$$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D);$$

$$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2.$$

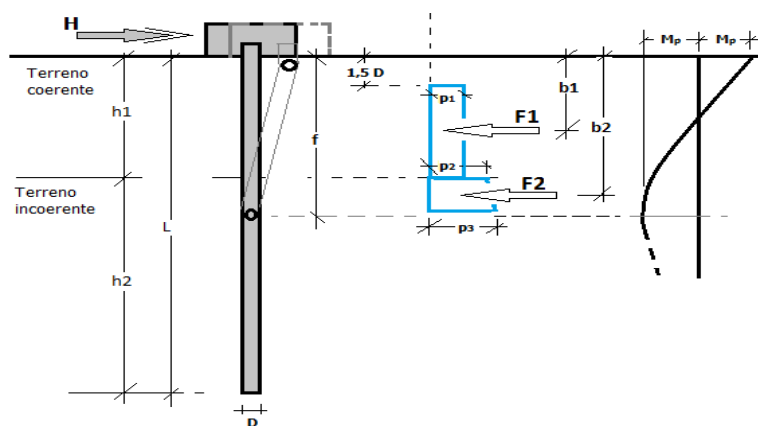
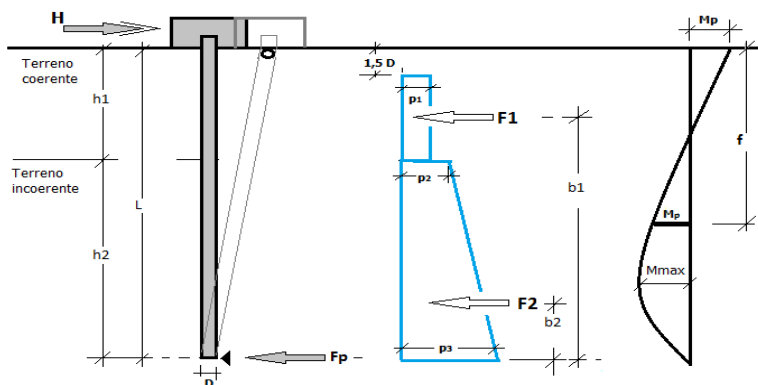
Applicando l'equilibrio alla traslazione si ha:

$$H = F_1 + F_2$$

Imponendo l'equilibrio alla rotazione intorno alla seconda cerniera plastica:

$$H \cdot f - F_1 \cdot (f - b_1) - F_2 \cdot (f - b_2) - 2M_p = 0$$

si determina la profondità f della seconda cerniera plastica.



### Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alle verifiche delle fondazioni su pali eseguite per i seguenti stati limite:

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali.

Si precisa che i valori relativi alle colonne  $Q_{Rd}$ , di cui nella tabella relativa alle verifiche, sono da intendersi come il valore di progetto della resistenza  $R_d$  ossia il rapporto fra il carico limite  $q_{lim}$  (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$ , relativo all'approccio utilizzato.

**Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (cfr. D.M. 2018)**

Resistenza	Simbolo	infissi	trivellati	ad elica continua
	$\gamma_R$	R3	R3	R3
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,30
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale <sup>(*)</sup>	$\gamma_t$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,25	1,25

<sup>(\*)</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Il coefficiente  $\gamma_R$  da applicare alla resistenza dei pali soggetti a *carichi trasversali* è assunto pari a 1,30 (cfr. tabella 6.4.VI D.M. 2018).

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedono l'utilizzo dei parametri geotecnici, il valore caratteristico della resistenza  $R_k$  è dato dal valore ottenuto applicando alle resistenze calcolate  $R_{cal}$  i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella tabella 6.4.IV, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine:

$$R_k = R_{cal} / \xi_3.$$

**Tabella 6.4.IV - Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (cfr. D.M. 2018).**

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40

Si precisa che, nella sottostante tabella, la coppia  $Q_{Ed,V} - Q_{Rd,V}$  e  $Q_{Ed,O} - Q_{Rd,O}$  è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che dà luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).

**N.B:** il valore del  $Q_{Ed,V}$  rappresenta l'azione agente sulla testa del palo a cui si sottrae la differenza fra il peso del palo ed quello del volume di terreno occupato dal palo.

## 7 - STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI

I cedimenti delle fondazioni superficiali sono il risultato (l'integrale) delle deformazioni verticali del terreno sottostante la fondazione. Queste deformazioni sono conseguenti ad un'alterazione dello stato di tensione nel sottosuolo imputabile a vari motivi quali il carico trasmesso dalle strutture di fondazione, variazioni del regime delle pressioni neutre nel sottosuolo, vibrazioni indotte, scavi eseguiti nei pressi della fondazione.

Nel calcolo eseguito dal software vengono stimati i cedimenti prodotti dai carichi trasmessi dalla fondazione, che sono sempre presenti, e ne è stata valutata l'ammissibilità in condizioni di esercizio.

### 7.1 Calcolo dell'incremento delle tensioni

Gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo, dai carichi applicati in superficie, sono stati valutati mediante la teoria di Boussinesq, che definisce lo stato di tensione e deformazione indotto in un semispazio elastico da una forza concentrata  $P$  agente normalmente al suo piano limite (figura sottostante).

Gli incrementi di tensione nel sottosuolo, che generano i cedimenti, espressi in un sistema di coordinate cilindriche  $\theta, z, r$ , sono determinate attraverso le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}$$

$$\sigma_r = -\frac{P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[ -\frac{3 \cdot r^2 \cdot z}{R^3} + \frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot R}{(R + z)} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^2 \cdot r}{R^5}$$

$$\sigma_\theta = -\frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[ \frac{z}{R} - \frac{R}{(R + z)} \right]$$

dove  $R = \sqrt{r^2 + z^2}$ .

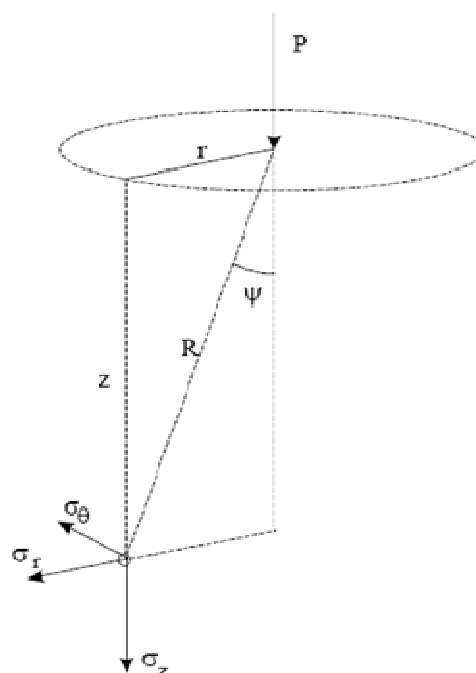
I valori delle tensioni radiali  $\sigma_r$  e tangenti  $\sigma_\theta$ , proiettati sugli assi  $X$  e  $Y$ , diventano:

$$\sigma_x = \sigma_r \cdot \cos(\alpha) - \sigma_\theta \cdot \sin(\alpha);$$

$$\sigma_y = \sigma_r \cdot \sin(\alpha) + \sigma_\theta \cdot \cos(\alpha);$$

dove  $\alpha$  è l'angolo formato dal raggio  $r$  con l'asse  $X$ .

Gli incrementi di tensione sono stati calcolati, per ogni combinazione di carico allo SLE e allo SLD, al centro di strati elementari (substrati) con cui si è discretizzato il sottosuolo in corrispondenza di ogni verticale di calcolo (vedi figura sottostante). L'altezza adottata per il substrato è di 100 cm.



### Distribuzione delle forze al contatto del piano di posa

Per poter affrontare il problema in maniera generale, l'area di impronta della fondazione viene discretizzata in areole elementari sufficientemente piccole e si sostituisce all'azione ripartita, competente ad ogni singola areola, un'azione concentrata equivalente. Il terreno a contatto con la fondazione viene corrispondentemente discretizzato in elementi elastici, detti bounds, che lavorano nelle tre direzioni principali XYZ. Le fondazioni trasmettono agli elementi bounds le azioni provenienti dal calcolo in elevazione e su tale modello il solutore determina le azioni  $F_x, F_y, F_z$  agenti sul singolo bound. Inizialmente si ritiene il bound elastico e bidirezionale, ossia reagente anche a trazione, e in tale ipotesi viene condotto un calcolo lineare. Se, per effetto di eccentricità, si hanno bounds reagenti a trazione, si ridefinisce il legame costitutivo nell'ipotesi di assenza di

resistenza a trazione e si effettua un calcolo NON lineare in cui sono definite aree di contatto parzializzate e vengono esclusi i bounds a trazione.

Attraverso questo procedimento, effettuato per tutte le combinazioni di carico, sono note le reazioni dei bounds compressi e quindi le forze ( $F_z$ ) da cui calcolare gli incrementi di tensione nel sottosuolo in una serie di punti significativi.

Per ogni verticale in cui si è calcolato il cedimento, l'incremento di tensione nel sottosuolo è stato calcolato sommando gli effetti di tutte le forze elementari.

Inoltre, è stato considerato il decremento di tensione dovuto allo scavo, in modo da sottrarre all'intensità del carico applicato il valore della tensione litostatica agente sul piano di posa prima della realizzazione della fondazione.

## 7.2 Calcolo dei cedimenti

Noti gli incrementi di tensione nei vari strati, per il calcolo dei cedimenti viene adottato il metodo edometrico di Terzaghi, distinguendo tra terreni a grana grossa e terreni a grana fine.

### • Terreni a grana grossa

Per questi terreni i cedimenti si estinguono immediatamente per cui il cedimento iniziale ( $w_o$ ) coincide con quello finale ( $w_f$ ).

In tal caso, per il calcolo del cedimento, sarebbe indispensabile far ricorso a procedimenti empirici che utilizzano i risultati di prove in sito.

Viste le difficoltà e l'incertezza nella stima di specifici parametri geotecnici, il cedimento è stato valutato utilizzando il metodo edometrico.

### • Terreni a grana fina

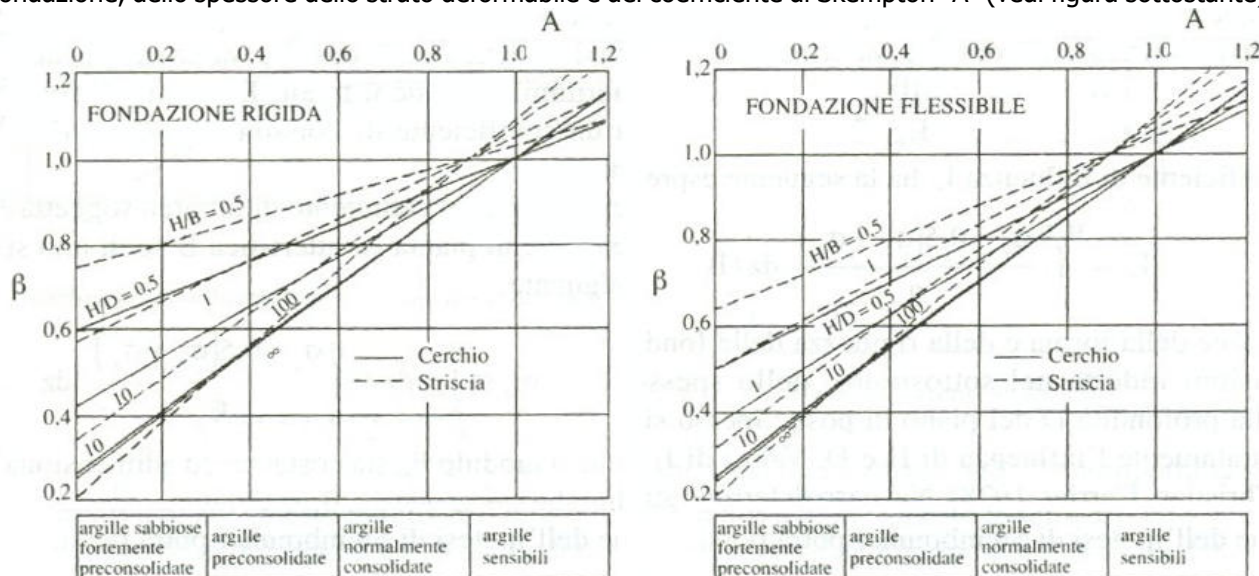
Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni  $\Delta\sigma$  nei vari strati, ognuno di spessore  $H_i$  e modulo  $E_{ed,i}$ , il cedimento edometrico risulta pari a:

$$w_{ed} = \sum_i \frac{\Delta\sigma_i}{E_{ed,i}} \cdot H_i$$

Per la stima del cedimento di consolidazione si utilizza il metodo di Skempton e Bjerrum che esprime tale cedimento come un'aliquota di quello edometrico, pertanto:

$$W_c = \beta \cdot W_{ed}$$

I valori del coefficiente  $\beta$  sono riportati in grafici in funzione della rigidezza della fondazione, della forma della fondazione, dello spessore dello strato deformabile e del coefficiente di Skempton "A" (vedi figura sottostante).



Il coefficiente "A" di Skempton può essere ricavato in funzione del grado di consolidazione del terreno come indicato nella seguente tabella.

Grado di consolidazione del terreno	$A_{Skempton}$
basso	$0,75 \div 1,50$
normale	$0,50 \div 1,00$
poco sovraconsolidato	$0,20 \div 0,50$
molto sovraconsolidato	$0,00 \div 0,25$

Il software utilizza il valore medio degli intervalli indicati. Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

Il cedimento iniziale  $w_0$  è calcolato con la teoria dell'elasticità in termini di tensioni totali secondo la seguente espressione:

$$w_0 = \frac{q \cdot B}{E_u} \cdot I_w$$

in cui:

- $E_u$  è il modulo di elasticità NON drenato;
- $q$  è il carico (medio ripartito) sulla fondazione;
- $B$  è la larghezza caratteristica della fondazione,
- $I_w$  è il coefficiente di influenza.

Il coefficiente di influenza  $I_w$  ha la seguente espressione:

$$I_w = \int_0^{H/B} \frac{\sigma_z - 0.5 \cdot (\sigma_x + \sigma_y)}{q} dz/B$$

in cui  $H$  è lo spessore dello strato deformabile e le  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  sono calcolate con un coefficiente di Poisson che, in condizioni NON drenate, è assunto pari a 0,5.

Il modulo di elasticità NON drenato di un terreno può essere ricavato dalla seguente tabella in cui è messo in relazione con la coesione NON drenata ( $c_u$ ), l'indice di plasticità ( $I_p$ ) e il grado di consolidazione del terreno (OCR). Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

Rapporto $K_u = (E_u/c_u)$			
Grado di consolidazione del terreno (OCR)	$I_p < 0,3$	$0,3 < I_p < 0,5$	$I_p > 0,5$
basso/normale ( $< 3$ )	800	400	200
poco sovraconsolidato (da 3 a 5)	500	300	150
molto sovraconsolidato ( $> 5$ )	300	200	100

Il cedimento finale è pari a:

$$w_f = w_0 + w_c.$$

## 7.3 Calcolo delle distorsioni angolari

Noti i cedimenti in un certo numero di punti significativi, è possibile calcolare le distorsioni angolari ( $\beta$ ) come:

$$\beta_{ij} = \Delta w_{ij}/L_{ij};$$

dove:

- $\Delta w_{ij}$ : cedimento differenziale tra i punti  $i$  e  $j$ ;
- $L_{ij}$ : distanza tra la coppia di punti  $i$  e  $j$ .

Sia nel tabulato che nelle tabelle seguenti, per comodità di lettura, sono riportati i valori inversi delle distorsioni angolari, confrontati con il valore inverso della distorsione ammissibile compatibile con la funzionalità dell'intera opera.

## 8 - VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

La verifica a scorrimento sul piano di posa della fondazione, eseguita allo SLU (SLV), consiste nel confronto fra la forza agente parallelamente al piano di scorrimento (azione,  $F_d$ ) e la resistenza ( $R_d$ ), ossia la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

La resistenza  $R_d$  della fondazione allo scorrimento è data dalla somma di tre componenti:

- 1) Componente dovuta all'attrito  $F_{RD1}$ , pari a:

$$F_{RD1} = N_d \cdot \tan \phi;$$

dove:

- $N_d$  = carico efficace di progetto, normale alla base della fondazione;
- $\phi$  = angolo di resistenza a taglio (d'attrito) del terreno a contatto con la fondazione.

- 2) Componente dovuta all'adesione  $F_{RD2}$ , pari a:

$$F_{RD2} = A' \cdot c;$$

---

dove:

$A'$  = superficie efficace della base della fondazione;

$c$  = coesione del terreno, pari alla coesione efficace ( $c'$ ) in condizioni drenate o alla coesione non drenata ( $c_u$ ) in condizioni non drenate.

- 3) Componente dovuta all'affondamento  $F_{RD3}$  della fondazione. Tale eventuale contributo resistente è dovuto alla spinta passiva che si genera sul lato verticale della fondazione quando le forze orizzontali la spingono contro lo scavo (incasso).

Si evidenzia che nel caso in cui lo sforzo normale sia di trazione i primi due contributi vengono annullati., nel caso in cui il terreno sia dotato di coesione non drenata e attrito, il programma esegue la verifica a scorrimento ignorando il contributo dovuto all'attrito terra-fondazione e calcola l'aliquota dovuta all'adesione con riferimento alla coesione non drenata.

Si precisa che il valore relativo alla colonna  $F_{Rd}$ , di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza allo scorrimento  $R_d$ , ossia il rapporto fra la resistenza ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$  relativo allo scorrimento della struttura di fondazione su piano di posa, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$  è stato assunto pari a **1,10** (tabella 6.4.I del D.M. 2018).

Sia nei " *Tabulati di calcolo* " che nella tabella seguente si riporta l'esito della suddetta verifica.

## VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

Id <sub>Fnd</sub>	CS	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	R <sub>tz</sub>	Z <sub>p.cmp</sub>	Z <sub>Fld</sub>	Cmp T	C. Terzaghi						Q <sub>Ed</sub>	Q <sub>Rd</sub>	R <sub>f</sub>
								per N <sub>q</sub>	per N <sub>c</sub>	per N <sub>γ</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>γ</sub>			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
<b>BLOCCO I</b>																
Corpo 1 Platea 1	1,82	2,40	0,90	0,00	0,25	-	NON Coesivo	1,27	1,31	0,84	8,14	17,3 3	7,54	0,117	0,213	N O
Corpo 2 Platea 1	1,85	2,40	0,90	180,00	0,25	-	NON Coesivo	1,26	1,30	0,85	8,14	17,3 3	7,53	0,114	0,211	N O
Corpo 3 Platea 1	2,51	2,55	1,75	180,00	0,25	-	NON Coesivo	1,37	1,41	0,72	9,31	18,9 3	9,05	0,104	0,262	N O
Corpo 4a, 4b Platea 1	1,93	2,40	0,90	180,00	0,30	-	NON Coesivo	1,28	1,33	0,85	8,24	17,4 7	7,66	0,115	0,223	N O
<b>BLOCCO II</b>																
Corpo 2a, 2b Platea 1	5,74	3,80	0,90	90,00	0,35	-	NON Coesivo	1,25	1,28	0,91	9,84	19,6 4	9,76	0,043	0,245	N O
<b>BLOCCO III</b>																
Corpo 1 Platea 1	3,67	4,45	3,00	90,00	0,40	-	NON Coesivo	1,37	1,41	0,70	11,4 5	21,7 4	11,9 8	0,096	0,354	N O
Corpo 1 Platea 2	1,49	3,00	0,90	0,00	0,40	-	NON Coesivo	1,27	1,31	0,86	9,18	18,7 5	8,88	0,165	0,245	N O
<b>BLOCCO IV</b>																
Corpo 1 Platea 1	2,89	5,40	1,30	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,23	1,26	0,90	11,2 1	21,4 4	11,6 4	0,101	0,292	N O

### LEGENDA:

<b>Id<sub>Fnd</sub></b>	Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
<b>CS</b>	Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS ≥ 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
<b>L<sub>x/y</sub></b>	Dimensioni dell'elemento di fondazione.
<b>R<sub>tz</sub></b>	Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
<b>Z<sub>p.cmp</sub></b>	Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
<b>Z<sub>Fld</sub></b>	Profondità della falda dal piano campagna.
<b>Cmp T</b>	Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
<b>C.</b>	Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
<b>Terzaghi</b>	
<b>Q<sub>Ed</sub></b>	Carico di progetto sul terreno.
<b>Q<sub>Rd</sub></b>	Resistenza di progetto del terreno.
<b>R<sub>f</sub></b>	[SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

## VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLD

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLD

Id <sub>Fnd</sub>	CS	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	R <sub>tz</sub>	Z <sub>p.cmp</sub>	Z <sub>Fld</sub>	Cmp T	C. Terzaghi						Q <sub>Ed</sub>	Q <sub>Rd</sub>	R <sub>f</sub>
								per N <sub>q</sub>	per N <sub>c</sub>	per N <sub>γ</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>γ</sub>			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
<b>BLOCCO I</b>																
Corpo 1 Platea 1	3,21	2,40	0,90	0,00	0,25	-	NON Coesivo	1,21	1,29	0,79	8,14	17,3 3	7,54	0,083	0,267	N O
Corpo 2 Platea 1	3,26	2,40	0,90	180,00	0,25	-	NON Coesivo	1,21	1,28	0,80	8,14	17,3 3	7,53	0,081	0,264	N O
Corpo 3 Platea 1	4,44	2,55	1,75	180,00	0,25	-	NON Coesivo	1,31	1,39	0,68	9,31	18,9 3	9,05	0,074	0,327	N O
Corpo 4a, 4b Platea 1	3,41	2,40	0,90	180,00	0,30	-	NON Coesivo	1,23	1,31	0,81	8,24	17,4 7	7,66	0,082	0,278	N O
<b>BLOCCO II</b>																
Corpo 2a, 2b Platea 1	9,80	3,80	0,90	90,00	0,35	-	NON Coesivo	1,20	1,26	0,87	9,84	19,6 4	9,76	0,031	0,306	N O
<b>BLOCCO III</b>																
Corpo 1 Platea 1	6,60	4,45	3,00	90,00	0,40	-	NON Coesivo	1,32	1,39	0,67	11,4 5	21,7 4	11,9 8	0,067	0,440	N O
Corpo 1 Platea 2	2,66	3,00	0,90	0,00	0,40	-	NON Coesivo	1,22	1,29	0,82	9,18	18,7 5	8,88	0,116	0,307	N O
<b>BLOCCO IV</b>																
Corpo 1 Platea 1	5,17	5,40	1,30	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,19	1,24	0,86	11,2 1	21,4 4	11,6 4	0,071	0,364	N O

### LEGENDA:

<b>Id<sub>Fnd</sub></b>	Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
<b>CS</b>	Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS ≥ 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
<b>L<sub>x/y</sub></b>	Dimensioni dell'elemento di fondazione.
<b>R<sub>tz</sub></b>	Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
<b>Z<sub>p.cmp</sub></b>	Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
<b>Z<sub>Fld</sub></b>	Profondità della falda dal piano campagna.
<b>Cmp T</b>	Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
<b>C.</b>	Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
<b>Terzaghi</b>	
<b>Q<sub>Ed</sub></b>	Carico di progetto sul terreno.
<b>Q<sub>Rd</sub></b>	Resistenza di progetto del terreno.
<b>R<sub>f</sub></b>	[SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.



## GEOTECNICA - VERIFICHE DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI

### Blocco I – Corpo 1

Id <sub>w</sub>	Id <sub>Δw</sub>	(L/ΔW) <sub>i-f</sub>	(L/ΔW) <sub>lim</sub>	CS
001	C0003-C0001	10.486,11	200	52,43
002	C0001-C0002	4.365,55	200	21,83
003	C0003-C0004	1.345,05	200	6,73
004	C0004-C0005	683,05	200	3,42

### Blocco I – Corpo 2

Id <sub>w</sub>	Id <sub>Δw</sub>	(L/ΔW) <sub>i-f</sub>	(L/ΔW) <sub>lim</sub>	CS
001	C0001-C0003	11.498,63	200	57,49
002	C0001-C0002	1.256,56	200	6,28
003	C0003-C0004	16.183,75	200	80,92
004	C0002-C0005	795,99	200	3,98

### Blocco I – Corpo 3

Id <sub>w</sub>	Id <sub>Δw</sub>	(L/ΔW) <sub>i-f</sub>	(L/ΔW) <sub>lim</sub>	CS
001	C0004-C0008	200,01	200	1,00
002	C0001-C0009	385,77	200	1,93
003	C0009-C0005	200,01	200	1,00
004	C0007-C0001	412,18	200	2,06
005	C0001-C0002	439,15	200	2,20
006	C0003-C0004	264,04	200	1,32
007	C0008-C0005	933,31	200	4,67
008	C0005-C0006	483,56	200	2,42

### Blocco I – Corpo 4a, 4b

Id <sub>w</sub>	Id <sub>Δw</sub>	(L/ΔW) <sub>i-f</sub>	(L/ΔW) <sub>lim</sub>	CS
001	C0003-C0001	12.357,07	200	61,79
002	C0001-C0002	13.434,07	200	67,17
003	C0003-C0004	1.438,51	200	7,19
004	C0004-C0005	922,57	200	4,61

### Blocco II – Corpo 2a, 2b

Id <sub>w</sub>	Id <sub>Δw</sub>	(L/ΔW) <sub>i-f</sub>	(L/ΔW) <sub>lim</sub>	CS
001	C0002-C0001	11.105,96	200	55,53
002	C0004-C0003	10.828,94	200	54,14
003	C0002-C0005	944,35	200	4,72
004	C0005-C0003	950,59	200	4,75

### Blocco III – Corpo 1

Id <sub>w</sub>	Id <sub>Δw</sub>	(L/ΔW) <sub>i-f</sub>	(L/ΔW) <sub>lim</sub>	CS
001	C0001-C0002	2.337,39	200	11,69
002	C0009-C0010	2.135,98	200	10,68
003	C0001-C0009	916,20	200	4,58
004	C0009-C0008	206,92	200	1,03
005	C0010-C0011	229,45	200	1,15

### Blocco IV – Corpo 1

Id <sub>w</sub>	Id <sub>Δw</sub>	(L/ΔW) <sub>i-f</sub>	(L/ΔW) <sub>lim</sub>	CS
001	C0002-C0001	350,68	200	1,75
002	C0001-C0005	350,79	200	1,75
003	C0006-C0003	316,43	200	1,58
004	C0003-C0004	317,69	200	1,59
005	C0001-C0007	238,40	200	1,19
006	C0007-C0003	306,39	200	1,53

### LEGENDA:

<b>Id<sub>w</sub></b>	Identificativo del Punto Significativo (punto in cui viene calcolato il cedimento).
<b>Id<sub>Δw</sub></b>	Identificativo del cedimento differenziale.
<b>(L/ΔW)<sub>i-f</sub></b>	Distorsione angolare ([NS] = Non Significativo - per valori di (L/ΔW) <sub>i-f</sub> maggiori o uguali di 50.000).
<b>(L/ΔW)<sub>lim</sub></b>	Distorsione angolare limite.
<b>CS</b>	Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS ≥ 100; [VNR] = Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).

## GEOTECNICA - VERIFICHE A SCORRIMENTO

### Blocco I – Corpo 1

Elm	Dir	N <sub>Ed</sub> [N]	M <sub>Ed</sub> [N-m]	V <sub>Ed</sub> [N]	F <sub>RD1</sub> [N]	F <sub>RD2</sub> [N]	F <sub>RD3</sub> [N]	F <sub>RD</sub> [N]	CS
Platea 1	B	167.596	27.171	10.096	61000	0	453	61453	6,09
	L	167.367	20.642	-7.262	60917	0	1206	62122	8,55

### Blocco I – Corpo 2

Elm	Dir	N <sub>Ed</sub> [N]	M <sub>Ed</sub> [N-m]	V <sub>Ed</sub> [N]	F <sub>RD1</sub> [N]	F <sub>RD2</sub> [N]	F <sub>RD3</sub> [N]	F <sub>RD</sub> [N]	CS
Platea 1	B	150.841	12.782	7.053	54902	0	453	55354	7,85
	L	151.096	-12.090	5.051	54994	0	1207	56201	11,13

### Blocco I – Corpo 3

Elm	Dir	N <sub>Ed</sub> [N]	M <sub>Ed</sub> [N-m]	V <sub>Ed</sub> [N]	F <sub>RD1</sub> [N]	F <sub>RD2</sub> [N]	F <sub>RD3</sub> [N]	F <sub>RD</sub> [N]	CS
Platea 1	B	306.694	-25.699	-11.885	111627	0	867	112495	9,47
	L	306.603	23.692	-12.336	111594	0	1264	112858	9,15

### Blocco I – Corpo 4a, 4b

Elm	Dir	N <sub>Ed</sub> [N]	M <sub>Ed</sub> [N-m]	V <sub>Ed</sub> [N]	F <sub>RD1</sub> [N]	F <sub>RD2</sub> [N]	F <sub>RD3</sub> [N]	F <sub>RD</sub> [N]	CS
Platea 1	B	148.015	13.335	7.015	53873	0	652	54525	7,77
	L	148.308	12.271	-4.430	53980	0	1738	55717	12,58

### Blocco II – Corpo 2a, 2b

Elm	Dir	N <sub>Ed</sub> [N]	M <sub>Ed</sub> [N-m]	V <sub>Ed</sub> [N]	F <sub>RD1</sub> [N]	F <sub>RD2</sub> [N]	F <sub>RD3</sub> [N]	F <sub>RD</sub> [N]	CS
Platea 1	B	93.168	-18.597	-5.186	33910	0	899	34810	6,71
	L	92.845	-10.579	7.446	33793	0	3798	37591	5,05

### Blocco III – Corpo 1

Elm	Dir	N <sub>Ed</sub> [N]	M <sub>Ed</sub> [N-m]	V <sub>Ed</sub> [N]	F <sub>RD1</sub> [N]	F <sub>RD2</sub> [N]	F <sub>RD3</sub> [N]	F <sub>RD</sub> [N]	CS
Platea 1	B	836.946	-68.055	-19.745	304623	0	3916	308539	15,63
	L	846.109	121.848	-22.452	307958	0	5809	313767	13,98
Platea 2	B	177.297	-117	2.088	64531	0	1175	65706	31,47
	L	185.631	-2.565	4.356	67564	0	3916	71480	16,41

### Blocco IV – Corpo 1

Elm	Dir	N <sub>Ed</sub> [N]	M <sub>Ed</sub> [N-m]	V <sub>Ed</sub> [N]	F <sub>RD1</sub> [N]	F <sub>RD2</sub> [N]	F <sub>RD3</sub> [N]	F <sub>RD</sub> [N]	CS
Platea 1	B	488.375	-46.235	-16.596	177754	0	2148	179902	10,84
	L	488.544	39.962	-12.738	177815	0	8921	186737	14,66

## LEGENDA:

<b>Elm</b>	Elemento di fondazione su cui si esegue la verifica.
<b>Dir</b>	Direzione di verifica: per Plinti [B]= asse locale 2; [L]= asse locale 3. Per Winkler [B]= asse locale 3; [L]= asse locale 1. Per Platee [B]= asse globale Y; [L]= asse globale X.
<b>F<sub>RD1</sub></b>	Aliquota di resistenza allo scorrimento per attrito terra-fondazione.
<b>F<sub>RD2</sub></b>	Aliquota di resistenza allo scorrimento per adesione.
<b>F<sub>RD3</sub></b>	Aliquota di resistenza allo scorrimento per affondamento.
<b>F<sub>RD</sub></b>	Resistenza allo scorrimento.
<b>CS</b>	Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS ≥ 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
<b>N<sub>Ed</sub>, M<sub>Ed</sub>, V<sub>Ed</sub></b>	Sollecitazioni di progetto.

## PALI - VERIFICHE A CARICO LIMITE VERTICALE E ORIZZONTALE ALLO SLU

### BLOCCO II – CORPO 1

<b>Id<sub>PI/Pnt PI</sub></b>	<b>Id<sub>Nd,sup</sub></b>	<b>Q<sub>Ed,V</sub></b> [N]	<b>Q<sub>Ed,O</sub></b> [N]	<b>Q<sub>Rd,V</sub></b> [N]	<b>Q<sub>Rd,V,Pt</sub></b> [N]	<b>Q<sub>Rd,V,Lt</sub></b> [N]	<b>Q<sub>Rd,O</sub></b> [N]	<b>M<sub>max,O</sub></b> [N-m]	<b>T.R.</b>	<b>Z<sub>c,pls</sub></b> [m]	<b>CS<sub>V</sub></b>	<b>CS<sub>O</sub></b>
PALO1	00011	3.082	29.373	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	9,04	1,09
PALO5	00013	3.063	29.281	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	9,10	1,09
PALO6	00014	3.293	29.238	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	8,46	1,09
PALO2	00012	3.286	29.327	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	8,48	1,09
PALO3	00010	3.046	27.413	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	9,15	1,17
PALO4	00009	2.919	26.962	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	9,55	1,19

### BLOCCO II – CORPO 3

<b>Id<sub>PI/Pnt PI</sub></b>	<b>Id<sub>Nd,sup</sub></b>	<b>Q<sub>Ed,V</sub></b> [N]	<b>Q<sub>Ed,O</sub></b> [N]	<b>Q<sub>Rd,V</sub></b> [N]	<b>Q<sub>Rd,V,Pt</sub></b> [N]	<b>Q<sub>Rd,V,Lt</sub></b> [N]	<b>Q<sub>Rd,O</sub></b> [N]	<b>M<sub>max,O</sub></b> [N-m]	<b>T.R.</b>	<b>Z<sub>c,pls</sub></b> [m]	<b>CS<sub>V</sub></b>	<b>CS<sub>O</sub></b>
PALO1	00063	3.217	31.814	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	8,66	1,01
PALO2	00018	3.185	29.275	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	8,75	1,09
PALO3	00013	3.280	27.035	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	8,50	1,18
PALO4	00017	3.187	28.718	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	8,74	1,11
PALO5	00060	3.216	29.984	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	8,66	1,07
PALO8	00064	3.216	31.820	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	8,66	1,01
PALO9	00016	3.066	29.267	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	9,09	1,09
PALO10	00015	3.294	26.949	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	8,46	1,19
PALO11	00014	3.074	28.725	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	9,06	1,11
PALO12	00061	3.167	29.993	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	8,80	1,07
PALO6	00065	3.225	30.213	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	8,64	1,06
PALO7	00062	3.222	29.008	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	8,65	1,10

### LEGENDA:

**Id<sub>PI/Pnt</sub>** Identificativo del palo o del plinto su pali.

**PI**

**Id<sub>Nd,sup</sub>** Identificativo del nodo all'estremo superiore del palo o della pilastrata cui il plinto è collegato.

**Q<sub>Ed,V</sub>** Carico verticale di progetto.

**Q<sub>Ed,O</sub>** Carico orizzontale di progetto.

**Q<sub>Rd,V</sub>** Resistenza di progetto verticale.

**Q<sub>Rd,V,Pt</sub>** Aliquota della resistenza di progetto verticale dovuto alla resistenza alla punta.

**Q<sub>Rd,V,Lt</sub>** Aliquota della resistenza di progetto verticale dovuto alla resistenza laterale.

**Q<sub>Rd,O</sub>** Resistenza di progetto orizzontale.

**M<sub>max,O</sub>** Momento massimo lungo il palo per carichi orizzontali.

**T.R.** Modalità di rottura per carico limite orizzontale (Palo Corto, Palo Medio, Palo Lungo).

**Z<sub>c,pls</sub>** Profondità della seconda cerniera plastica.

**CS<sub>V</sub>** Coefficiente di sicurezza per azioni verticali ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).

**CS<sub>O</sub>** Coefficiente di sicurezza per azioni orizzontali ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).

## PALI - VERIFICHE A CARICO LIMITE VERTICALE E ORIZZONTALE ALLO SLD

### BLOCCO II – CORPO 1

Id <sub>PI/Pnt PI</sub>	Id <sub>Nd,sup</sub>	Q <sub>Ed,V</sub> [N]	Q <sub>Ed,O</sub> [N]	Q <sub>Rd,V</sub> [N]	Q <sub>Rd,V,Pt</sub> [N]	Q <sub>Rd,V,Lt</sub> [N]	Q <sub>Rd,O</sub> [N]	M <sub>max,O</sub> [N·m]	T.R.	Z <sub>c,pls</sub> [m]	CS <sub>V</sub>	CS <sub>O</sub>
PALO1	00011	2.418	3.367	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	11,52	9,50
PALO5	00013	2.408	3.367	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	11,57	9,50
PALO6	00014	2.548	3.366	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	10,94	9,51
PALO2	00012	2.542	3.366	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	10,96	9,51
PALO3	00010	2.303	1.796	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	12,10	17,82
PALO4	00009	2.198	1.796	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	12,68	17,82

### BLOCCO II – CORPO 3

Id <sub>PI/Pnt PI</sub>	Id <sub>Nd,sup</sub>	Q <sub>Ed,V</sub> [N]	Q <sub>Ed,O</sub> [N]	Q <sub>Rd,V</sub> [N]	Q <sub>Rd,V,Pt</sub> [N]	Q <sub>Rd,V,Lt</sub> [N]	Q <sub>Rd,O</sub> [N]	M <sub>max,O</sub> [N·m]	T.R.	Z <sub>c,pls</sub> [m]	CS <sub>V</sub>	CS <sub>O</sub>
PALO1	00063	2.504	4.777	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	11,13	6,70
PALO2	00018	2.421	2.610	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	11,51	12,26
PALO3	00013	2.476	1.160	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	11,25	27,58
PALO4	00017	2.429	2.820	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	11,47	11,35
PALO5	00060	2.488	4.321	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	11,20	7,41
PALO8	00064	2.515	4.784	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	11,08	6,69
PALO9	00016	2.302	2.609	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	12,10	12,26
PALO10	00015	2.463	1.114	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	11,31	28,72
PALO11	00014	2.310	2.829	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	12,06	11,31
PALO12	00061	2.445	4.332	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	11,40	7,39
PALO6	00065	2.428	3.513	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	11,48	9,11
PALO7	00062	2.424	3.396	27.865	5.812	22.053	31.998	56958	Palo Lungo	2,57	11,50	9,42

### LEGENDA:

**Id<sub>PI/Pnt PI</sub>** Identificativo del palo o del plinto su pali.

**PI**

**Id<sub>Nd,sup</sub>** Identificativo del nodo all'estremo superiore del palo o della pilastrata cui il plinto è collegato.

**Q<sub>Ed,V</sub>** Carico verticale di progetto.

**Q<sub>Ed,O</sub>** Carico orizzontale di progetto.

**Q<sub>Rd,V</sub>** Resistenza di progetto verticale.

**Q<sub>Rd,V,Pt</sub>** Aliquota della resistenza di progetto verticale dovuto alla resistenza alla punta.

**Q<sub>Rd,V,Lt</sub>** Aliquota della resistenza di progetto verticale dovuto alla resistenza laterale.

**Q<sub>Rd,O</sub>** Resistenza di progetto orizzontale.

**M<sub>max,O</sub>** Momento massimo lungo il palo per carichi orizzontali.

**T.R.** Modalità di rottura per carico limite orizzontale (Palo Corto, Palo Medio, Palo Lungo).

**Z<sub>c,pls</sub>** Profondità della seconda cerniera plastica.

**CS<sub>V</sub>** Coefficiente di sicurezza per azioni verticali ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).

**CS<sub>O</sub>** Coefficiente di sicurezza per azioni orizzontali ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).

*Il progettista strutturale e direttore dei lavori*

*(Ing. Lucio Scovotto)*