



TITLE: RELAZIONE GEOTECNICA

AVAILABLE LANGUAGE: IT

RELAZIONE GEOTECNICA

Impianto di produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile
 agrovoltaica di potenza di picco pari a 70.239,90 kWp con
 sistema di accumulo integrato da 15 MW e relative opere di
 connessione alla rete RTN

"MUSSOMELI"

File: MUS.ENG.REL.010.00_Relazione Geotecnica.doc

REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED
00	14/09/2023	EMISSIONE	P.De Rose	L.Spaccino	V.Bretti
				A.Fata	

CLIENT VALIDATION

Name	Discipline	PE
COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATE BY

CLIENT CODE

IMP.			GROUP.			TYPE			PROGR.			REV	
M	U	S	E	N	G	R	E	L	0	1	0	0	0

CLASSIFICATION For Information or For Validation

UTILIZATION SCOPE Basic Design

This document is property of MUSSOMELI SOLAR S.R.L. It is strictly forbidden to reproduce this document, in whole or in part, and to provide to others any related information without the previous written consent by MUSSOMELI SOLAR S.R.L.

INDICE

CAPITOLO I – STRUTTURA DI BASE TRASFORMATORE

1. – RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI.....	1
1.1 – DESCRIZIONE GENERALE DELL’OPERA	1
1.2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1
1.3 - INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	1
1.3.1 – PROVE EFFETTUATE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	1
1.3.2 – IDROGEOLOGIA	3
1.3.3 – PROBLEMATICHE RISCONTRATE	3
1.4 - MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA’ SISMICA DEL SITO	3
1.4.1 - MODELLAZIONE GEOTECNICA	3
1.4.2 - PERICOLOSITA’ SISMICA	3
1.5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE	4
1.6 - VERIFICHE DI SICUREZZA.....	5
1.6.1 - CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE.....	5
1.6.2 - FATTORI CORRETTIVI AL CARICO LIMITE IN PRESENZA DI SISMA.....	8
1.7 - STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI.....	11
1.7.1 - CALCOLO DELL’INCREMENTO DELLE TENSIONI.....	11
1.7.2 - CALCOLO DEI CEDIMENTI.....	12
1.7.3 - CALCOLO DELLE DISTORSIONI ANGOLARI.....	14
1.8 - VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA.....	15
CAPITOLO II – EDIFICIO UTENZA	
2.1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL’OPERA	17
2.2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO	17
2.3 - INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	17
2.3.1 – PROVE EFFETTUATE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	17
2.3.2 – IDROGEOLOGIA	19
2.4 - MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA’ SISMICA DEL SITO	19
2.4.1 - MODELLAZIONE GEOTECNICA	19
2.4.2 - PERICOLOSITA’ SISMICA	19
2.5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE	21
2.6 - VERIFICHE DI SICUREZZA.....	21
2.6.1 - CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE.....	21
2.6.2 - FATTORI CORRETTIVI AL CARICO LIMITE IN PRESENZA DI SISMA.....	25
2.7 - STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI.....	27
2.7.1 - CALCOLO DELL’INCREMENTO DELLE TENSIONI.....	27
2.7.2 - CALCOLO DEI CEDIMENTI.....	28
2.7.3 - CALCOLO DELLE DISTORSIONI ANGOLARI.....	32
2.8 - VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA.....	32
CAPITOLO III – CABINATO	
3.1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL’OPERA	34
3.2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO	34
3.3 - INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	34
3.3.1 – PROVE EFFETTUATE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	34
3.3.2 – IDROGEOLOGIA	36
3.4 - MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA’ SISMICA DEL SITO	36
3.4.1 - MODELLAZIONE GEOTECNICA	36
3.4.2 - PERICOLOSITA’ SISMICA	36
3.5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE	37
3.6 - VERIFICHE DI SICUREZZA.....	38
3.6.1 - CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE.....	38

3.6.2 - FATTORI CORRETTIVI AL CARICO LIMITE IN PRESENZA DI SISMA.....	41
3.7 - STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI.....	43
3.7.1 - CALCOLO DELL'INCREMENTO DELLE TENSIONI.....	44
3.7.2 - CALCOLO DEI CEDIMENTI.....	45
3.7.3 - CALCOLO DELLE DISTORSIONI ANGOLARI.....	50
3.8 - VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA.....	50
CAPITOLO IV - TRACKER 2X30	52
4 RELAZIONE DI CALCOLO TRACKER	52
4.1 – NORMATIVE DI RIFERIMENTO	52
4.2 – RICHIAMI TEORICI.....	52
4.3 – DATI	55
4.4 – CONFIGURAZIONE ALFA = 0°.....	55
4.4.1 - CONDIZIONE DI CARICO.....	57
4.4.2 – OPZIONI DI CALCOLO.....	60
4.4.3 – ANALISI IN CONDIZIONI DRENATE.....	60
4.4.3.1 – RISULTATI.....	61
4.4.4 – ANALISI IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	64
4.4.4.1 – RISULTATI.....	64
4.5 – CONFIGURAZIONE ALFA = 55°.....	67
4.5.1 - CONDIZIONE DI CARICO.....	69
4.5.2 – OPZIONI DI CALCOLO.....	72
4.5.3 – ANALISI IN CONDIZIONI DRENATE.....	72
4.5.3.1 – RISULTATI.....	73
4.5.4 – ANALISI IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	76
4.4.4.1 – RISULTATI.....	76
CAPITOLO V - TRACKER 2X15	80
5 RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI.....	80
5.1 – NORMATIVE DI RIFERIMENTO	80
5.2 – RICHIAMI TEORICI.....	80
5.3 – DATI	83
5.4 – CONFIGURAZIONE ALFA = 0°.....	83
5.4.1 - CONDIZIONE DI CARICO.....	85
5.4.2 – OPZIONI DI CALCOLO.....	88
5.4.3 – ANALISI IN CONDIZIONI DRENATE.....	88
5.4.3.1 – RISULTATI.....	89
5.4.4 – ANALISI IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	92
5.4.4.1 – RISULTATI.....	92
5.5 – CONFIGURAZIONE ALFA = 55°.....	95
5.5.1 - CONDIZIONE DI CARICO.....	97
5.5.2 – OPZIONI DI CALCOLO.....	100
5.5.3 – ANALISI IN CONDIZIONI DRENATE.....	100
5.5.3.1 – RISULTATI.....	101
5.5.4 – ANALISI IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	104
5.5.4.1 – RISULTATI.....	104

CAPITOLO I – STRUTTURA DI BASE TRASFORMATORE

1. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

1.1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "volume significativo" per l'opera 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.

1.2 - 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. n. 8)

"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:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica" - EN 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

1.3 - INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

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

1.3.1 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, 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

N _{TRN}	γ _T	γ _{ts}	K ₁			φ	c _u	c'	E _d	E _{cu}	A _{S-B}	ST_P
			K _{1X}	K _{1Y}	K _{1Z}							
	[N/m ³]	[N/m ³]	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Terreno agrario												
T001	16 000	18 500	20	20	30	18	0,015	0,010	2	6	1,125	NO
Argilla limosa												

N _{TRN}	γ _T	γ _{Ts}	K ₁			φ	c _u	c'	E _d	E _{cu}	A _{S-B}	ST_P
			K _{1X}	K _{1Y}	K _{1Z}							
	[N/m ³]	[N/m ³]	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
T002	18 500	19 000	60	60	80	19	0,040	0,025	4	18	0,750	NO

LEGENDA:

N_{TRN}	Numero identificativo del terreno.
γ_T	Peso specifico del terreno.
γ_{Ts}	Peso specifico saturo del terreno.
K₁	Valori della costante di Winkler riferita alla piastra Standard di lato b = 30 cm nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K _{1X}), Y (K _{1Y}), e Z (K _{1Z}).
φ	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_{S-B}	Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.
ST_P	[SI]: Il terreno è usato nella valutazione delle spinte a tergo delle pareti/muri controterra; [NO]: Il terreno NON è usato nella valutazione delle spinte a tergo delle pareti/muri controterra.

STRATIGRAFIE

N _{TRN}	Q _i	Q _f	Cmp. S.	Add	ΔEd
	[m]	[m]			
[S001]-Stratigrafia					
T001	-0,30	-1,00	incoerente	sciolto	lineare
T002	-1,00	INF	coerente	denso	lineare

LEGENDA:

N_{TRN}	Numero identificativo della stratigrafia.
Q_i	Quota iniziale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia).
Q_f	Quota finale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia). INF = infinito (profondità dello strato finale).
Cmp. S.	Comportamento dello strato.
S.	
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, ..., n (numero di strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità significativa).

La **profondità o altezza significativa** del volume di calcolo del terreno, usata nelle varie verifiche geotecniche svolte dal programma, come già precedentemente accennato, è funzione del parametro *Multiplo della dimensione significativa della fondazione (m_{df})*.

Per le fondazioni di tipo *travi continue* la profondità significativa h_{vs} del volume di calcolo è pari a:

$$h_{vs} = b \cdot m_{df};$$

dove b è la larghezza della fondazione.

Per le fondazioni di tipo a *platea o a plinti* la profondità significativa h_{vs} del volume di calcolo è pari a:

$$h_{vs} = d_m \cdot m_{df};$$

dove d_m è la media delle dimensioni della base di impronta della platea o del plinto.

Nella seguente tabella sono riportati i valori attribuibili al parametro m_{df} ed il valore predefinito proposto dal programma.

Tipo di fondazione	Range di valori possibili di m _{df}	Valore predefinito di m _{df}
Travi continue	[1; 3]	3
Platee e plinti	[1; 3]	2

1.3.2 Idrogeologia

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

1.3.3 Problematiche riscontrate

Durante l'esecuzione delle prove e dall'elaborazione dei dati non sono emerse problematiche rilevanti alla realizzazione delle opere di fondazione. Si prevede l'asportazione del terreno superficiale per una profondità di cm 30 circa al fine di consentire all'apparato fondale di interessare il secondo strato di terreno.

1.4 - 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:

C [C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti], basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente ($c_{u,30}$).

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

1.4.1 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 rigidità 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.

1.4.2 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

Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir _{tmp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]
0	15	ND	ac	X Y	- -	S	N	C	NO	SI	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] = Media - [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 intelaiati monopiano;
Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano - [C-P/MP] = muratura in pietra e/o mattoni pieni - [C-BAS] = muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15%;
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_{tmp}** 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] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D.
- RP** Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.

Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	IrTmp	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]

RH Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.

ξ Coefficiente viscoso equivalente.

NOTE [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

DATI GENERALI ANALISI SISMICA - FATTORI DI COMPORTAMENTO

Dir	q'	q	q_0	K_R	α_u/α_1	k_w
X	-	1,500	4,000	-	1,00	-
Y	-	1,500	4,000	-	1,00	-
Z	-	1,000	-	-	-	-

LEGENDA:

q' Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU ridotto (Fattore di comportamento ridotto - relazione C7.3.1 circolare NTC)

q Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di comportamento).

q_0 Valore di base (comprensivo di k_w).

K_R Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza : pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza, 0,8 per costruzioni non regolari in altezza, e 0,75 per costruzioni in muratura esistenti non regolari in altezza (§ C8.5.5.1)..

α_u/α_1 Rapporto di sovrarresistenza.

k_w Fattore di riduzione di q_0 .

Stato Limite	T_r	a_g/g	Amplif. Stratigrafica		F_0	F_v	T^*_c	T_B	T_c	T_D
			S_s	C_c						
	[t]						[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0,0277	1,500	1,757	2,480	0,557	0,210	0,123	0,369	1,711
SLD	50	0,0343	1,500	1,638	2,502	0,626	0,260	0,142	0,426	1,737
SLV	475	0,0736	1,500	1,417	2,575	0,943	0,403	0,190	0,571	1,894
SLC	975	0,0897	1,500	1,384	2,663	1,077	0,433	0,200	0,599	1,959

LEGENDA:

T_r Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.

a_g/g Coefficiente di accelerazione al suolo.

S_s Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.

C_c Coefficienti di Amplificazione di T_c allo SLO/SLD/SLV/SLC.

F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

F_v Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale.

T^*_c Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_B Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.

T_c Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.

T_D Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

Cl Ed	V_N	V_R	Lat.	Long.	Q_g	CTop	S_r
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
2	50	50	37.573391	13.875345	500	T1	1,00

LEGENDA:

Cl Ed Classe dell'edificio

V_N Vita nominale ([t] = anni).

V_R Periodo di riferimento. [t] = anni.

Lat. Latitudine geografica del sito.

Long. Longitudine geografica del sito.

Q_g Altitudine geografica del sito.

CTop Categoria topografica (Vedi NOTE).

S_r 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 $i \leq 15^\circ$.

T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.

T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.

T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

1.5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

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

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

- fondazioni dirette a trave rovescia

1.6 - 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 γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

⁽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 γ_{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 γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan \phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_k	γ_γ	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 γ_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.

1.6.1 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:

$$q_{lim} = c \cdot N_{c,c} \cdot s_{c,c} \cdot d_{c,c} \cdot i_{c,c} \cdot g_{c,c} \cdot b_{c,c} \cdot \Psi_{c,c} + q \cdot N_{q,q} \cdot s_{q,q} \cdot d_{q,q} \cdot i_{q,q} \cdot g_{q,q} \cdot b_{q,q} \cdot \Psi_{q,q} + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_{\gamma,\gamma} \cdot s_{\gamma,\gamma} \cdot d_{\gamma,\gamma} \cdot i_{\gamma,\gamma} \cdot g_{\gamma,\gamma} \cdot b_{\gamma,\gamma} \cdot \Psi_{\gamma,\gamma} \cdot r$$

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;
- γ = 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;
- γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, ψ, r = coefficienti correttivi.

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

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

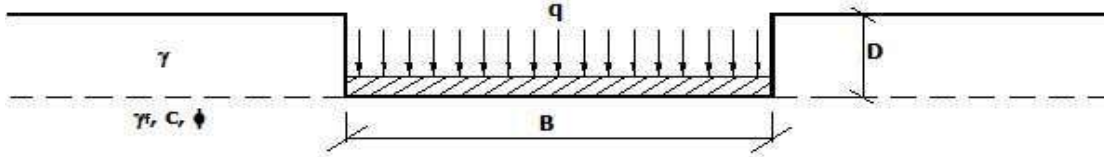
e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B;

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

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L;

con $B' \leq L'$.

dove:



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

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:

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

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_γ

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

con $B'/L' < 1$.

Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c, d_q, d_γ

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_γ

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 θ 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;

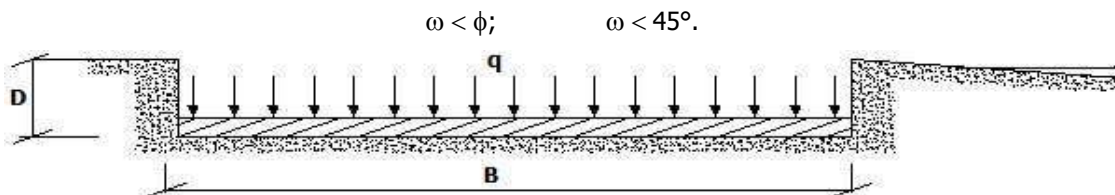
V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c, b_q, b_γ

Indicando con ω 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:

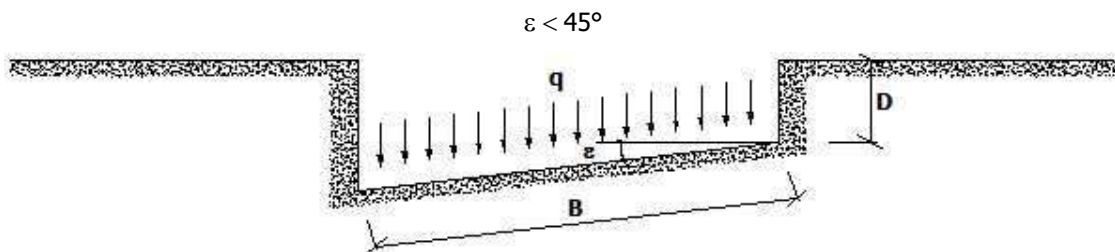


Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c, g_q, g_γ

Indicando con ε 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 $\beta_c, \beta_q, \beta_\gamma$

Si definisce l' *indice di rigidezza* del terreno come:

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

dove:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

= modulo d'elasticità tangenziale del terreno;

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

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

σ = tensione litostatica alla profondità D+B/2.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento Ψ_c , Ψ_q , Ψ_γ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left\{ \left[3,3 - 0,45 \frac{B}{L} \right] \cdot \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right\}}$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$\Psi_c = 0,32 + 0,12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0,6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\Psi_q = 1$	$\Psi_q = e^{\left\{ \left(0,6 \frac{B'}{L'} - 4,4 \right) \cdot \tan \phi + \frac{3,07 \sin \phi \cdot \text{Log}(2I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\Psi_\gamma = 1$	$\Psi_\gamma = \Psi_q$

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_γ :

$$r_\gamma = 1 - 0,25 \cdot \text{Log}(B/2) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

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

B [m]	2	2,5	3	3,5	4	5	10	20	100
r_γ	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:

$$q_{lim} = c_u \cdot (2 + \pi) \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

γ_{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 ϕ sia nullo ($\phi = 0$).

1.6.2 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**).

Nell'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:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q \cdot z_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma \cdot N_f \cdot s_f \cdot d_f \cdot i_f \cdot g_f \cdot b_f \cdot \Psi_f \cdot r_f \cdot z_f \cdot c_f$$

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

- z_c, z_q, z_f = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;
- c_f = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_f

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_f 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:

- β_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 β_s sono riportati nella seguente tabella:

	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_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_f è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$c_f = 1$	$c_f = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan \phi}\right)^{0,45}$ se $\frac{K_{hk}}{\tan \phi} < 1$, altrimenti $c_f = 0$

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale z_c, z_q, z_f

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 ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$Z_c = Z_q = Z_f = 1$	$Z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$ se $z_c > 0$ altrimenti $z_c = 0$
	$z_f = z_q = \left(1 - \frac{K_{hi}}{\tan \phi}\right)^{0,35}$ se $\frac{K_{hi}}{\tan \phi} < 1$ altrimenti $z_f = z_q = 0$

dove il coefficiente sismico K_{hi} è calcolato come rapporto fra forza orizzontale e verticale, variabile quindi per ogni combinazione di carico sismica.

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 γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_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_γ** ", 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:

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_{q,z_q}$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_{c,z_c}$$

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

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{p,cmp}	Z _{Fid}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]							[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Trave 1-3	6,18	2,79	0,60	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,35	0,00	1,00	5,14	0,00	0,018	0,114	N
Trave 2-4	5,93	2,79	0,60	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,35	0,00	1,00	5,14	0,00	0,019	0,114	O
Trave 2b-2	4,74	1,32	0,90	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,41	0,00	1,00	5,14	0,00	0,026	0,123	N
Trave 4b-4	4,59	1,30	0,90	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,42	0,00	1,00	5,14	0,00	0,027	0,124	N
Trave 1b-3b	11,7 1	2,60	0,60	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,35	0,00	1,00	5,14	0,00	0,010	0,114	N
Trave 2b-4b	11,7 1	2,60	0,60	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,36	0,00	1,00	5,14	0,00	0,010	0,114	N
Trave 1-1b	5,07	2,16	0,90	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,31	0,00	1,00	5,14	0,00	0,022	0,114	N
Trave 3-3b	5,05	2,15	0,90	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,31	0,00	1,00	5,14	0,00	0,023	0,114	N
Trave 1b-2b	2,91	2,70	0,90	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,28	0,00	1,00	5,14	0,00	0,038	0,111	N
Trave 3b-4b	3,35	2,70	0,90	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,27	0,00	1,00	5,14	0,00	0,033	0,111	N

LEGENDA:

Id_{Fnd} Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.

CS 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).

L_{x/y} Dimensioni dell'elemento di fondazione.

R_{tz} Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.

Z_{p,cmp} Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.

Z_{Fid} Profondità della falda dal piano campagna.

Cmp T Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.

C. Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.

Terzaghi

hi Carico di progetto sul terreno.

Q_{Ed} Resistenza di progetto del terreno.

Q_{Rd} [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLD

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{p,cmp}	Z _{Fid}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]							[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Trave 1-3	13,5 1	2,79	0,60	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,35	0,00	1,00	5,14	0,00	0,011	0,145	N
Trave 2-4	12,8 6	2,79	0,60	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,35	0,00	1,00	5,14	0,00	0,011	0,145	O
Trave 2b-2	10,6 9	1,32	0,90	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,38	0,00	1,00	5,14	0,00	0,014	0,153	N
Trave 4b-4	10,4 5	1,30	0,90	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,39	0,00	1,00	5,14	0,00	0,015	0,154	N
Trave 1b-3b	19,4 8	2,60	0,60	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,36	0,00	1,00	5,14	0,00	0,008	0,146	N
Trave 2b-4b	19,4 8	2,60	0,60	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,36	0,00	1,00	5,14	0,00	0,008	0,146	N
Trave 1-1b	10,4 4	2,16	0,90	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,30	0,00	1,00	5,14	0,00	0,014	0,145	N
Trave 3-3b	10,4 1	2,15	0,90	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,30	0,00	1,00	5,14	0,00	0,014	0,145	N
Trave 1b-2b	6,07	2,70	0,90	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,28	0,00	1,00	5,14	0,00	0,023	0,142	N

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{p,cmp}	Z _{fid}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]							[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Trave 3b-4b	6,85	2,70	0,90	0,00	0,45	-	Coesivo	1,00	1,28	0,00	1,00	5,14	0,00	0,021	0,142	O N O

LEGENDA:

Id_{Fnd}	Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
CS	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).
L_{x/y}	Dimensioni dell'elemento di fondazione.
R_{tz}	Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
Z_{p,cmp}	Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
Z_{fid}	Profondità della falda dal piano campagna.
Cmp T	Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
C.	Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
Terzaghi	
hi	
Q_{Ed}	Carico di progetto sul terreno.
Q_{Rd}	Resistenza di progetto del terreno.
R_f	[SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

1.7 - 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.

1.7.1 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 θ , z , r , sono determinate attraverso le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot R^5} \quad \sigma_r = -\frac{P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \left[\frac{3 \cdot r^2 \cdot z}{R} - \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot R}{(R+z)} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^2 \cdot r}{R^5} \quad \sigma_\theta = -\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{(R+z)} \right]$$

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

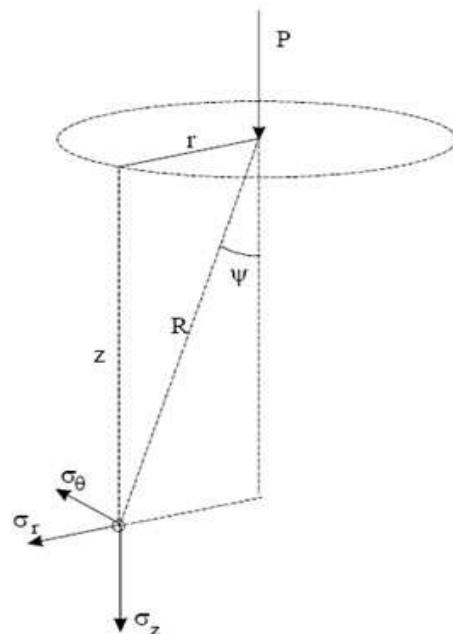
I valori delle tensioni radiali σ_r e tangenti σ_θ , proiettati sugli assi X e Y, diventano:

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

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

dove α 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.

1.7.2 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_0) 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**

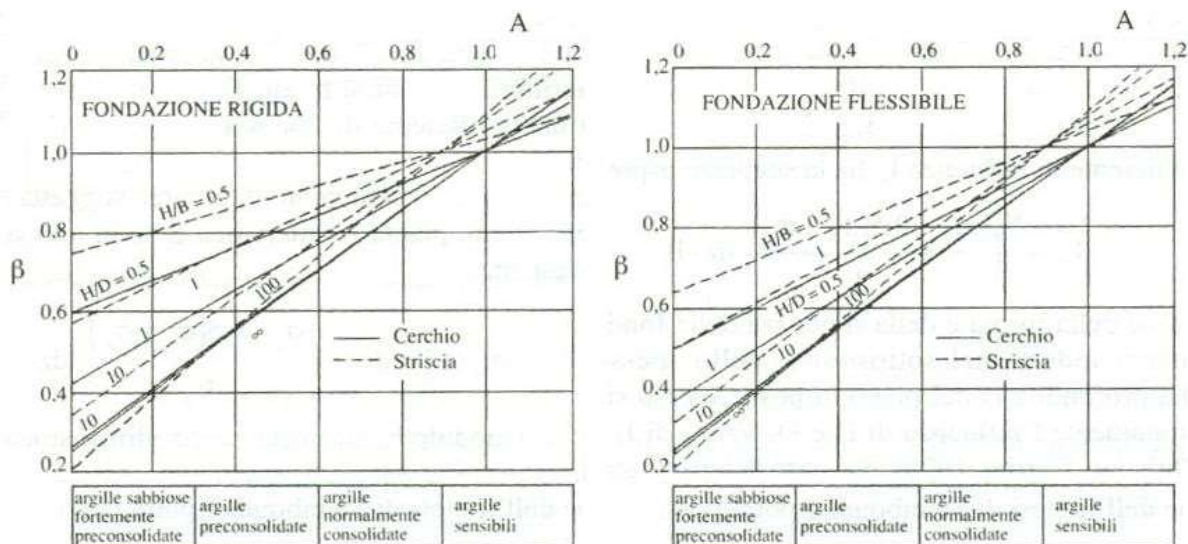
Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni $\Delta\sigma$ nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

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

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 β 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 ÷ 1,50
normale	0,50 ÷ 1,00
poco sovraconsolidato	0,20 ÷ 0,50
molto sovraconsolidato	0,00 ÷ 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 σ_x e σ_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.

Grado di consolidazione del terreno (OCR)	Rapporto $K_u = (E_u/c_u)$		
	$I_p < 0,3$	$0,3 < I_p < 0,5$	$I_p > 0,5$
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:

$$W_f = W_o + W_c.$$

CALCOLO DEI CEDIMENTI (Fondazione)

Geotecnica - Calcolo dei cedimenti						
Idw	Nps	Nid	W _{ed}	W _o	W _c	W _f
			[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
SLE Rare:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 1 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 0.5						
C0001	00004	1	0,17	0,04	0,16	0,20
C0002	00006	3	0,19	0,04	0,18	0,22
C0003	00008	2	0,20	0,07	0,18	0,25
C0004	00001	4	0,23	0,06	0,21	0,27
C0007	00010	1b	0,44	0,08	0,41	0,49
C0008	00012	2b	0,51	0,10	0,48	0,57
C0012	00011	4b	0,36	0,08	0,34	0,42
SLE Rare:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 1 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 1						
C0001	00004	1	0,20	0,05	0,19	0,23
C0002	00006	3	0,22	0,05	0,20	0,25
C0003	00008	2	0,22	0,08	0,21	0,29
C0004	00001	4	0,25	0,07	0,24	0,31
C0007	00010	1b	0,49	0,08	0,45	0,54
C0008	00012	2b	0,55	0,10	0,52	0,61
C0012	00011	4b	0,39	0,08	0,37	0,45
SLE Freq:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 0.9						
C0001	00004	1	0,09	0,00	0,09	0,09
C0002	00006	3	0,11	0,00	0,10	0,10
C0003	00008	2	0,11	0,00	0,10	0,10
C0004	00001	4	0,14	0,00	0,13	0,13
C0007	00010	1b	0,31	0,00	0,29	0,29
C0008	00012	2b	0,38	0,00	0,35	0,35
C0012	00011	4b	0,25	0,00	0,23	0,23
SLE Freq:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 0.8 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 0.2						
C0001	00004	1	0,06	0,00	0,06	0,06
C0002	00006	3	0,07	0,00	0,07	0,07
C0003	00008	2	0,06	0,00	0,06	0,06
C0004	00001	4	0,09	0,00	0,08	0,08
C0007	00010	1b	0,25	0,00	0,23	0,23
C0008	00012	2b	0,31	0,00	0,28	0,28
C0012	00011	4b	0,18	0,00	0,17	0,17
SLE Freq:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 0.8						
C0001	00004	1	0,05	0,00	0,05	0,05
C0002	00006	3	0,06	0,00	0,06	0,06
C0003	00008	2	0,05	0,00	0,05	0,05
C0004	00001	4	0,08	0,00	0,07	0,07
C0007	00010	1b	0,23	0,00	0,22	0,22
C0008	00012	2b	0,29	0,00	0,27	0,27
C0012	00011	4b	0,17	0,00	0,16	0,16
SLE Perm:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 0.8						
C0001	00004	1	0,05	0,00	0,05	0,05
C0002	00006	3	0,06	0,00	0,06	0,06
C0003	00008	2	0,05	0,00	0,05	0,05
C0004	00001	4	0,08	0,00	0,07	0,07
C0007	00010	1b	0,23	0,00	0,22	0,22
C0008	00012	2b	0,29	0,00	0,27	0,27
C0012	00011	4b	0,17	0,00	0,16	0,16

LEGENDA:

Id_w	Identificativo del Punto Significativo (punto in cui viene calcolato il cedimento).
N_{ps}	Numero identificativo del Punto Significativo.
N_{id}	Numero identificativo dell'elemento verticale (pilastro, estremo parete, setto). [*]= indica la presenza di un nodo intermedio calcolato sulla base della parete/setto/muro.
W_{ed}	Cedimento edometrico.
W_o	Cedimento istantaneo.
W_c	Cedimento di consolidazione.
W_f	Cedimento finale.

1.7.3 Calcolo delle distorsioni angolari

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

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

dove:

- Δw_{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.

GEOTECNICA - VERIFICHE DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI

Id _w	Id _{Δw}	(L/ΔW) _{i-f}	(L/ΔW) _{lim}	CS
001	C0001-C0007	718,86	300	2,40
002	C0007-C0008	3 377,97	300	11,26
003	C0008-C0003	409,04	300	1,36
004	C0002-C0012	2 440,81	300	8,14
005	C0012-C0004	914,85	300	3,05
006	C0001-C0002	17 216,67	300	57,39
007	C0003-C0004	6 820,62	300	22,74
008	C0001-C0003	11 080,56	300	36,94
009	C0003-C0004	6 820,62	300	22,74
010	C0002-C0004	10 824,25	300	36,08
011	C0001-C0002	17 216,67	300	57,39

LEGENDA:

Id_w	Identificativo del Punto Significativo (punto in cui viene calcolato il cedimento).
Id_{Δw}	Identificativo del cedimento differenziale.
(L/ΔW)_{i-f}	Distorsione angolare ([NS] = Non Significativo - per valori di (L/ΔW) _{i-f} maggiori o uguali di 50.000).
(L/ΔW)_{lim}	Distorsione angolare limite.
CS	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).

1.8 - 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;

φ = 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.

Inoltre, 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 γ_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 γ_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.

GEOTECNICA - VERIFICHE A SCORRIMENTO

Elm	Dir	N _{Ed} [N]	M _{Ed} [N-m]	V _{Ed} [N]	F _{RD1} [N]	F _{RD2} [N]	F _{RD3} [N]	F _{RD} [N]	CS
Trave 1-3	B	18 625	1 309	1 747	0	0	44329	44329	25,37
	L	19 700	-7 560	-1 662	0	0	4578	4578	2,75
Trave 2-4	B	22 664	-2 039	1 749	0	3992	44770	48762	27,88

Elm	Dir	N _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}	F _{RD1}	F _{RD2}	F _{RD3}	F _{RD}	CS
		[N]	[N-m]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	
	L	20 636	-5 039	-2 207	0	4207	4608	8816	3,99
Trave 2b-2	B	20 130	-2 132	2 346	0	9513	23882	33395	14,23
	L	20 640	4 538	2 224	0	9011	8928	17939	8,07
Trave 4b-4	B	17 117	-1 740	2 086	0	12054	21955	34008	16,30
	L	19 048	1 930	1 911	0	11840	9229	21070	11,03
Trave 1b-3b	B	19 437	-222	1 565	0	19238	39717	58955	37,67
	L	19 798	500	-1 366	0	19430	4583	24013	17,58
Trave 2b-4b	B	26 549	-220	1 565	0	19441	39717	59158	37,80
	L	25 155	644	-1 698	0	19418	4583	24001	14,13
Trave 1-1b	B	31 828	-3 622	2 794	0	14004	37992	51996	18,61
	L	33 021	-7 571	-3 360	0	13537	9286	22822	6,79
Trave 3-3b	B	26 724	-2 020	2 590	0	20241	36014	56256	21,72
	L	30 042	-3 203	-3 023	0	20145	9489	29634	9,80
Trave 1b-2b	B	43 789	504	3 013	0	32492	44111	76603	25,42
	L	42 418	-283	3 729	0	32097	9803	41899	11,24
Trave 3b-4b	B	35 800	-973	3 011	0	32354	44111	76466	25,40
	L	37 228	-225	3 610	0	32207	9803	42010	11,64

LEGENDA:

Elm	Elemento di fondazione su cui si esegue la verifica.
Dir	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.
F_{RD1}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per attrito terra-fondazione.
F_{RD2}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per adesione.
F_{RD3}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per affondamento.
F_{RD}	Resistenza allo scorrimento.
CS	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).
N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed}	Sollecitazioni di progetto.

CAPITOLO II – EDIFICIO UTENZA

2. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

2.1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "volume significativo" per l'opera 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.

2.2 - 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. n. 8)

"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:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica" - EN 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

2.3 - INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

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

2.3.1 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, 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

N _{TRN}	γ _T	γ _{Ts}	K ₁			φ	c _u	c'	E _d	E _{cu}	A _{S-B}	ST_P
			K _{1X}	K _{1Y}	K _{1Z}							
	[N/m ³]	[N/m ³]	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Terreno agrario												
T001	16 000	18 500	20	20	30	18	0,015	0,010	2	6	1,125	NO
Argilla limosa												
T002	18 500	19 000	60	60	80	19	0,040	0,025	4	18	0,750	NO
Riempimenti												
T003	18 000	19 000	20	20	30	20	0,000	0,000	1	0	0,000	SI

LEGENDA:

N_{TRN}	Numero identificativo del terreno.
γ_T	Peso specifico del terreno.
γ_{Ts}	Peso specifico saturo del terreno.
K₁	Valori della costante di Winkler riferita alla piastra Standard di lato b = 30 cm nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K _{1X}), Y (K _{1Y}), e Z (K _{1Z}).
φ	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_{S-B}	Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.
ST_P	[SI]: Il terreno è usato nella valutazione delle spinte a tergo delle pareti/muri controterra; [NO]: Il terreno NON è usato nella valutazione delle spinte a tergo delle pareti/muri controterra.

STRATIGRAFIE

N _{TRN}	Q _i	Q _f	Cmp. S.	Add	ΔEd
	[m]	[m]			
[S001]-Stratigrafia					
T001	0,20	-0,60	incoerente	sciolto	nulla
T002	-0,60	INF	coerente	denso	lineare

LEGENDA:

N_{TRN}	Numero identificativo della stratigrafia.
Q_i	Quota iniziale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia).
Q_f	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, ..., n (numero di strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità significativa).

La **profondità o altezza significativa** del volume di calcolo del terreno, usata nelle varie verifiche geotecniche svolte dal programma, come già precedentemente accennato, è funzione del parametro *Multiplo della dimensione significativa della fondazione* (m_{df}).

Per le fondazioni di tipo *travi continue* la profondità significativa h_{vs} del volume di calcolo è pari a:

$$h_{vs} = b \cdot m_{df};$$

dove b è la larghezza della fondazione.

Per le fondazioni di tipo a *platea o a plinti* la profondità significativa h_{vs} del volume di calcolo è pari a:

$$h_{vs} = d_m \cdot m_{df};$$

dove d_m è la media delle dimensioni della base di impronta della platea o del plinto.

Nella seguente tabella sono riportati i valori attribuibili al parametro m_{df} ed il valore predefinito proposto dal programma.

Tipo di fondazione	Range di valori possibili di	Valore predefinito di m _{df}
--------------------	------------------------------	---------------------------------------

	m_{df}	
Travi continue	[1; 3]	3
Platee e plinti	[1; 3]	2

2.3.2 Idrogeologia

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

2.3.3 Problematiche riscontrate

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

2.4 - 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:

C [C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti], basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente ($c_{u,30}$).

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

2.4.1 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 rigidità 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.

2.4.2 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

Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir_{tmp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]
0	15	B	ca	X Y	[P] [P]	S	N	C	SI	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] = Media - [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 - [C-P/MP] = muratura in pietra e/o mattoni pieni - [C-BAS] = muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15%;

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_{tmp} 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

Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	IrTmp	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]

grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D.

RP Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.

RH Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.

ξ Coefficiente viscoso equivalente.

NOTE [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

DATI GENERALI ANALISI SISMICA - FATTORI DI COMPORTAMENTO

Dir	q'	q	q_0	K_R	α_u/α_1	k_w
X	-	1,500	1,800	0,80	1,20	0,50
Y	-	1,500	1,800	0,80	1,20	0,50
Z	-	1,500	-	-	-	-

LEGENDA:

q' Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU ridotto (Fattore di comportamento ridotto - relazione C7.3.1 circolare NTC)

q Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di comportamento).

q_0 Valore di base (comprensivo di k_w).

K_R Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza : pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza, 0,8 per costruzioni non regolari in altezza, e 0,75 per costruzioni in muratura esistenti non regolari in altezza (§ C8.5.5.1)..

α_u/α_1 Rapporto di sovraresistenza.

k_w Fattore di riduzione di q_0 .

Stato Limite	T_r	a_g/g	Amplif. Stratigrafica		F_0	F_v	T^*_c	T_B	T_c	T_D
			S_s	C_c						
	[t]						[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0,0277	1,500	1,757	2,480	0,557	0,210	0,123	0,369	1,711
SLD	50	0,0343	1,500	1,638	2,502	0,626	0,260	0,142	0,426	1,737
SLV	475	0,0736	1,500	1,417	2,575	0,943	0,403	0,190	0,571	1,894
SLC	975	0,0897	1,500	1,384	2,663	1,077	0,433	0,200	0,599	1,959

LEGENDA:

T_r Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.

a_g/g Coefficiente di accelerazione al suolo.

S_s Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.

C_c Coefficienti di Amplificazione di T_c allo SLO/SLD/SLV/SLC.

F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

F_v Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale.

T^*_c Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_B Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.

T_c Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.

T_D Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

Cl Ed	V_N	V_R	Lat.	Long.	Q_g	CTop	S_T
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
2	50	50	37.573391	13.875345	500	T1	1,00

LEGENDA:

Cl Ed Classe dell'edificio

V_N Vita nominale ([t] = anni).

V_R Periodo di riferimento. [t] = anni.

Lat. Latitudine geografica del sito.

Long. Longitudine geografica del sito.

Q_g Altitudine geografica del sito.

CTop Categoria topografica (Vedi NOTE).

S_T 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 $i \leq 15^\circ$.

T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.

T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.

T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

2.5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

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

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

- fondazioni dirette.

2.6 - 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 γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

⁽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 γ_{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 γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan(\phi_k)$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_s	γ_γ	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 γ_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.

2.6.1 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;
- γ = 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;

γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, ψ , r = coefficienti correttivi.

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

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

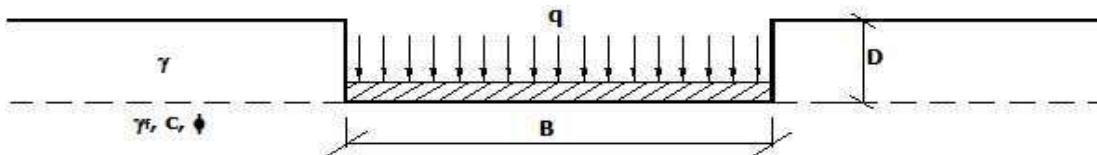
e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B;

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

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L;

con $B' \leq L'$.

dove:



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

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:

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

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_γ

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

con $B'/L' < 1$.

Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c, d_q, d_γ

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_γ

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 θ 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;

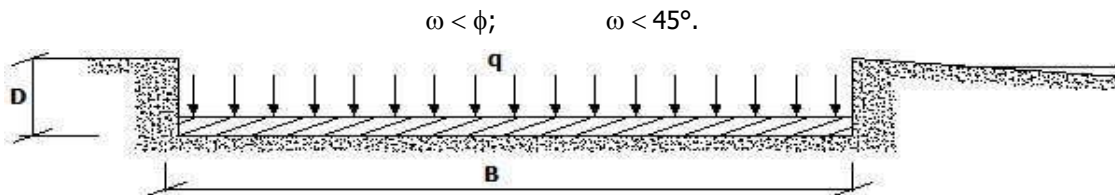
V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , b_γ

Indicando con ω 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:



$$\omega < \phi; \quad \omega < 45^\circ.$$

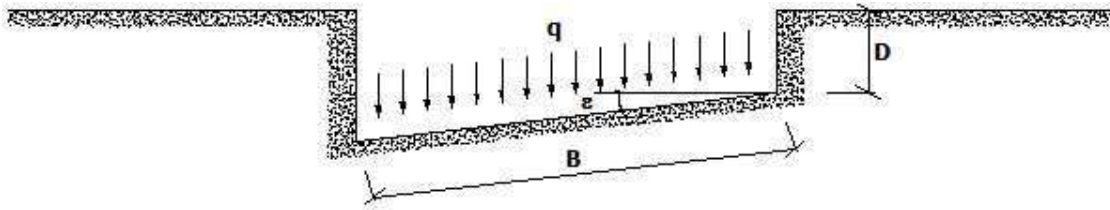
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , g_γ

Indicando con ε 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:

$$\varepsilon < 45^\circ$$



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);

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

σ = 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 rigidità I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left\{ \left[3,3 - 0,45 \cdot \frac{B}{L} \right] \cdot \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right\}}$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$\Psi_c = 0,32 + 0,12 \cdot \frac{B}{L} + 0,6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\Psi_q = 1$	$\Psi_q = e^{\left\{ \left[0,6 - 4,4 \cdot \frac{B}{L} \right] \cdot \tan \phi + \frac{3,07 \cdot \sin \phi \cdot \text{Log}(2I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\Psi_\gamma = 1$	$\Psi_\gamma = \Psi_q$

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



$$r_\gamma = 1 - 0,25 \cdot \text{Log}(B/2) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

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

B [m]	2	2,5	3	3,5	4	5	10	20	100
r_γ	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:

$$q_{lim} = c_u \cdot (2 + \pi) \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

γ_{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 ϕ sia nullo ($\phi = 0$).

2.6.2 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**).

Nell'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:

$$q_{lim} = c \cdot N \cdot s \cdot d \cdot i \cdot g \cdot b \cdot \Psi \cdot z + q \cdot N \cdot s \cdot d \cdot i \cdot g \cdot b \cdot \Psi \cdot z + \frac{B'}{2} \cdot \gamma \cdot N \cdot s \cdot d \cdot i \cdot g \cdot b \cdot \Psi \cdot r \cdot z \cdot c$$

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

- Z_c, Z_q, Z_γ = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;
- c_γ = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_γ 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:

- β_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 β_s sono riportati nella seguente tabella:

	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_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_γ è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$c_\gamma = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan \phi}\right)^{0,5}$ se $\frac{K_{hk}}{\tan \phi} < 1$, altrimenti $c_\gamma = 0$

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale Z_c, Z_q, Z_γ

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 il coefficiente sismico K_{hi} è calcolato come rapporto fra forza orizzontale e verticale, variabile quindi per ogni combinazione di carico sismica.

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 γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_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_γ ", 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:

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_{q,z}$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_{c,z}$$

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

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{p,cmp}	Z _{Fid}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Platea 1	2,34	24,32	6,98	0,00	3,45	-	Coesivo	1,00	1,27	0,00	1,00	5,14	0,00	0,060	0,141	N O

LEGENDA:

Id_{Fnd}	Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
CS	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).
L_{x/y}	Dimensioni dell'elemento di fondazione.
R_{tz}	Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
Z_{p,cmp}	Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
Z_{Fid}	Profondità della falda dal piano campagna.
Cmp T	Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
C.	Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
Terzaghi	
hi	
Q_{Ed}	Carico di progetto sul terreno.
Q_{Rd}	Resistenza di progetto del terreno.
R_f	[SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLD

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{p,cmp}	Z _{Fid}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Platea 1	4,32	24,32	6,98	0,00	3,45	-	Coesivo	1,00	1,26	0,00	1,00	5,14	0,00	0,042	0,180	N O

LEGENDA:

Id_{Fnd}	Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
CS	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).
L_{x/y}	Dimensioni dell'elemento di fondazione.
R_{tz}	Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
Z_{p,cmp}	Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
Z_{Fid}	Profondità della falda dal piano campagna.
Cmp T	Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
C.	Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
Terzaghi	
hi	
Q_{Ed}	Carico di progetto sul terreno.
Q_{Rd}	Resistenza di progetto del terreno.
R_f	[SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

2.7 - 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.

2.7.1 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 θ, z, r , sono determinate attraverso le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot R^5} \cdot r \quad \sigma_r = -\frac{P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[-\frac{3 \cdot r^2 \cdot z}{R} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot R}{(R+z)} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^2 \cdot r}{R^5} \quad \sigma_\theta = -\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{R^3}{R} - \frac{R}{(R+z)} \right]$$

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

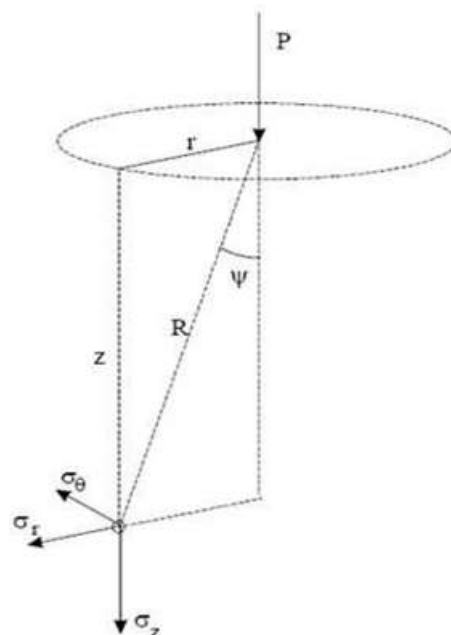
I valori delle tensioni radiali σ_r e tangenti σ_θ , proiettati sugli assi X e Y , diventano:

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

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

dove α 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.

2.7.2 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_0) 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**

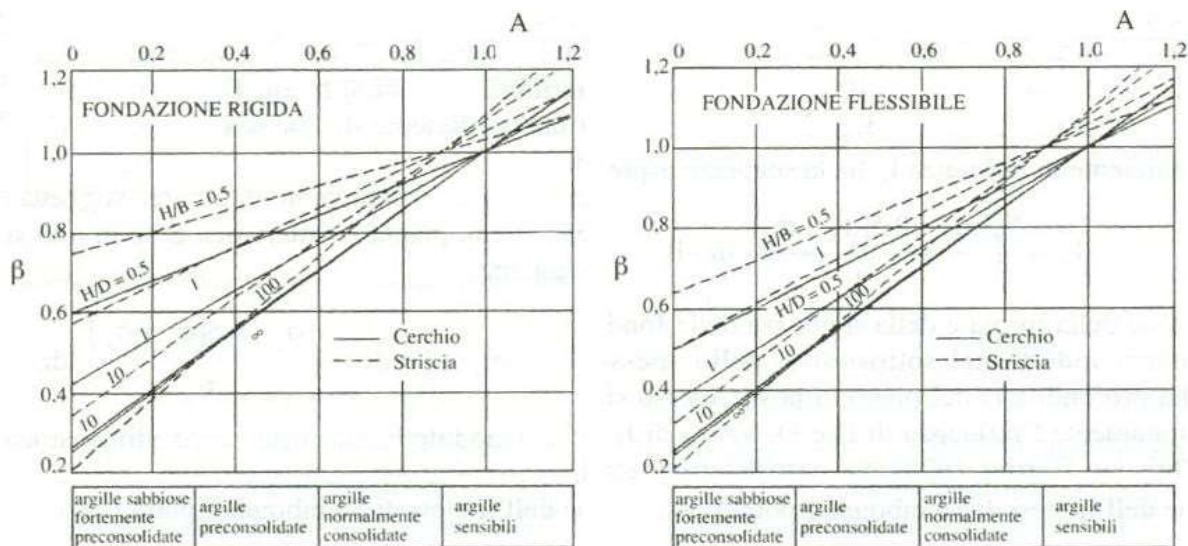
Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni $\Delta\sigma$ nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

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

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 β sono riportati in grafici in funzione della rigidità 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 ÷ 1,50
normale	0,50 ÷ 1,00
poco sovraconsolidato	0,20 ÷ 0,50
molto sovraconsolidato	0,00 ÷ 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 σ_x e σ_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:

$$w_f = w_0 + w_c.$$

CALCOLO DEI CEDIMENTI (Fondazione)

Geotecnica - Calcolo dei cedimenti

Idw	Nps	Nid	Geotecnica - Calcolo dei cedimenti			
			W _{ed} [cm]	W _o [cm]	W _c [cm]	W _f [cm]
SLE Rare:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Uffici * 1 + Magazzini * 1 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 0.5 + Spinta Terreno (statica) * 1						
C0001	00031	12	0,00	0,00	0,00	0,00
C0002	00026	6	0,00	0,00	0,00	0,00
C0003	00025	7	0,00	0,00	0,00	0,00
C0004	00029	4	0,00	0,00	0,00	0,00
C0005	00033	10	0,00	0,00	0,00	0,00
C0006	00027	2	0,00	0,00	0,00	0,00
C0007	00036	1	0,00	0,00	0,00	0,00
C0008	00030	5	0,00	0,00	0,00	0,00
C0009	00034	9	0,00	0,00	0,00	0,00
C0010	00035	8	0,00	0,00	0,00	0,00
C0011	00032	11	0,00	0,00	0,00	0,00
C0012	00028	3	0,00	0,00	0,00	0,00
C0013	00489		0,00	0,00	0,00	0,00
C0014	00040		0,00	0,00	0,00	0,00
C0015	00039		0,00	0,00	0,00	0,00
C0016	00038		0,00	0,00	0,00	0,00
C0017	00037		0,00	0,00	0,00	0,00
SLE Rare:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Uffici * 0.7 + Magazzini * 1 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 0.5 + Spinta Terreno (statica) * 1						
C0001	00031	12	0,00	0,00	0,00	0,00
C0002	00026	6	0,00	0,00	0,00	0,00
C0003	00025	7	0,00	0,00	0,00	0,00
C0004	00029	4	0,00	0,00	0,00	0,00
C0005	00033	10	0,00	0,00	0,00	0,00
C0006	00027	2	0,00	0,00	0,00	0,00
C0007	00036	1	0,00	0,00	0,00	0,00
C0008	00030	5	0,00	0,00	0,00	0,00
C0009	00034	9	0,00	0,00	0,00	0,00
C0010	00035	8	0,00	0,00	0,00	0,00
C0011	00032	11	0,00	0,00	0,00	0,00
C0012	00028	3	0,00	0,00	0,00	0,00
C0013	00489		0,00	0,00	0,00	0,00
C0014	00040		0,00	0,00	0,00	0,00
C0015	00039		0,00	0,00	0,00	0,00
C0016	00038		0,00	0,00	0,00	0,00
C0017	00037		0,00	0,00	0,00	0,00
SLE Rare:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Uffici * 0.7 + Magazzini * 1 + Coperture accessibili solo per manutenzione * 1 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 0.5 + Spinta Terreno (statica) * 1						
C0001	00031	12	0,00	0,00	0,00	0,00
C0002	00026	6	0,00	0,00	0,00	0,00
C0003	00025	7	0,00	0,00	0,00	0,00
C0004	00029	4	0,00	0,00	0,00	0,00
C0005	00033	10	0,00	0,00	0,00	0,00
C0006	00027	2	0,00	0,00	0,00	0,00
C0007	00036	1	0,00	0,00	0,00	0,00
C0008	00030	5	0,00	0,00	0,00	0,00
C0009	00034	9	0,00	0,00	0,00	0,00
C0010	00035	8	0,00	0,00	0,00	0,00
C0011	00032	11	0,00	0,00	0,00	0,00
C0012	00028	3	0,00	0,00	0,00	0,00
C0013	00489		0,00	0,00	0,00	0,00
C0014	00040		0,00	0,00	0,00	0,00
C0015	00039		0,00	0,00	0,00	0,00
C0016	00038		0,00	0,00	0,00	0,00
C0017	00037		0,00	0,00	0,00	0,00
SLE Rare:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Uffici * 0.7 + Magazzini * 1 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 1 + Spinta Terreno (statica) * 1						
C0001	00031	12	0,00	0,00	0,00	0,00
C0002	00026	6	0,00	0,00	0,00	0,00
C0003	00025	7	0,00	0,00	0,00	0,00
C0004	00029	4	0,00	0,00	0,00	0,00
C0005	00033	10	0,00	0,00	0,00	0,00
C0006	00027	2	0,00	0,00	0,00	0,00
C0007	00036	1	0,00	0,00	0,00	0,00
C0008	00030	5	0,00	0,00	0,00	0,00
C0009	00034	9	0,00	0,00	0,00	0,00
C0010	00035	8	0,00	0,00	0,00	0,00
C0011	00032	11	0,00	0,00	0,00	0,00
C0012	00028	3	0,00	0,00	0,00	0,00
C0013	00489		0,00	0,00	0,00	0,00
C0014	00040		0,00	0,00	0,00	0,00
C0015	00039		0,00	0,00	0,00	0,00
C0016	00038		0,00	0,00	0,00	0,00
C0017	00037		0,00	0,00	0,00	0,00
SLE Freq:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Uffici * 0.5 + Magazzini * 0.8 + Spinta Terreno (statica) * 1						
C0001	00031	12	0,00	0,00	0,00	0,00
C0002	00026	6	0,00	0,00	0,00	0,00
C0003	00025	7	0,00	0,00	0,00	0,00
C0004	00029	4	0,00	0,00	0,00	0,00

Geotecnica - Calcolo dei cedimenti

Idw	Nps	Nid	W _{ed} (cm)	W _o (cm)	W _c (cm)	W _r (cm)
C0005	00033	10	0,00	0,00	0,00	0,00
C0006	00027	2	0,00	0,00	0,00	0,00
C0007	00036	1	0,00	0,00	0,00	0,00
C0008	00030	5	0,00	0,00	0,00	0,00
C0009	00034	9	0,00	0,00	0,00	0,00
C0010	00035	8	0,00	0,00	0,00	0,00
C0011	00032	11	0,00	0,00	0,00	0,00
C0012	00028	3	0,00	0,00	0,00	0,00
C0013	00489		0,00	0,00	0,00	0,00
C0014	00040		0,00	0,00	0,00	0,00
C0015	00039		0,00	0,00	0,00	0,00
C0016	00038		0,00	0,00	0,00	0,00
C0017	00037		0,00	0,00	0,00	0,00
SLE Freq:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Uffici * 0.3 + Magazzini * 0.9 + Spinta Terreno (statica) * 1						
C0001	00031	12	0,00	0,00	0,00	0,00
C0002	00026	6	0,00	0,00	0,00	0,00
C0003	00025	7	0,00	0,00	0,00	0,00
C0004	00029	4	0,00	0,00	0,00	0,00
C0005	00033	10	0,00	0,00	0,00	0,00
C0006	00027	2	0,00	0,00	0,00	0,00
C0007	00036	1	0,00	0,00	0,00	0,00
C0008	00030	5	0,00	0,00	0,00	0,00
C0009	00034	9	0,00	0,00	0,00	0,00
C0010	00035	8	0,00	0,00	0,00	0,00
C0011	00032	11	0,00	0,00	0,00	0,00
C0012	00028	3	0,00	0,00	0,00	0,00
C0013	00489		0,00	0,00	0,00	0,00
C0014	00040		0,00	0,00	0,00	0,00
C0015	00039		0,00	0,00	0,00	0,00
C0016	00038		0,00	0,00	0,00	0,00
C0017	00037		0,00	0,00	0,00	0,00
SLE Freq:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Uffici * 0.3 + Magazzini * 0.8 + Spinta Terreno (statica) * 1						
C0001	00031	12	0,00	0,00	0,00	0,00
C0002	00026	6	0,00	0,00	0,00	0,00
C0003	00025	7	0,00	0,00	0,00	0,00
C0004	00029	4	0,00	0,00	0,00	0,00
C0005	00033	10	0,00	0,00	0,00	0,00
C0006	00027	2	0,00	0,00	0,00	0,00
C0007	00036	1	0,00	0,00	0,00	0,00
C0008	00030	5	0,00	0,00	0,00	0,00
C0009	00034	9	0,00	0,00	0,00	0,00
C0010	00035	8	0,00	0,00	0,00	0,00
C0011	00032	11	0,00	0,00	0,00	0,00
C0012	00028	3	0,00	0,00	0,00	0,00
C0013	00489		0,00	0,00	0,00	0,00
C0014	00040		0,00	0,00	0,00	0,00
C0015	00039		0,00	0,00	0,00	0,00
C0016	00038		0,00	0,00	0,00	0,00
C0017	00037		0,00	0,00	0,00	0,00
SLE Freq:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Uffici * 0.3 + Magazzini * 0.8 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 0.2 + Spinta Terreno (statica) * 1						
C0001	00031	12	0,00	0,00	0,00	0,00
C0002	00026	6	0,00	0,00	0,00	0,00
C0003	00025	7	0,00	0,00	0,00	0,00
C0004	00029	4	0,00	0,00	0,00	0,00
C0005	00033	10	0,00	0,00	0,00	0,00
C0006	00027	2	0,00	0,00	0,00	0,00
C0007	00036	1	0,00	0,00	0,00	0,00
C0008	00030	5	0,00	0,00	0,00	0,00
C0009	00034	9	0,00	0,00	0,00	0,00
C0010	00035	8	0,00	0,00	0,00	0,00
C0011	00032	11	0,00	0,00	0,00	0,00
C0012	00028	3	0,00	0,00	0,00	0,00
C0013	00489		0,00	0,00	0,00	0,00
C0014	00040		0,00	0,00	0,00	0,00
C0015	00039		0,00	0,00	0,00	0,00
C0016	00038		0,00	0,00	0,00	0,00
C0017	00037		0,00	0,00	0,00	0,00
SLE Perm:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Uffici * 0.3 + Magazzini * 0.8 + Spinta Terreno (statica) * 1						
C0001	00031	12	0,00	0,00	0,00	0,00
C0002	00026	6	0,00	0,00	0,00	0,00
C0003	00025	7	0,00	0,00	0,00	0,00
C0004	00029	4	0,00	0,00	0,00	0,00
C0005	00033	10	0,00	0,00	0,00	0,00
C0006	00027	2	0,00	0,00	0,00	0,00
C0007	00036	1	0,00	0,00	0,00	0,00
C0008	00030	5	0,00	0,00	0,00	0,00
C0009	00034	9	0,00	0,00	0,00	0,00
C0010	00035	8	0,00	0,00	0,00	0,00
C0011	00032	11	0,00	0,00	0,00	0,00
C0012	00028	3	0,00	0,00	0,00	0,00
C0013	00489		0,00	0,00	0,00	0,00

Geotecnica - Calcolo dei cedimenti						
Idw	Nps	Nid	W _{ed}	W _o	W _c	W _f
			[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
C0014	00040		0,00	0,00	0,00	0,00
C0015	00039		0,00	0,00	0,00	0,00
C0016	00038		0,00	0,00	0,00	0,00
C0017	00037		0,00	0,00	0,00	0,00

LEGENDA:

Idw	Identificativo del Punto Significativo (punto in cui viene calcolato il cedimento).
Nps	Numero identificativo del Punto Significativo.
Nid	Numero identificativo dell'elemento verticale (pilastro, estremo parete, setto). [*]= indica la presenza di un nodo intermedio calcolato sulla base della parete/setto/muro.
W_{ed}	Cedimento edometrico.
W_o	Cedimento istantaneo.
W_c	Cedimento di consolidazione.
W_f	Cedimento finale.

2.7.3 Calcolo delle distorsioni angolari

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

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

dove:

ΔW_{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.

VERIFICHE DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI

Idw	Id _{Δw}	(L/ΔW) _{i-f}	(L/ΔW) _{lim}	CS
001	C0008-C0004	NS	300	NS
002	C0004-C0012	NS	300	NS
003	C0012-C0006	NS	300	NS
004	C0006-C0007	NS	300	NS
005	C0010-C0009	NS	300	NS
006	C0009-C0005	NS	300	NS
007	C0005-C0011	NS	300	NS
008	C0011-C0001	NS	300	NS
009	C0007-C0002	NS	300	NS
010	C0002-C0010	NS	300	NS
011	C0006-C0009	NS	300	NS
012	C0012-C0005	NS	300	NS
013	C0004-C0011	NS	300	NS
014	C0008-C0003	NS	300	NS
015	C0003-C0001	NS	300	NS

LEGENDA:

Idw	Identificativo del Punto Significativo (punto in cui viene calcolato il cedimento).
Id_{Δw}	Identificativo del cedimento differenziale.
(L/ΔW)_{i-f}	Distorsione angolare ([NS] = Non Significativo - per valori di (L/ΔW) _{i-f} maggiori o uguali di 50.000).
(L/ΔW)_{lim}	Distorsione angolare limite.
CS	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).

2.8 - 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:

4) 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;

ϕ = angolo di resistenza a taglio (d'attrito) del terreno a contatto con la fondazione.

5) 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.

6) 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. Inoltre, 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 γ_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 γ_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.

GEOTECNICA - VERIFICHE A SCORRIMENTO

Elm	Dir	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	F_{RD1}	F_{RD2}	F_{RD3}	F_{RD}	CS
		[N]	[N·m]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	
Platea 1	B	6 911 969	-2 053 123	-383 293	0	5612883	339068	5951951	15,53
	L	6 914 140	1 332 441	-248 697	0	5847647	1181394	7029041	28,26

LEGENDA:

Elm	Elemento di fondazione su cui si esegue la verifica.
Dir	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.
F_{RD1}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per attrito terra-fondazione.
F_{RD2}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per adesione.
F_{RD3}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per affondamento.
F_{RD}	Resistenza allo scorrimento.
CS	Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se $CS \geq 100$; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed}	Sollecitazioni di progetto.

CAPITOLO III – CABINATO

3. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

3.1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "volume significativo" per l'opera 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.

3.2 - 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. n. 8)

"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:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica" - EN 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

3.3 - INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

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

3.3.1 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, 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

N _{TRN}	γ _T	γ _{Ts}	K ₁			φ	c _u	c'	E _d	E _{cu}	A _{S-B}	ST_P
			K _{1X}	K _{1Y}	K _{1Z}							
	[N/m ³]	[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Terreno agrario												
T001	16 000	18 500	20	20	30	18	0,015	0,010	2	6	1,125	NO
Argilla limosa												
T002	18 500	19 000	60	60	80	19	0,040	0,025	4	18	0,750	NO

N _{TRN}	γ _T	γ _{TS}	K ₁			φ	c _u	c'	E _d	E _{cu}	A _{S-B}	ST_P
			K _{1X}	K _{1Y}	K _{1Z}							
	[N/m ³]	[N/m ³]	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		

LEGENDA:

N_{TRN}	Numero identificativo del terreno.
γ_T	Peso specifico del terreno.
γ_{TS}	Peso specifico saturo del terreno.
K₁	Valori della costante di Winkler riferita alla piastra Standard di lato b = 30 cm nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K _{1X}), Y (K _{1Y}), e Z (K _{1Z}).
φ	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_{S-B}	Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.
ST_P	[SI]: Il terreno è usato nella valutazione delle spinte a tergo delle pareti/muri controterra; [NO]: Il terreno NON è usato nella valutazione delle spinte a tergo delle pareti/muri controterra.

STRATIGRAFIE

N _{TRN}	Q _i	Q _f	Cmp. S.	Add	ΔEd
	[m]	[m]			
[S001]-Stratigrafia					
T001	-0,30	-1,00	incoerente	sciolto	nulla
T002	-1,00	INF	incoerente	sciolto	nulla

LEGENDA:

N_{TRN}	Numero identificativo della stratigrafia.
Q_i	Quota iniziale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia).
Q_f	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, ..., n (numero di strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità significativa).

La **profondità o altezza significativa** del volume di calcolo del terreno, usata nelle varie verifiche geotecniche svolte dal programma, come già precedentemente accennato, è funzione del parametro *Multiplo della dimensione significativa della fondazione* (**m_{df}**).

Per le fondazioni di tipo *travi continue* la profondità significativa **h_{vs}** del volume di calcolo è pari a:

$$h_{vs} = b \cdot m_{df};$$

dove b è la larghezza della fondazione.

Per le fondazioni di tipo a *platea o a plinti* la profondità significativa **h_{vs}** del volume di calcolo è pari a:

$$h_{vs} = d_m \cdot m_{df};$$

dove d_m è la media delle dimensioni della base di impronta della platea o del plinto.

Nella seguente tabella sono riportati i valori attribuibili al parametro **m_{df}** ed il valore predefinito proposto dal programma.

Tipo di fondazione	Range di valori possibili di m _{df}	Valore predefinito di m _{df}
Travi continue	[1; 3]	3
Platee e plinti	[1; 3]	2

3.3.2 Idrogeologia

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

3.3.3 Problematiche riscontrate

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

3.4 - 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:

C [C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti], basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente ($c_{u,30}$).

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

3.4.1 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 rigidità 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.

3.4.2 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

Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	I _{rTemp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]
0	60	ND	ac	X Y	- -	S	N	C	NO	SI	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] = Media - [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 - [C-P/MP] = muratura in pietra e/o mattoni pieni - [C-BAS] = muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15%;
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.
- I_{rTemp}** 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] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D.

Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	IrTmp	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]
RP	Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.										
RH	Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.										
ξ	Coefficiente viscoso equivalente.										
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.										

DATI GENERALI ANALISI SISMICA - FATTORI DI COMPORTAMENTO

Dir	q'	q	q_0	K_R	α_u/α_1	k_w
X	-	1,500	4,000	-	1,00	-
Y	-	1,500	4,000	-	1,00	-
Z	-	1,000	-	-	-	-

LEGENDA:

- q'** Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU ridotto (Fattore di comportamento ridotto - relazione C7.3.1 circolare NTC)
- q** Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di comportamento).
- q_0** Valore di base (comprensivo di k_w).
- K_R** Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza : pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza, 0,8 per costruzioni non regolari in altezza, e 0,75 per costruzioni in muratura esistenti non regolari in altezza (§ C8.5.5.1)..
- α_u/α_1** Rapporto di sovrarresistenza.
- k_w** Fattore di riduzione di q_0 .

Stato Limite	T_r	a_g/g	Amplif. Stratigrafica		F_0	F_v	T^*c	T_B	T_c	T_D
			S_s	C_c						
	[t]						[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0,0277	1,500	1,757	2,480	0,557	0,210	0,123	0,369	1,711
SLD	50	0,0343	1,500	1,638	2,502	0,626	0,260	0,142	0,426	1,737
SLV	475	0,0736	1,500	1,417	2,575	0,943	0,403	0,190	0,571	1,894
SLC	975	0,0897	1,500	1,384	2,663	1,077	0,433	0,200	0,599	1,959

LEGENDA:

- T_r** Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.
- a_g/g** Coefficiente di accelerazione al suolo.
- S_s** Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.
- C_c** Coefficienti di Amplificazione di T_c allo SLO/SLD/SLV/SLC.
- F_0** Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- F_v** Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale.
- T^*c** Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_B** Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.
- T_c** Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.
- T_D** Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

Cl Ed	V_N	V_R	Lat.	Long.	Q_g	CTop	S_r
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
2	50	50	37.573391	13.875345	500	T2	1,20

LEGENDA:

- Cl Ed** Classe dell'edificio
- V_N** Vita nominale ([t] = anni).
- V_R** Periodo di riferimento. [t] = anni.
- Lat.** Latitudine geografica del sito.
- Long.** Longitudine geografica del sito.
- Q_g** Altitudine geografica del sito.
- CTop** Categoria topografica (Vedi NOTE).
- S_r** 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 $i \leq 15^\circ$.
- T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.
- T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.
- T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

3.5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

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

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

- fondazioni dirette.

3.6 - 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 γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

⁽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 γ_{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 γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	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 γ_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.

3.6.1 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:

$$q_{lim} = c \cdot N \cdot s \cdot d \cdot i \cdot g \cdot b \cdot \Psi + q \cdot N \cdot s \cdot d \cdot i \cdot g \cdot b \cdot \Psi + \frac{B'}{2} \cdot \gamma \cdot N \cdot s \cdot d \cdot i \cdot g \cdot b \cdot \Psi \cdot r$$

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;
- γ = 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;

γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;
 s, d, i, g, b, ψ, r = coefficienti correttivi.

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

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

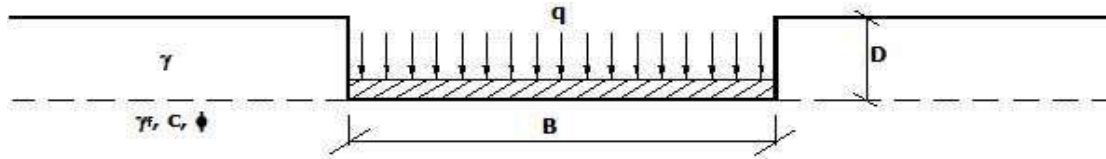
e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B;

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

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L;

con $B' \leq L'$.

dove:



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

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

dove:

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

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_γ

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

con $B'/L' < 1$.

Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c, d_q, d_γ

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_γ

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 θ 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;

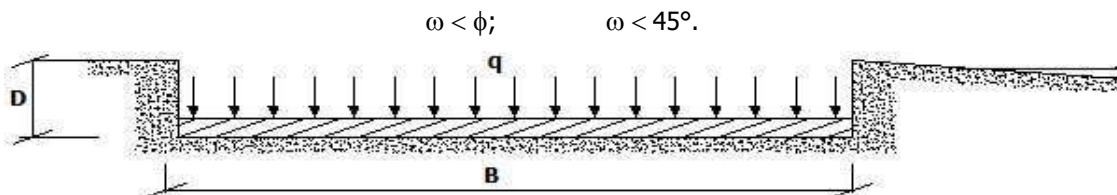
V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c, b_q, b_γ

Indicando con ω 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:

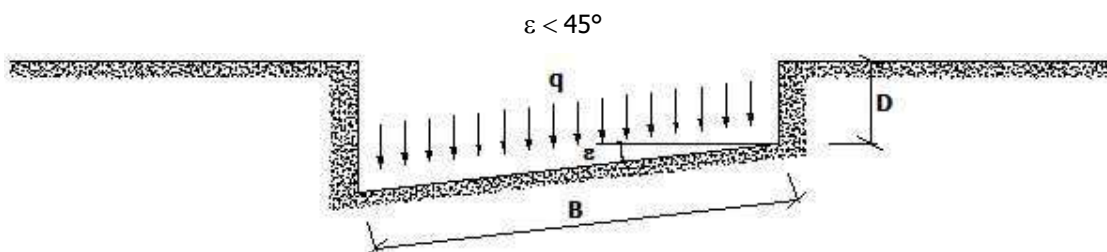


Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c, g_q, g_γ

Indicando con ε 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:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

= modulo d'elasticità tangenziale del terreno;

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

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

σ = 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 rigidità I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left\{ \left[3,3 - 0,45 \frac{B}{L} \right] \cdot \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right\}}$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$\psi_c = 0,32 + 0,12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0,6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N \cdot \tan \phi}$
$\psi_q = 1$	$\psi_q = e^{\left\{ \left[0,6 \frac{B'}{L'} - 4,4 \right] \cdot \tan \phi + \frac{3,07 \sin \phi \cdot \text{Log}(2 I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\psi_\gamma = 1$	$\psi_\gamma = \psi_q$

Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine "B·N_y", 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_γ :

$$r_\gamma = 1 - 0,25 \cdot \text{Log}(B/2) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

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

B [m]	2	2,5	3	3,5	4	5	10	20	100
r_γ	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·N_y" è predominante.

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

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

$$q_{lim} = c_u \cdot (2 + \pi) \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot B' \cdot N_y \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

γ_{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 ϕ sia nullo ($\phi = 0$).

3.6.2 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**).

Nell'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:

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

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

- z_c, z_q, z_{γ} = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;
- c_{γ} = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_{γ}

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_{γ} 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:

- β_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 β_s sono riportati nella seguente tabella:

	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_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_{γ} 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_{γ}

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 il coefficiente sismico K_{hi} è calcolato come rapporto fra forza orizzontale e verticale, variabile quindi per ogni combinazione di carico sismica.

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 γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_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_γ ", 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:

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_{q,z} \cdot Z_q$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_{c,z} \cdot Z_c$$

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

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{p,cmp}	Z _{Fid}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]							[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Platea 1	4,06	12,40	2,60	180,00	0,00	-	Coesivo	1,00	1,02	0,00	1,00	5,14	0,00	0,022	0,089	NO

LEGENDA:

Id_{Fnd}	Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
CS	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).
L_{x/y}	Dimensioni dell'elemento di fondazione.
R_{tz}	Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
Z_{p,cmp}	Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
Z_{Fid}	Profondità della falda dal piano campagna.
Cmp T	Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
C.	Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
Terzaghi	
Q_{Ed}	Carico di progetto sul terreno.
Q_{Rd}	Resistenza di progetto del terreno.
R_f	[SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLD

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{p,cmp}	Z _{Fid}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]							[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Platea 1	8,18	12,40	2,60	180,00	0,00	-	Coesivo	1,00	1,04	0,00	1,00	5,14	0,00	0,014	0,115	NO

LEGENDA:

Id_{Fnd}	Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
CS	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).
L_{x/y}	Dimensioni dell'elemento di fondazione.
R_{tz}	Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
Z_{p,cmp}	Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
Z_{Fid}	Profondità della falda dal piano campagna.
Cmp T	Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
C.	Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
Terzaghi	
Q_{Ed}	Carico di progetto sul terreno.
Q_{Rd}	Resistenza di progetto del terreno.
R_f	[SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

3.7 - 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.

3.7.1 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 θ, z, r , sono determinate attraverso le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot R^5} \quad \sigma_r = -\frac{P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{3 \cdot r^2 \cdot z}{R} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot R}{(R+z)} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^2 \cdot r}{R^5} \quad \sigma_\theta = -\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{(R+z)} \right]$$

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

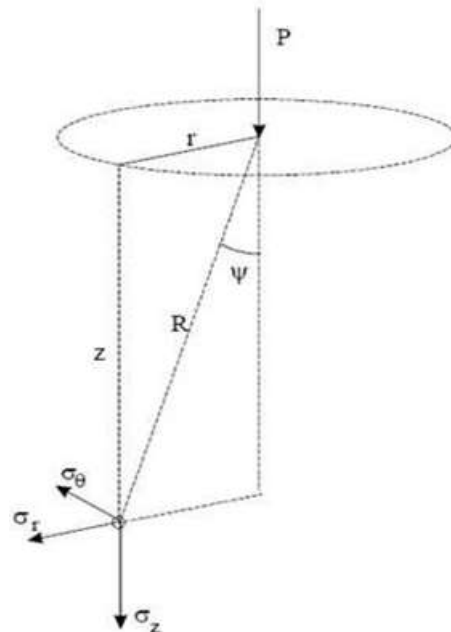
I valori delle tensioni radiali σ_r e tangenti σ_θ , proiettati sugli assi X e Y, diventano:

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

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

dove α 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.

3.7.2 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_0) 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**

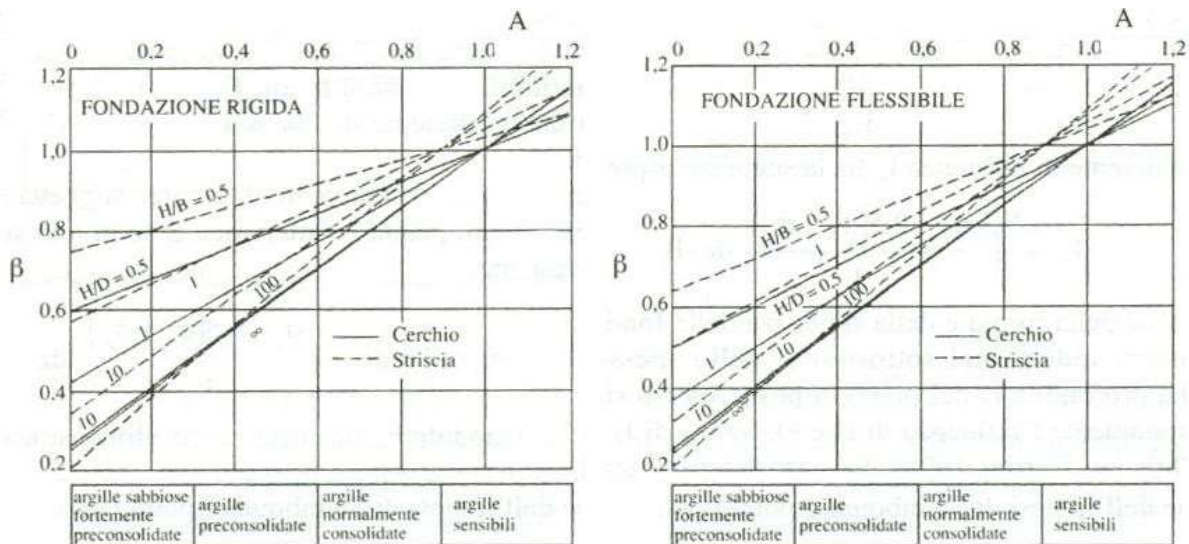
Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni $\Delta\sigma$ nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

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

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 β sono riportati in grafici in funzione della rigidità 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 ÷ 1,50
normale	0,50 ÷ 1,00
poco sovraconsolidato	0,20 ÷ 0,50
molto sovraconsolidato	0,00 ÷ 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 σ_x e σ_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:

$$W_f = W_0 + W_c.$$

GEOTECNICA - CALCOLO DEI CEDIMENTI (Fondazione)

Geotecnica - Calcolo dei cedimenti						
Idw	Nps	Nid	W _{ed} [cm]	W ₀ [cm]	W _c [cm]	W _f [cm]
SLE Rare:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 1 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 0.5						
C0001	00006	1	0,84	0,13	0,79	0,92
C0002	00016	5	2,12	0,34	1,98	2,32
C0003	00013	3	0,84	0,13	0,79	0,92
C0004	00017	4	0,84	0,13	0,79	0,92
C0005	00018	6	0,84	0,13	0,79	0,92
C0006	00014	2	2,11	0,34	1,97	2,32
C0007	00043		2,45	0,40	2,29	2,69
C0008	00022		0,73	0,11	0,68	0,79
C0009	00021		0,73	0,11	0,68	0,79
C0010	00020		0,73	0,11	0,68	0,79
C0011	00019		0,73	0,11	0,68	0,79
SLE Rare:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 1 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 0.5 + Pressione del Vento (-Y) * 0.6						
C0001	00006	1	0,88	0,14	0,82	0,95
C0002	00016	5	2,01	0,32	1,88	2,20
C0003	00013	3	0,88	0,14	0,82	0,96
C0004	00017	4	0,81	0,12	0,75	0,87
C0005	00018	6	0,81	0,12	0,76	0,88
C0006	00014	2	2,22	0,36	2,07	2,44
C0007	00043		2,45	0,40	2,29	2,69
C0008	00022		0,75	0,11	0,70	0,82
C0009	00021		0,75	0,11	0,71	0,82
C0010	00020		0,71	0,10	0,66	0,76
C0011	00019		0,70	0,10	0,66	0,76
SLE Rare:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 1 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 0.5 + Pressione del Vento (+Y) * 0.6						
C0001	00006	1	0,80	0,12	0,75	0,87
C0002	00016	5	2,24	0,37	2,10	2,46
C0003	00013	3	0,80	0,12	0,75	0,87
C0004	00017	4	0,88	0,14	0,83	0,96
C0005	00018	6	0,89	0,14	0,83	0,97
C0006	00014	2	1,98	0,32	1,86	2,17
C0007	00043		2,45	0,40	2,29	2,69
C0008	00022		0,70	0,10	0,65	0,75
C0009	00021		0,70	0,10	0,65	0,75
C0010	00020		0,76	0,11	0,71	0,82

Geotecnica - Calcolo dei cedimenti

Idw	Nps	Nid	Wed	Wo	Wc	Wf
			(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
C0011	00019		0,76	0,11	0,71	0,82
SLE Rare:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 1 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 0.5 + Pressione del Vento (-X)						
* 0.6						
C0001	00006	1	0,85	0,13	0,80	0,93
C0002	00016	5	2,10	0,34	1,96	2,30
C0003	00013	3	0,85	0,13	0,79	0,92
C0004	00017	4	0,84	0,13	0,79	0,91
C0005	00018	6	0,83	0,13	0,78	0,91
C0006	00014	2	2,13	0,35	1,99	2,34
C0007	00043		2,45	0,40	2,29	2,69
C0008	00022		0,74	0,11	0,69	0,80
C0009	00021		0,73	0,11	0,68	0,79
C0010	00020		0,72	0,11	0,67	0,78
C0011	00019		0,73	0,11	0,68	0,79
SLE Rare:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 1 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 0.5 + Pressione del Vento (+X)						
* 0.6						
C0001	00006	1	0,85	0,13	0,79	0,92
C0002	00016	5	2,10	0,34	1,96	2,30
C0003	00013	3	0,85	0,13	0,80	0,93
C0004	00017	4	0,83	0,13	0,78	0,91
C0005	00018	6	0,84	0,13	0,79	0,91
C0006	00014	2	2,13	0,35	1,99	2,34
C0007	00043		2,45	0,40	2,29	2,69
C0008	00022		0,73	0,11	0,68	0,79
C0009	00021		0,73	0,11	0,69	0,79
C0010	00020		0,73	0,11	0,68	0,79
C0011	00019		0,72	0,10	0,67	0,78
SLE Rare:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 1 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 1						
C0001	00006	1	0,86	0,13	0,81	0,94
C0002	00016	5	2,16	0,35	2,02	2,37
C0003	00013	3	0,86	0,13	0,81	0,94
C0004	00017	4	0,86	0,13	0,81	0,94
C0005	00018	6	0,86	0,13	0,81	0,94
C0006	00014	2	2,16	0,35	2,02	2,37
C0007	00043		2,50	0,41	2,34	2,75
C0008	00022		0,75	0,11	0,70	0,81
C0009	00021		0,74	0,11	0,70	0,80
C0010	00020		0,75	0,11	0,70	0,81
C0011	00019		0,74	0,11	0,70	0,80
SLE Rare:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 1 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 1 + Pressione del Vento (-Y) *						
0.6						
C0001	00006	1	0,89	0,14	0,84	0,97
C0002	00016	5	2,06	0,33	1,92	2,25
C0003	00013	3	0,90	0,14	0,84	0,98
C0004	00017	4	0,82	0,12	0,77	0,89
C0005	00018	6	0,83	0,12	0,78	0,90
C0006	00014	2	2,26	0,37	2,12	2,49
C0007	00043		2,50	0,41	2,34	2,75
C0008	00022		0,77	0,11	0,72	0,83
C0009	00021		0,77	0,11	0,72	0,83
C0010	00020		0,72	0,10	0,67	0,78
C0011	00019		0,72	0,10	0,67	0,77
SLE Rare:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 1 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 1 + Pressione del Vento (+Y)						
* 0.6						
C0001	00006	1	0,82	0,12	0,76	0,89
C0002	00016	5	2,29	0,37	2,14	2,51
C0003	00013	3	0,82	0,12	0,77	0,89
C0004	00017	4	0,90	0,14	0,84	0,98
C0005	00018	6	0,91	0,14	0,85	0,99
C0006	00014	2	2,03	0,33	1,90	2,22
C0007	00043		2,50	0,41	2,34	2,75
C0008	00022		0,71	0,10	0,67	0,77
C0009	00021		0,72	0,10	0,67	0,77
C0010	00020		0,78	0,12	0,73	0,84
C0011	00019		0,77	0,11	0,72	0,84
SLE Rare:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 1 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 1 + Pressione del Vento (-X) *						
0.6						
C0001	00006	1	0,87	0,13	0,82	0,95
C0002	00016	5	2,14	0,34	2,00	2,35
C0003	00013	3	0,86	0,13	0,81	0,94
C0004	00017	4	0,86	0,13	0,80	0,93
C0005	00018	6	0,85	0,13	0,80	0,93
C0006	00014	2	2,18	0,36	2,04	2,39
C0007	00043		2,51	0,41	2,34	2,75
C0008	00022		0,75	0,11	0,70	0,82
C0009	00021		0,75	0,11	0,70	0,80
C0010	00020		0,74	0,11	0,69	0,80
C0011	00019		0,74	0,11	0,70	0,80
SLE Rare:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 1 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 1 + Pressione del Vento (+X)						
* 0.6						
C0001	00006	1	0,87	0,13	0,81	0,94
C0002	00016	5	2,14	0,34	2,00	2,35

Geotecnica - Calcolo dei cedimenti

Idw	Nps	Nid	Wed	Wo	Wc	Wf
			(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
C0003	00013	3	0,87	0,13	0,81	0,95
C0004	00017	4	0,85	0,13	0,80	0,93
C0005	00018	6	0,86	0,13	0,80	0,93
C0006	00014	2	2,18	0,36	2,04	2,39
C0007	00043		2,50	0,41	2,34	2,75
C0008	00022		0,75	0,11	0,70	0,81
C0009	00021		0,75	0,11	0,70	0,81
C0010	00020		0,74	0,11	0,69	0,80
C0011	00019		0,74	0,11	0,69	0,80
SLE Rare:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 1 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 0.5 + Pressione del Vento (+X)						
* 1						
C0001	00006	1	0,85	0,13	0,79	0,92
C0002	00016	5	2,08	0,33	1,95	2,28
C0003	00013	3	0,86	0,13	0,80	0,93
C0004	00017	4	0,83	0,12	0,77	0,90
C0005	00018	6	0,84	0,13	0,78	0,91
C0006	00014	2	2,15	0,35	2,01	2,36
C0007	00043		2,45	0,40	2,29	2,69
C0008	00022		0,73	0,11	0,69	0,79
C0009	00021		0,74	0,11	0,69	0,80
C0010	00020		0,72	0,11	0,68	0,78
C0011	00019		0,72	0,10	0,67	0,77
SLE Rare:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 1 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 0.5 + Pressione del Vento (-X)						
* 1						
C0001	00006	1	0,86	0,13	0,80	0,94
C0002	00016	5	2,08	0,33	1,95	2,28
C0003	00013	3	0,85	0,13	0,79	0,92
C0004	00017	4	0,84	0,13	0,78	0,91
C0005	00018	6	0,83	0,12	0,77	0,90
C0006	00014	2	2,15	0,35	2,01	2,36
C0007	00043		2,45	0,40	2,29	2,70
C0008	00022		0,74	0,11	0,69	0,80
C0009	00021		0,73	0,11	0,68	0,79
C0010	00020		0,72	0,10	0,67	0,77
C0011	00019		0,73	0,11	0,68	0,78
SLE Rare:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 1 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 0.5 + Pressione del Vento (+Y)						
* 1						
C0001	00006	1	0,77	0,11	0,72	0,83
C0002	00016	5	2,33	0,38	2,18	2,56
C0003	00013	3	0,78	0,11	0,73	0,84
C0004	00017	4	0,91	0,14	0,85	0,99
C0005	00018	6	0,92	0,14	0,86	1,00
C0006	00014	2	1,90	0,30	1,78	2,08
C0007	00043		2,45	0,40	2,29	2,69
C0008	00022		0,68	0,10	0,63	0,73
C0009	00021		0,68	0,10	0,64	0,73
C0010	00020		0,78	0,12	0,73	0,85
C0011	00019		0,78	0,12	0,73	0,84
SLE Rare:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 1 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 0.5 + Pressione del Vento (-Y)						
* 1						
C0001	00006	1	0,90	0,14	0,84	0,98
C0002	00016	5	1,94	0,31	1,81	2,12
C0003	00013	3	0,90	0,14	0,85	0,99
C0004	00017	4	0,78	0,12	0,73	0,85
C0005	00018	6	0,79	0,12	0,74	0,85
C0006	00014	2	2,29	0,38	2,14	2,52
C0007	00043		2,45	0,40	2,29	2,69
C0008	00022		0,77	0,11	0,72	0,83
C0009	00021		0,77	0,11	0,72	0,84
C0010	00020		0,69	0,10	0,64	0,74
C0011	00019		0,68	0,10	0,64	0,74
SLE Freq:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 0.9						
C0001	00006	1	0,81	0,12	0,76	0,88
C0002	00016	5	2,04	0,33	1,91	2,24
C0003	00013	3	0,81	0,12	0,76	0,88
C0004	00017	4	0,81	0,12	0,76	0,88
C0005	00018	6	0,81	0,12	0,76	0,89
C0006	00014	2	2,04	0,33	1,90	2,24
C0007	00043		2,36	0,39	2,21	2,60
C0008	00022		0,70	0,10	0,66	0,76
C0009	00021		0,70	0,10	0,66	0,76
C0010	00020		0,70	0,10	0,66	0,76
C0011	00019		0,70	0,10	0,66	0,76
SLE Freq:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 0.8 + Carico da Neve <= 1000 m s.l.m. * 0.2						
C0001	00006	1	0,81	0,12	0,76	0,88
C0002	00016	5	2,03	0,33	1,90	2,23
C0003	00013	3	0,81	0,12	0,76	0,88
C0004	00017	4	0,81	0,12	0,76	0,88
C0005	00018	6	0,81	0,12	0,76	0,88
C0006	00014	2	2,03	0,33	1,89	2,22
C0007	00043		2,35	0,39	2,20	2,58
C0008	00022		0,70	0,10	0,65	0,76

Geotecnica - Calcolo dei cedimenti

Idw	Nps	Nid	W _{ed} (cm)	W _o (cm)	W _c (cm)	W _r (cm)
C0009	00021		0,70	0,10	0,65	0,75
C0010	00020		0,70	0,10	0,65	0,76
C0011	00019		0,70	0,10	0,65	0,76
SLE Freq:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 0.8 + Pressione del Vento (+X) * 0.2						
C0001	00006	1	0,80	0,12	0,75	0,87
C0002	00016	5	2,01	0,32	1,87	2,20
C0003	00013	3	0,80	0,12	0,75	0,87
C0004	00017	4	0,80	0,12	0,75	0,87
C0005	00018	6	0,80	0,12	0,75	0,87
C0006	00014	2	2,01	0,33	1,88	2,21
C0007	00043		2,33	0,38	2,18	2,56
C0008	00022		0,69	0,10	0,65	0,75
C0009	00021		0,69	0,10	0,65	0,75
C0010	00020		0,69	0,10	0,65	0,75
C0011	00019		0,69	0,10	0,65	0,75
SLE Freq:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 0.8 + Pressione del Vento (-X) * 0.2						
C0001	00006	1	0,81	0,12	0,75	0,88
C0002	00016	5	2,01	0,32	1,87	2,20
C0003	00013	3	0,80	0,12	0,75	0,87
C0004	00017	4	0,80	0,12	0,75	0,87
C0005	00018	6	0,80	0,12	0,75	0,87
C0006	00014	2	2,01	0,33	1,88	2,21
C0007	00043		2,33	0,38	2,18	2,56
C0008	00022		0,70	0,10	0,65	0,75
C0009	00021		0,69	0,10	0,65	0,75
C0010	00020		0,69	0,10	0,65	0,75
C0011	00019		0,69	0,10	0,65	0,75
SLE Freq:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 0.8 + Pressione del Vento (+Y) * 0.2						
C0001	00006	1	0,79	0,12	0,74	0,86
C0002	00016	5	2,05	0,33	1,92	2,25
C0003	00013	3	0,79	0,12	0,74	0,86
C0004	00017	4	0,81	0,12	0,76	0,89
C0005	00018	6	0,82	0,13	0,76	0,89
C0006	00014	2	1,97	0,32	1,84	2,16
C0007	00043		2,33	0,38	2,18	2,56
C0008	00022		0,68	0,10	0,64	0,74
C0009	00021		0,68	0,10	0,64	0,74
C0010	00020		0,70	0,10	0,66	0,76
C0011	00019		0,70	0,10	0,66	0,76
SLE Freq:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 0.8 + Pressione del Vento (-Y) * 0.2						
C0001	00006	1	0,81	0,12	0,76	0,88
C0002	00016	5	1,98	0,32	1,85	2,16
C0003	00013	3	0,81	0,12	0,76	0,89
C0004	00017	4	0,79	0,12	0,74	0,86
C0005	00018	6	0,79	0,12	0,74	0,86
C0006	00014	2	2,04	0,33	1,91	2,24
C0007	00043		2,33	0,38	2,18	2,56
C0008	00022		0,70	0,10	0,66	0,76
C0009	00021		0,70	0,10	0,66	0,76
C0010	00020		0,69	0,10	0,64	0,74
C0011	00019		0,68	0,10	0,64	0,74
SLE Freq:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 0.8						
C0001	00006	1	0,80	0,12	0,75	0,87
C0002	00016	5	2,01	0,32	1,88	2,21
C0003	00013	3	0,80	0,12	0,75	0,87
C0004	00017	4	0,80	0,12	0,75	0,87
C0005	00018	6	0,80	0,12	0,75	0,87
C0006	00014	2	2,01	0,33	1,88	2,20
C0007	00043		2,33	0,38	2,18	2,56
C0008	00022		0,69	0,10	0,65	0,75
C0009	00021		0,69	0,10	0,65	0,75
C0010	00020		0,69	0,10	0,65	0,75
C0011	00019		0,69	0,10	0,65	0,75
SLE Perm:Carico Permanente * 1 + Permanenti NON Strutturali * 1 + Magazzini * 0.8						
C0001	00006	1	0,80	0,12	0,75	0,87
C0002	00016	5	2,01	0,32	1,88	2,21
C0003	00013	3	0,80	0,12	0,75	0,87
C0004	00017	4	0,80	0,12	0,75	0,87
C0005	00018	6	0,80	0,12	0,75	0,87
C0006	00014	2	2,01	0,33	1,88	2,20
C0007	00043		2,33	0,38	2,18	2,56
C0008	00022		0,69	0,10	0,65	0,75
C0009	00021		0,69	0,10	0,65	0,75
C0010	00020		0,69	0,10	0,65	0,75
C0011	00019		0,69	0,10	0,65	0,75

LEGENDA:

- Idw** Identificativo del Punto Significativo (punto in cui viene calcolato il cedimento).
- Nps** Numero identificativo del Punto Significativo.
- Nid** Numero identificativo dell'elemento verticale (pilastro, estremo parete, setto).
- [*]= indica la presenza di un nodo intermedio calcolato sulla base della parete/setto/muro.
- W_{ed}** Cedimento edometrico.

Id_w	N_{ps}	N_{id}	W_{ed} (cm)	W_o (cm)	W_c (cm)	W_f (cm)
W_o	Cedimento istantaneo.					
W_c	Cedimento di consolidazione.					
W_f	Cedimento finale.					

3.7.3 Calcolo delle distorsioni angolari

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

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

dove:

ΔW_{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.

GEOTECNICA - VERIFICHE DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI

Id_w	$Id_{\Delta w}$	$(L/\Delta W)_{i-f}$	$(L/\Delta W)_{lim}$	CS
001	C0001-C0006	392,41	300	1,31
002	C0006-C0003	393,96	300	1,31
003	C0004-C0002	385,52	300	1,29
004	C0002-C0005	387,77	300	1,29
005	C0001-C0004	1 447,50	300	4,83
006	C0003-C0005	1 411,80	300	4,71

LEGENDA:

Id_w Identificativo del Punto Significativo (punto in cui viene calcolato il cedimento).

$Id_{\Delta w}$ Identificativo del cedimento differenziale.

$(L/\Delta W)_{i-f}$ Distorsione angolare ([NS] = Non Significativo - per valori di $(L/\Delta W)_{i-f}$ maggiori o uguali di 50.000).

$(L/\Delta W)_{lim}$ Distorsione angolare limite.

CS Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se $CS \geq 100$; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).

3.8 - 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:

7) 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;

ϕ = angolo di resistenza a taglio (d'attrito) del terreno a contatto con la fondazione.

8) 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.

9) 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. Inoltre, 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 γ_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 γ_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.

GEOTECNICA - VERIFICHE A SCORRIMENTO

Elm	Dir	N_{Ed} [N]	M_{Ed} [N-m]	V_{Ed} [N]	F_{RD1} [N]	F_{RD2} [N]	F_{RD3} [N]	F_{RD} [N]	CS
Platea 1	B	403 308	-88 040	-53 862	0	365048	0	365048	6,78
	L	403 306	17 212	-8 724	0	424845	0	424845	48,70

LEGENDA:

Elm	Elemento di fondazione su cui si esegue la verifica.
Dir	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.
F_{RD1}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per attrito terra-fondazione.
F_{RD2}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per adesione.
F_{RD3}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per affondamento.
F_{RD}	Resistenza allo scorrimento.
CS	Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se $CS \geq 100$; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed}	Sollecitazioni di progetto.

CAPITOLO IV – TRACKER 2X30

4. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

4.1 Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996
Norme Tecniche per il calcolo, l' esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)
- Circolare 7 del 21/01/2019
Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

4.2 Richiami teorici

Determinazione della capacità portante

Il carico verticale che grava sul palo va confrontato con il valore di calcolo della resistenza verticale del palo stesso. Il problema che si pone, quindi, è quello di determinare la capacità portante del palo. Determinata la capacità portante, la resistenza di calcolo verticale del palo si ottiene applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza. La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portanza di base (o di punta) e portanza per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

- Q_T Portanza totale del palo;
- Q_P Portanza di base del palo;
- Q_L Portanza per attrito laterale del palo;
- W_P Peso proprio del palo.

Le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro. Risulta molto difficoltoso, tranne che in poche situazioni, stabilire quanta parte del carico viene assorbita per attrito laterale e quanta per resistenza alla base.

Nel caso di pali soggetti a trazione la resistenza allo sfilamento vale:

$$Q_T = Q_L + W_P$$

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza rispettivamente γ_b e γ_s .

I coefficienti γ_b e γ_s rappresentano rispettivamente i valori del coefficiente di sicurezza per la portanza di punta e quello per la portanza laterale.

Quindi nel caso di pali compressi abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_P/\gamma_b + Q_L/\gamma_s - W_P$$

Nel caso invece di pali soggetti a sforzi di trazione abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q/\gamma_s + W_P$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P (c N_c + q_b N_q)$$

dove A_P è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q_b è la pressione del terreno alla quota della punta del palo ed i coefficienti N_c e N_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di profondità.

N_c ed N_q dipendono sia dalla geometria del palo che dalle caratteristiche del terreno angolo di attrito e coesione (ϕ e c).

In letteratura è possibile trovare diverse formule per il calcolo dei valori di N_c ed N_q .

Per pali in argilla in condizioni non drenate ($\phi=0$, $c=c_u$) si assume in genere per N_c il valore proposto da Skempton pari a 9 (valore in corrispondenza della punta del palo) mentre $N_q=1$. Diversi autori hanno proposto altri valori per il fattore N_c ma in generale le variazioni sono abbastanza contenute.

Diverso è il caso del fattore N_q per il quale diversi autori propongono dei valori spesso molto discordanti fra di loro.

In particolare da prove effettuati su pali realizzati in terreni non coesivi, si vede che la variazione della resistenza alla punta non cresce in modo lineare con la profondità, ma raggiunto un certo valore essa si mantiene pressochè costante. Questo fenomeno è stato spiegato da Vesic mettendo in conto un <<effetto arco>> che si manifesta nei dintorni del palo.

Un modo semplice per tener conto del fatto che la resistenza alla punta non può crescere indefinitamente è quello di considerare il diagramma delle pressioni verticali in corrispondenza del palo opportunamente modificato.

In particolare si assume che la pressione verticale σ_v cresce linearmente (pressione geostatica) fino ad una certa profondità z_c ($\sigma_v = \sigma_c$); superata tale profondità il valore della pressione verticale si mantiene costante e pari a σ_c : in pratica si assume un diagramma bilatero per l'andamento della pressione verticale in corrispondenza del palo.

Il valore di z_c (detta anche profondità critica) dipende dal diametro del palo, D , dalla tecnologia di realizzazione (palo infisso o trivellato) dall'angolo di attrito del terreno ϕ .

Nella determinazione di z_c il valore di ϕ da considerare è funzione del valore dell'angolo di attrito prima dell'installazione del palo, ϕ' , secondo le seguenti relazioni:

$$\text{Per pali infissi} \quad \phi = 3/4 \phi' + 10$$

$$\text{Per pali trivellati} \quad \phi = \phi' - 3$$

A parità di diametro influisce il grado di addensamento del terreno (densità relativa D_r) e la resistenza alla punta cresce con il crescere della densità.

Nella sezione successiva descriveremo le relazioni per la determinazione di N_c ed N_q .

Capacità portante per attrito laterale

La portanza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limiti:

$$Q_L = \text{Int}(\tau_a) dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb:

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \text{tg } \delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, e σ_h è la tensione orizzontale alla generica profondità z . La tensione orizzontale σ_h è legata alla pressione verticale σ_v tramite il coefficiente di spinta K_s

$$\sigma_h = K_s \sigma_v$$

Indicando con C il perimetro e con L la lunghezza del palo abbiamo:

$$\text{Int}^L (C(c_a + K_s \sigma_v \text{tg } \delta) dz)$$

Analisi del palo soggetto a forze orizzontali (Portanza trasversale)

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 ed 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 rigidezze non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio). Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante di rigidezza elastica, K_n , espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm. La determinazione di questa costante può essere fatta o tramite prove di carico su piastra o mediante metodi analitici (convenzionali). La variazione della costante di Winkler con la profondità dipende dal tipo di terreno in cui il palo è immerso. Ad esempio nel caso di terreni coesivi in condizioni

non drenate K_h assume un valore costante con la profondità mentre nel caso di terreni incoerenti la variazione di K_h è di tipo lineare (crescente con la profondità). In generale l'espressione di K_h assume una forma binomia del tipo:

$$K_h(z) = A + B z^n$$

Per l'analisi di pali caricati trasversalmente si utilizza il modello di Winkler. Il palo viene suddiviso in un determinato numero (100) di elementi tipo trave aventi area ed inerzia pari a quella della sezione trasversale del palo. In corrispondenza di ogni nodo di separazione fra i vari elementi viene inserita una molla orizzontale di opportuna rigidità che schematizza il terreno. Il comportamento delle molle che schematizzano il terreno non è infinitamente elastico ma è di tipo elastoplastico. La singola molla reagisce fino ad un valore limite di spostamento o di reazione; una volta che è stato superato tale limite la molla non offre ulteriori incrementi di resistenza (diagramma tipo elastoplastico perfetto). Indicando con dy_e la lunghezza del tratto di influenza della molla, con D il diametro del palo la molla avrà una rigidità pari a:

$$K_m = dy_e D K_k$$

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che il terreno può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale. La resistenza limite $p_u = p_u(z)$ dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo. In terreni puramente coesivi ($c = c_u$, $\phi = 0$) la resistenza cresce dal valore 0 in sommità fino ad un valore limite in corrispondenza di una profondità pari a circa 3 diametri. Il valore limite in tal caso è variabile fra 8 e 12 c_u . Nel caso di terreni dotati di attrito e coesione la resistenza limite ad una generica profondità z è rappresentata dalla relazione (Brinch Hansen):

$$P_u = q K_{pq} + c K_{pc}$$

dove:

D diametro del palo

q pressione geostatica alla profondità z

c coesione alla profondità z

K_{pq} , K_{pc} coefficienti funzione dell'angolo di attrito del terreno ϕ e del rapporto z/D .

Broms ha eseguito l'analisi considerando il caso sia di palo vincolato in testa che di palo libero immerso in un mezzo omogeneo. Nel caso di terreni coesivi Broms assume in questo caso un diagramma di resistenza nullo fino ad una profondità pari a $1,5D$ e poi valore costante pari a $9c_u D$.

Nel caso di terreni incoerenti Broms assume che la resistenza laterale sia variabile con la profondità dal valore 0 (in testa) fino al valore $3\sigma_v K_p D$ (alla base) essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva espresso da $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$.

Calcolo dei cedimenti verticali dei pali

Il calcolo dei cedimenti viene condotto con il metodo degli elementi finiti.

Determinata la portanza laterale e di punta del palo lo stesso viene discretizzato in n elementi tipo trave aventi area ed inerzia corrispondenti alla sezione trasversale del palo e lunghezza pari ad l_e . Vengono disposte, inoltre, lungo il fusto del palo una serie di molle (una per ogni elemento), coassiali al palo stesso, aventi rigidità opportuna. Una ulteriore molla viene disposta alla base del palo. Le suddette molle hanno un comportamento elastoplastico. In particolare le molle lungo il fusto saranno in grado di reagire linearmente fino a quando la pressione in corrispondenza di esse non raggiunge il valore limite dell'aderenza palo terreno. Una volta raggiunto tale valore le molle non saranno più in grado di fornire ulteriore resistenza. La molla posta alla base del palo avrà invece una resistenza limite pari alla portanza di punta del palo stesso. Per la determinazione delle rigidità delle molle si assume uno spostamento di riferimento pari a $\Delta Y = 3.000$.

La rigidità della generica molla, posta a profondità z rispetto al piano campagna sarà data da

$$R_l = \frac{(c_a + \sigma_h K_s \operatorname{tg} \delta) \pi D l_e}{\Delta Y}$$

In questa espressione c_a è l'aderenza palo terreno, σ_h è la pressione orizzontale alla profondità z , δ è l'angolo d'attrito palo terreno, K_s è il coefficiente di spinta e D è il diametro del palo.

Indicando con Q_b la portanza alla punta del palo, la rigidità della molla posta alla base dello stesso è data da:

$$R_p = \frac{Q_b}{\Delta Y}$$

Il processo di soluzione è, naturalmente, di tipo iterativo: a partire da un carico iniziale M_0 si determinano gli spostamenti assiali e quindi le reazioni delle molle. La reazione della molla dovrà essere corretta per tener conto di eventuali plasticizzazioni rispettando le equazioni di equilibrio per ogni passo di carico. Il carico iniziale verrà allora incrementato di un passo opportuno ΔN e si ripeterà il procedimento. Il processo iterativo termina quando tutte le molle risultano plasticizzate.

4.3 Dati

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

<i>Descr</i>	Descrizione del palo
<i>Frm</i>	Forma del palo ((C)=Costante, (R)=Rastremato)
<i>X</i>	Ascissa del baricentro del palo espressa in [m]
<i>Y</i>	Ordinata del baricentro del palo espressa in [m]
<i>D</i>	Diametro del palo espresso in [cm]
<i>L</i>	Lunghezza del palo espressa in [m]

Descr	Frm	X	Y	D	L
		[m]	[m]	[cm]	[m]
Palo 16	(C)	0,00	0,00	20,30	3,50

Materiali palo

Acciaio

Tipo	S355	
Tensione caratteristica di snervamento	3619,93	[kg/cmq]
Modulo elastico	2100000,00	[kg/cmq]

Coefficienti di sicurezza sui materiali

Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza sezione	1.00

Caratteristiche pali

Pali in acciaio
 Vincolo in testa di tipo CERNIERA
 Tipo di palo INFISSO
 Contributo della sola portanza laterale

4.4 – CONFIGURAZIONE $\alpha = 0$

Descrizione terreni e falda

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
<i>c</i>	Coesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
<i>ca</i>	Adesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
ϕ_{min}, ϕ_{med}	Angolo di attrito interno del terreno minimo e medio espresso in gradi
$\delta_{min}, \delta_{med}$	Angolo di attrito palo-terreno minimo e medio espresso in gradi
<i>c_{min}, c_{med}</i>	Coesione del terreno minima e media espressa in [kg/cm ²]
<i>ca_{min}, ca_{med}</i>	Adesione del terreno minima e media espressa in [kg/cm ²]

- CONDIZIONE DRENATA

Parametri caratteristici

Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	<i>c</i>	<i>ca</i>
	[kg/mc]	[kg/mc]	[°]	[°]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
Argille limose alt.	1900,0	2000,0	19,00	19,00	0,273	0,182
Terreno agrario	1630,0	1870,0	18,00	18,00	0,273	0,182

Parametri minimi

Descrizione	ϕ_{min}	δ_{min}	<i>c_{min}</i>	<i>ca_{min}</i>
	[°]	[°]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
Argille limose alt.	19,00	19,00	0,273	0,182
Terreno agrario	18,00	18,00	0,273	0,182

Parametri medi

Descrizione	ϕ_{med} [°]	δ_{med} [°]	C_{med} [kg/cm ²]	Ca_{med} [kg/cm ²]
Argille limose alt.	19,00	19,00	0,273	0,182
Terreno agrario	18,00	18,00	0,273	0,182

- CONDIZIONE NON DRENATA

Parametri caratteristici

Descrizione	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ²]	ca [kg/cm ²]
Argille limose alt.	1900,0	2000,0	0,00	0,00	0,520	0,410
Terreno agrario	1630,0	1870,0	0,00	0,00	0,220	0,180

Parametri minimi

Descrizione	ϕ_{min} [°]	δ_{min} [°]	C_{min} [kg/cm ²]	Ca_{min} [kg/cm ²]
Argille limose alt.	0,00	0,00	0,520	0,410
Terreno agrario	0,00	0,00	0,220	0,180

Parametri medi

Descrizione	ϕ_{med} [°]	δ_{med} [°]	C_{med} [kg/cm ²]	Ca_{med} [kg/cm ²]
Argille limose alt.	0,00	0,00	0,520	0,410
Terreno agrario	0,00	0,00	0,220	0,180

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

<i>N</i>	Identificativo strato
<i>Z1</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
<i>Z2</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
<i>Z3</i>	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato
<i>Kw</i>	Costante di Winkler espressa in Kg/cm ² /cm
<i>Ks</i>	Coefficiente di spinta
<i>α</i>	Coefficiente di espansione laterale

n°	Z1 [m]	Z2 [m]	Z3 [m]	Terreno	Kw [kg/cm ² /cm]	Ks	α
1	-0,7	-0,7	-0,7	Terreno agrario	6.00	0.60	1.00
2	-6,0	-6,0	-6,0	Argille limose alt.	10.00	1.00	1.00

Normativa

N.T.C. 2018

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_r	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniaassiale delle rocce

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		Statici		Sismici	
			A1	A2	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		Statici		Sismici	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c'	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

PALI DI FONDAZIONE

CARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei pali

Pali infissi

		R1	R2	R3
Punta	γ_b	1.00	1.45	1.15
Laterale compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15
Totale compressione	γ_t	1.00	1.45	1.15
Laterale trazione	γ_{st}	1.00	1.60	1.25

CARICHI TRASVERSALI. Coefficienti parziali γ_T per le verifiche dei pali.

		R1	R2	R3
	γ_T	1.00	1.60	1.30

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate 5 $\xi_3=1.50$ $\xi_4=1.34$

4.4.1 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

fnd Indice della fondazione

N_{TOT} Sforzo normale totale espressa in [kg]

My_{TOT} Momento in direzione Y espresso in [kgm]

T_{TOT} Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 - Permanenti - PERMANENTE

Fondazione	N_{TOT}	My_{TOT}	Tx_{TOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	1476,0	-11,0	6,0

Condizione n° 2 - Neve - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT}	My_{TOT}	Tx_{TOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	1685,0	-14,0	15,0

Condizione n° 3 - Vento +X - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT}	My_{TOT}	Tx_{TOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	1709,0	-14,0	9,0

Condizione n° 4 - Vento -X - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT}	My_{TOT}	Tx_{TOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	-1709,0	14,0	10,0

Condizione n° 5 - Vento +Y - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT}	M_{YTOT}	T_{XTOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	1709,0	-13,0	9,0

Condizione n° 6 - Vento -Y - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT}	M_{YTOT}	T_{XTOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	-1709,0	-33,0	36,0

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00

Combinazione n° 2 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00
Neve	1.50	1.00
Vento +X	1.50	0.60
Vento -X	1.50	0.60
Vento +Y	1.50	0.60
Vento -Y	1.50	0.60

Combinazione n° 3 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00
Neve	1.50	0.50
Vento +X	1.50	1.00
Vento -X	1.50	0.60
Vento +Y	1.50	0.60
Vento -Y	1.50	0.60

Combinazione n° 4 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00
Neve	1.50	0.50
Vento +X	1.50	0.60
Vento -X	1.50	1.00
Vento +Y	1.50	0.60
Vento -Y	1.50	0.60

Combinazione n° 5 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00
Neve	1.50	0.50
Vento +X	1.50	0.60
Vento -X	1.50	0.60
Vento +Y	1.50	1.00
Vento -Y	1.50	0.60

Combinazione n° 6 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00
Neve	1.50	0.50
Vento +X	1.50	0.60
Vento -X	1.50	0.60
Vento +Y	1.50	0.60
Vento -Y	1.50	1.00

Combinazione n° 7 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - SLER

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	1.00
Vento +X	1.00	0.60
Vento -X	1.00	0.60
Vento +Y	1.00	0.60
Vento -Y	1.00	0.60

Combinazione n° 9 - SLEF

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	0.20

Combinazione n° 10 - SLEQ

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - SLER

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	0.50
Vento +X	1.00	1.00
Vento -X	1.00	0.60
Vento +Y	1.00	0.60
Vento -Y	1.00	0.60

Combinazione n° 12 - SLEF

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Vento +X	1.00	0.20

Combinazione n° 13 - SLER

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	0.50
Vento +X	1.00	0.60
Vento -X	1.00	1.00
Vento +Y	1.00	0.60
Vento -Y	1.00	0.60

Combinazione n° 14 - SLEF

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Vento -X	1.00	0.20

Combinazione n° 15 - SLER

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	0.50
Vento +X	1.00	0.60
Vento -X	1.00	0.60
Vento +Y	1.00	1.00
Vento -Y	1.00	0.60

Combinazione n° 16 - SLEF

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Vento +Y	1.00	0.20

Combinazione n° 17 - SLER

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	0.50
Vento +X	1.00	0.60
Vento -X	1.00	0.60
Vento +Y	1.00	0.60
Vento -Y	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - SLEF

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Vento -Y	1.00	0.20

4.4.2 Condizioni di calcolo

4.4.3 Analisi in condizioni drenate

Verifica della portanza assiale

Il metodo utilizzato per il calcolo della portanza verticale è: Meyerhof.

E' stato richiesto di correggere l'angolo di attrito in funzione del tipo di palo (Trivellato/Infisso).

E' stata impostata una pressione a piano campagna pari a 0,09 [kg/cm²]

L'andamento della pressione verticale σ_v con la profondità, per il calcolo della portanza di punta, è stata definita come:

Pressione geostatica.

L'andamento della pressione verticale è stata utilizzata anche per il calcolo della portanza laterale.

Verifica della portanza trasversale

Costante di Winkler orizzontale definita da STRATO

Criterio di rottura palo-terreno: Pressione limite (Costante: $p_{lim} = 1,00$ [kg/mq])

Cedimento verticale in testa ai pali

Per il calcolo dei cedimenti è stato utilizzato il metodo degli Elementi Finiti.

Spostamento limite attrito laterale: 3,00 [cm]

Spostamento limite punta: 5,00 [cm]

4.4.3.1 Risultati

Verifica della portanza assiale

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione

Nc, Nq Fattori di capacità portante

N'c = f(Nc, sc, dc)

N'q = f(Nq, sq, dq)

dove:

sc, sq Fattori di forma

dc, dq Fattori di profondità

Pl_{min}, Pl_{med} Portanza laterale minima e media espressa in [kg]

Pp_{min}, Pp_{med} Portanza di punta minima e media espressa in [kg]

Pd Portanza di progetto espressa in [kg]

N Scarico verticale in testa al palo espresso in [kg]

η Coeff. di sicurezza per carichi verticali

cm b	Nc	Nq	N'c	N'q
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00

cm b	Pl _{med} [kg]	Pp _{med} [kg]	Pl _{min} [kg]	Pp _{min} [kg]	Wp [kg]	Pd [kg]	N [kg]	η
1	8015	0	8015	0	165	4482	1919	2.336
2	8015	0	8015	0	165	4482	4446	1.008
3	8015	0	8015	0	165	4482	4208	1.065
4	8015	0	8015	0	165	4482	2157	2.078
5	8015	0	8015	0	165	4482	4208	1.065
6	8015	0	8015	0	165	4482	2157	2.078
7	8015	0	8015	0	165	4482	1476	3.036

Verifica della portanza trasversale

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione

Td Taglio resistente di progetto in testa al palo, espresso in [kg]

T Taglio agente in testa al palo, espresso in [kg]

η=Td/T Coeff. di sicurezza per carichi orizzontali

cm b	Td [kg]	T [kg]	η
1	2144	-8	274,918
2	1704	-70	24,376
3	1715	-64	26,771
4	1832	-53	34,802
5	1718	-64	26,825
6	1655	-80	20,617
7	2173	-6	362,157

Cedimento verticale in testa ai pali

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione

w Cedimento in testa al palo, espresso in [cm]

u Spostamento orizzontale in testa al palo, espresso in [cm]

cm b	w	u
	[cm]	[cm]
1	0,8155	0,0000
2	1,8897	0,0000
3	1,7884	0,0000
4	0,9168	0,0000
5	1,7884	0,0000
6	0,9168	0,0000
7	0,6273	0,0000
8	1,3434	0,0000
9	0,7705	0,0000
10	0,6273	0,0000
11	1,2759	0,0000
12	0,7726	0,0000
13	0,6948	0,0000
14	0,4820	0,0000
15	1,2759	0,0000
16	0,7726	0,0000
17	0,6948	0,0000
18	0,4820	0,0000

Spostamenti e pressioni limiti

Simbologia adottata

Nr. Identificativo sezione palo
 Y ordinata palo espressa in [cm]
 Ur spostamento limite espresso in [cm]
 Pr pressione limite espressa in [kg/cm²]

n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr
	[m]	[cm]	[kg/cm ²]		[m]	[cm]	[kg/cm ²]		[m]	[cm]	[kg/cm ²]
1	0,00	21,6846	1,000	5	0,14	20,3840	1,000	9	0,28	19,0866	1,000
13	0,42	17,7939	1,000	17	0,56	16,5069	1,000	21	0,70	15,2268	1,000
25	0,84	13,9544	1,000	29	0,98	12,6904	1,000	33	1,12	11,4353	1,000
37	1,26	10,1896	1,000	41	1,40	8,9535	1,000	45	1,54	7,7270	1,000
49	1,68	6,5099	1,000	53	1,82	5,3021	1,000	57	1,96	4,1030	1,000
61	2,10	2,9121	1,000	65	2,24	1,7286	1,000	69	2,38	0,5515	1,000
73	2,52	-0,6202	-1,000	77	2,66	-1,7879	-1,000	81	2,80	-2,9526	-1,000
85	2,94	-4,1153	-1,000	89	3,08	-5,2768	-1,000	93	3,22	-6,4376	-1,000
97	3,36	-7,5981	-1,000	101	3,50	-8,7585	-1,000	105			

Verifica pali

La verifica delle sezioni è stata effettuata con il metodo degli stati limite ultimi.

Simbologia adottata

Y ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso espressa in [m]
 σ_f tensione normale nell'acciaio espressa in [kg/cm²]
 σ_{id} tensione ideale nell'acciaio espressa in [kg/cm²]
 τ_f tensione tangenziale nell'acciaio espressa in [kg/cm²]
 CS coefficiente di sicurezza
 M momento agente, espresso in [kgm]
 N sforzo normale agente, espresso in [kg]
 Mu momento ultimo, espresso in [kgm]
 Nu sforzo normale ultimo, espresso in [kg]
 T taglio agente, espresso in [kg]
 V_{Rd} taglio resistente, espresso in [kg]

Inviluppo verifiche

Inviluppo

Y	A_f	M	N	M_u	N_u	CS	T	V_{Rd}	CS_T
<i>[m]</i>	<i>[cmq]</i>	<i>[kgm]</i>	<i>[kg]</i>	<i>[kgm]</i>	<i>[kg]</i>		<i>[kg]</i>	<i>[kg]</i>	
0,00	60,00	0	1134	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,11	60,00	0	1117	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,21	60,00	0	1099	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,32	60,00	0	1080	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,42	60,00	0	1061	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,53	60,00	0	1041	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,63	60,00	0	1021	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,74	60,00	0	999	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,84	60,00	0	974	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,95	60,00	0	947	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,05	60,00	0	920	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,16	60,00	0	891	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,26	60,00	0	862	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,37	60,00	0	831	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,47	60,00	0	800	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,58	60,00	0	767	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,68	60,00	0	734	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,79	60,00	0	700	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,89	60,00	0	664	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,00	60,00	0	628	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,10	60,00	0	591	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,21	60,00	0	552	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,31	60,00	0	513	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,42	60,00	0	473	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,52	60,00	0	432	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,63	60,00	0	389	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,73	60,00	0	346	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,84	60,00	0	302	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,94	60,00	0	257	10226	0	100.00	0	54521	100.00
3,05	60,00	0	211	10226	0	100.00	0	54521	100.00
3,15	60,00	0	164	10226	0	100.00	0	54521	100.00
3,26	60,00	0	116	10226	0	100.00	0	54521	100.00
3,36	60,00	0	67	10226	0	100.00	0	54521	100.00
3,47	60,00	0	17	10226	0	100.00	0	54521	100.00

Y	A_f	M	N	σ_c	σ_f
<i>[m]</i>	<i>[cmq]</i>	<i>[kgm]</i>	<i>[kg]</i>	<i>[kg/cmq]</i>	<i>[kg/cmq]</i>
0,00	60,00	0	1134	52,68	52,68
0,11	60,00	0	1117	51,80	51,80
0,21	60,00	0	1099	50,90	50,90
0,32	60,00	0	1080	49,98	49,98
0,42	60,00	0	1061	49,04	49,04
0,53	60,00	0	1041	48,08	48,08
0,63	60,00	0	1021	47,10	47,10
0,74	60,00	0	999	46,03	46,03
0,84	60,00	0	974	44,81	44,81
0,95	60,00	0	947	43,55	43,55
1,05	60,00	0	920	42,24	42,24
1,16	60,00	0	891	40,90	40,90
1,26	60,00	0	862	39,51	39,51
1,37	60,00	0	831	38,08	38,08
1,47	60,00	0	800	36,61	36,61
1,58	60,00	0	767	35,10	35,10
1,68	60,00	0	734	33,55	33,55
1,79	60,00	0	700	31,95	31,95
1,89	60,00	0	664	30,31	30,31
2,00	60,00	0	628	28,63	28,63
2,10	60,00	0	591	26,91	26,91
2,21	60,00	0	552	25,15	25,15
2,31	60,00	0	513	23,35	23,35
2,42	60,00	0	473	21,50	21,50

Y	A_f	M	N	σ_c	σ_f
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
2,52	60,00	0	432	19,62	19,62
2,63	60,00	0	389	17,69	17,69
2,73	60,00	0	346	15,72	15,72
2,84	60,00	0	302	13,71	13,71
2,94	60,00	0	257	11,65	11,65
3,05	60,00	0	211	9,56	9,56
3,15	60,00	0	164	7,42	7,42
3,26	60,00	0	116	5,24	5,24
3,36	60,00	0	67	3,02	3,02
3,47	60,00	0	17	0,76	0,76

4.4.4 Analisi in condizioni non drenate

Verifica della portanza assiale

Il metodo utilizzato per il calcolo della portanza verticale è: Meyerhof.

E' stato richiesto di correggere l'angolo di attrito in funzione del tipo di palo (Trivellato/Infisso).

E' stata impostata una pressione a piano campagna pari a 0,07 [kg/cmq]

L'andamento della pressione verticale σ_v con la profondità, per il calcolo della portanza di punta, è stata definita come: Pressione geostatica.

L'andamento della pressione verticale è stata utilizzata anche per il calcolo della portanza laterale.

Verifica della portanza trasversale

Costante di Winkler orizzontale definita da STRATO

Criterio di rottura palo-terreno: Pressione limite (Costante: $p_{lim} = 1,00$ [kg/mq])

Cedimento verticale in testa ai pali

Per il calcolo dei cedimenti è stato utilizzato il metodo degli Elementi Finiti.

Spostamento limite attrito laterale: 3,00 [cm]

Spostamento limite punta: 5,00 [cm]

4.4.4.1 Risultati

Verifica della portanza assiale

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione

N_c, N_q Fattori di capacità portante

N'_c = f(N_c, s_c, d_c)

N'_q = f(N_q, s_q, d_q)

dove:

s_c, s_q Fattori di forma

d_c, d_q Fattori di profondità

P_{lmin}, P_{lmed} Portanza laterale minima e media espressa in [kg]

P_{pmin}, P_{pmed} Portanza di punta minima e media espressa in [kg]

P_d Portanza di progetto espressa in [kg]

N Scarico verticale in testa al palo espresso in [kg]

η Coeff. di sicurezza per carichi verticali

cm b	N _c	N _q	N' _c	N' _q
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00

cm b	Pl_{med}	Pp_{med}	Pl_{min}	Pp_{min}	Wp	Pd	N	η
	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
1	8125	0	8125	0	165	4545	1919	2.369
2	8125	0	8125	0	165	4545	4446	1.022
3	8125	0	8125	0	165	4545	4208	1.080
4	8125	0	8125	0	165	4545	2157	2.107
5	8125	0	8125	0	165	4545	4208	1.080
6	8125	0	8125	0	165	4545	2157	2.107
7	8125	0	8125	0	165	4545	1476	3.079

Verifica della portanza trasversale

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione
T_d Taglio resistente di progetto in testa al palo, espresso in [kg]
T Taglio agente in testa al palo, espresso in [kg]
η=T_d/T Coeff. di sicurezza per carichi orizzontali

cm b	T_d	T	η
	[kg]	[kg]	
1	2144	-8	274,918
2	1704	-70	24,376
3	1715	-64	26,771
4	1832	-53	34,802
5	1718	-64	26,825
6	1655	-80	20,617
7	2173	-6	362,157

Cedimento verticale in testa ai pali

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione
w Cedimento in testa al palo, espresso in [cm]
u Spostamento orizzontale in testa al palo, espresso in [cm]

cm b	w	u
	[cm]	[cm]
1	0,7129	0,0000
2	1,6519	0,0000
3	1,5633	0,0000
4	0,8014	0,0000
5	1,5633	0,0000
6	0,8014	0,0000
7	0,5484	0,0000
8	1,1744	0,0000
9	0,6736	0,0000
10	0,5484	0,0000
11	1,1153	0,0000
12	0,6753	0,0000
13	0,6074	0,0000
14	0,4214	0,0000
15	1,1153	0,0000
16	0,6753	0,0000
17	0,6074	0,0000
18	0,4214	0,0000

Spostamenti e pressioni limiti

Simbologia adottata

Nr. Identificativo sezione palo
Y ordinata palo espressa in [cm]
U_r spostamento limite espresso in [cm]
P_r pressione limite espressa in [kg/cm²]

n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr
	[m]	[cm]	[kg/cmq]		[m]	[cm]	[kg/cmq]		[m]	[cm]	[kg/cmq]
1	0,00	21,6846	1,000	5	0,14	20,3840	1,000	9	0,28	19,0866	1,000
13	0,42	17,7939	1,000	17	0,56	16,5069	1,000	21	0,70	15,2268	1,000
25	0,84	13,9544	1,000	29	0,98	12,6904	1,000	33	1,12	11,4353	1,000
37	1,26	10,1896	1,000	41	1,40	8,9535	1,000	45	1,54	7,7270	1,000
49	1,68	6,5099	1,000	53	1,82	5,3021	1,000	57	1,96	4,1030	1,000
61	2,10	2,9121	1,000	65	2,24	1,7286	1,000	69	2,38	0,5515	1,000
73	2,52	-0,6202	-1,000	77	2,66	-1,7879	-1,000	81	2,80	-2,9526	-1,000
85	2,94	-4,1153	-1,000	89	3,08	-5,2768	-1,000	93	3,22	-6,4376	-1,000
97	3,36	-7,5981	-1,000	101	3,50	-8,7585	-1,000	105			

Verifica armature pali

La verifica delle sezioni è stata effettuata con il metodo degli stati limite ultimi.

Simbologia adottata

Y	ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso espressa in [m]
σ_f	tensione normale nell'acciaio espressa in [kg/cmq]
σ_{id}	tensione ideale nell'acciaio espressa in [kg/cmq]
τ_f	tensione tangenziale nell'acciaio espressa in [kg/cmq]
CS	coefficiente di sicurezza
M	momento agente, espresso in [kgm]
N	sforzo normale agente, espresso in [kg]
Mu	momento ultimo, espresso in [kgm]
Nu	sforzo normale ultimo, espresso in [kg]
T	taglio agente, espresso in [kg]
V _{Rd}	taglio resistente, espresso in [kg]

Inviluppo verifiche

Inviluppo

Y	A _f	M	N	M _u	N _u	CS	T	V _{Rd}	CS _T
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]		[kg]	[kg]	
0,00	60,00	0	1134	10226	0	100,00	0	54521	100,00
0,11	60,00	0	1120	10226	0	100,00	0	54521	100,00
0,21	60,00	0	1106	10226	0	100,00	0	54521	100,00
0,32	60,00	0	1091	10226	0	100,00	0	54521	100,00
0,42	60,00	0	1077	10226	0	100,00	0	54521	100,00
0,53	60,00	0	1063	10226	0	100,00	0	54521	100,00
0,63	60,00	0	1048	10226	0	100,00	0	54521	100,00
0,74	60,00	0	1026	10226	0	100,00	0	54521	100,00
0,84	60,00	0	987	10226	0	100,00	0	54521	100,00
0,95	60,00	0	948	10226	0	100,00	0	54521	100,00
1,05	60,00	0	909	10226	0	100,00	0	54521	100,00
1,16	60,00	0	870	10226	0	100,00	0	54521	100,00
1,26	60,00	0	831	10226	0	100,00	0	54521	100,00
1,37	60,00	0	792	10226	0	100,00	0	54521	100,00
1,47	60,00	0	753	10226	0	100,00	0	54521	100,00
1,58	60,00	0	714	10226	0	100,00	0	54521	100,00
1,68	60,00	0	675	10226	0	100,00	0	54521	100,00
1,79	60,00	0	636	10226	0	100,00	0	54521	100,00
1,89	60,00	0	597	10226	0	100,00	0	54521	100,00
2,00	60,00	0	558	10226	0	100,00	0	54521	100,00
2,10	60,00	0	519	10226	0	100,00	0	54521	100,00
2,21	60,00	0	480	10226	0	100,00	0	54521	100,00
2,31	60,00	0	441	10226	0	100,00	0	54521	100,00
2,42	60,00	0	402	10226	0	100,00	0	54521	100,00
2,52	60,00	0	364	10226	0	100,00	0	54521	100,00
2,63	60,00	0	325	10226	0	100,00	0	54521	100,00
2,73	60,00	0	286	10226	0	100,00	0	54521	100,00
2,84	60,00	0	247	10226	0	100,00	0	54521	100,00
2,94	60,00	0	208	10226	0	100,00	0	54521	100,00
3,05	60,00	0	169	10226	0	100,00	0	54521	100,00

Y	A_f	M	N	M_u	N_u	CS	T	V_{Rd}	CS_T
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]		[kg]	[kg]	
3,15	60,00	0	130	10226	0	100.00	0	54521	100.00
3,26	60,00	0	91	10226	0	100.00	0	54521	100.00
3,36	60,00	0	52	10226	0	100.00	0	54521	100.00
3,47	60,00	0	13	10226	0	100.00	0	54521	100.00

Y	A_f	M	N	σ_c	σ_f
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
0,00	60,00	0	1134	52,68	52,68
0,11	60,00	0	1120	51,94	51,94
0,21	60,00	0	1106	51,20	51,20
0,32	60,00	0	1091	50,46	50,46
0,42	60,00	0	1077	49,72	49,72
0,53	60,00	0	1063	48,98	48,98
0,63	60,00	0	1048	48,24	48,24
0,74	60,00	0	1026	47,15	47,15
0,84	60,00	0	987	45,36	45,36
0,95	60,00	0	948	43,57	43,57
1,05	60,00	0	909	41,78	41,78
1,16	60,00	0	870	39,99	39,99
1,26	60,00	0	831	38,20	38,20
1,37	60,00	0	792	36,41	36,41
1,47	60,00	0	753	34,62	34,62
1,58	60,00	0	714	32,83	32,83
1,68	60,00	0	675	31,04	31,04
1,79	60,00	0	636	29,25	29,25
1,89	60,00	0	597	27,46	27,46
2,00	60,00	0	558	25,67	25,67
2,10	60,00	0	519	23,88	23,88
2,21	60,00	0	480	22,08	22,08
2,31	60,00	0	441	20,29	20,29
2,42	60,00	0	402	18,50	18,50
2,52	60,00	0	364	16,71	16,71
2,63	60,00	0	325	14,92	14,92
2,73	60,00	0	286	13,13	13,13
2,84	60,00	0	247	11,34	11,34
2,94	60,00	0	208	9,55	9,55
3,05	60,00	0	169	7,76	7,76
3,15	60,00	0	130	5,97	5,97
3,26	60,00	0	91	4,18	4,18
3,36	60,00	0	52	2,39	2,39
3,47	60,00	0	13	0,60	0,60

4.5 – CONFIGURAZIONE $\alpha = 55^\circ$

Descrizione terreni e falda

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ^{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kg/cmq]
ca	Adesione del terreno espressa in [kg/cmq]
ϕ_{min}, ϕ_{med}	Angolo di attrito interno del terreno minimo e medio espresso in gradi
$\delta_{min}, \delta_{med}$	Angolo di attrito palo-terreno minimo e medio espresso in gradi
c_{min}, c_{med}	Coesione del terreno minima e media espressa in [kg/cmq]
ca_{min}, ca_{med}	Adesione del terreno minima e media espressa in [kg/cmq]

- CONDIZIONE DRENATA

Parametri caratteristici

Descrizione	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ^q]	ca [kg/cm ^q]
Argille limose alt.	1900,0	2000,0	19,00	19,00	0,273	0,182
Terreno agrario	1630,0	1870,0	18,00	18,00	0,273	0,182

Parametri minimi

Descrizione	ϕ_{min} [°]	δ_{min} [°]	C _{min} [kg/cm ^q]	ca _{min} [kg/cm ^q]
Argille limose alt.	19,00	19,00	0,273	0,182
Terreno agrario	18,00	18,00	0,273	0,182

Parametri medi

Descrizione	ϕ_{med} [°]	δ_{med} [°]	C _{med} [kg/cm ^q]	ca _{med} [kg/cm ^q]
Argille limose alt.	19,00	19,00	0,273	0,182
Terreno agrario	18,00	18,00	0,273	0,182

- CONDIZIONE NON DRENATA

Parametri caratteristici

Descrizione	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ^q]	ca [kg/cm ^q]
Argille limose alt.	1900,0	2000,0	0,00	0,00	0,520	0,410
Terreno agrario	1630,0	1870,0	0,00	0,00	0,220	0,180

Parametri minimi

Descrizione	ϕ_{min} [°]	δ_{min} [°]	C _{min} [kg/cm ^q]	ca _{min} [kg/cm ^q]
Argille limose alt.	0,00	0,00	0,520	0,410
Terreno agrario	0,00	0,00	0,220	0,180

Parametri medi

Descrizione	ϕ_{med} [°]	δ_{med} [°]	C _{med} [kg/cm ^q]	ca _{med} [kg/cm ^q]
Argille limose alt.	0,00	0,00	0,520	0,410
Terreno agrario	0,00	0,00	0,220	0,180

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

- N Identificativo strato
 Z1 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
 Z2 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
 Z3 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
 Terreno Terreno dello strato
 Kw Costante di Winkler espressa in Kg/cm²/cm
 Ks Coefficiente di spinta
 α Coefficiente di espansione laterale

n°	Z1 [m]	Z2 [m]	Z3 [m]	Terreno	Kw [kg/cm ^q /c m]	Ks	α
1	-0,7	-0,7	-0,7	Terreno agrario	6.00	0.60	1.00
2	-6,0	-6,0	-6,0	Argille limose alt.	10.00	1.00	1.00

Normativa

N.T.C. 2018

Simbologia adottata

- γ_{Gsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
 γ_{Gfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
 γ_{Qsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
 γ_{Qfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
 $\gamma_{tan\phi}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato

γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_r	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniaassiale delle rocce

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		Statici		Sismici	
			A1	A2	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		Statici		Sismici	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00	1.00	1.00

PALI DI FONDAZIONE

CARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei pali

Pali infissi

		R1	R2	R3
Punta	γ_b	1.00	1.45	1.15
Laterale compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15
Totale compressione	γ_t	1.00	1.45	1.15
Laterale trazione	γ_{st}	1.00	1.60	1.25

CARICHI TRASVERSALI. Coefficienti parziali γ_T per le verifiche dei pali.

		R1	R2	R3
	γ_T	1.00	1.60	1.30

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali
 Numero di verticali indagate 5 $\xi_3=1.50$ $\xi_4=1.34$

4.5.1 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

- Carichi verticali positivi verso il basso.
- Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
- Momento positivo senso antiorario.
- f_{nd} Indice della fondazione
- N_{TOT} Sforzo normale totale espressa in [kg]
- My_{TOT} Momento in direzione Y espresso in [kgm]
- T_{TOT} Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 - Permanenti - PERMANENTE

Fondazione	N_{TOT}	My_{TOT}	Tx_{TOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	1443,0	9,0	6,0

Condizione n° 2 - Neve - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT}	My_{TOT}	Tx_{TOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	268,0	2,0	2,0

Condizione n° 3 - Vento +X - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT}	M_{yTOT}	T_{xTOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	944,0	3617,0	1256,0

Condizione n° 4 - Vento -X - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT}	M_{yTOT}	T_{xTOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	-944,0	-3616,0	1256,0

Condizione n° 5 - Vento +Y - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT}	M_{yTOT}	T_{xTOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	948,0	3616,0	1255,0

Condizione n° 6 - Vento -Y - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT}	M_{yTOT}	T_{xTOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	-948,0	-3616,0	1255,0

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00

Combinazione n° 2 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00
Neve	1.50	1.00
Vento +X	1.50	0.60
Vento -X	1.50	0.60
Vento +Y	1.50	0.60
Vento -Y	1.50	0.60

Combinazione n° 3 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00
Neve	1.50	0.50
Vento +X	1.50	1.00
Vento -X	1.50	0.60
Vento +Y	1.50	0.60
Vento -Y	1.50	0.60

Combinazione n° 4 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00
Neve	1.50	0.50
Vento +X	1.50	0.60
Vento -X	1.50	1.00
Vento +Y	1.50	0.60
Vento -Y	1.50	0.60

Combinazione n° 5 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00
Neve	1.50	0.50

Cond	γ	Ψ
Vento +X	1.50	0.60
Vento -X	1.50	0.60
Vento +Y	1.50	1.00
Vento -Y	1.50	0.60

Combinazione n° 6 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00
Neve	1.50	0.50
Vento +X	1.50	0.60
Vento -X	1.50	0.60
Vento +Y	1.50	0.60
Vento -Y	1.50	1.00

Combinazione n° 7 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - SLER

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	1.00
Vento +X	1.00	0.60
Vento -X	1.00	0.60
Vento +Y	1.00	0.60
Vento -Y	1.00	0.60

Combinazione n° 9 - SLEF

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	0.20

Combinazione n° 10 - SLEO

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - SLER

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	0.50
Vento +X	1.00	1.00
Vento -X	1.00	0.60
Vento +Y	1.00	0.60
Vento -Y	1.00	0.60

Combinazione n° 12 - SLEF

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Vento +X	1.00	0.20

Combinazione n° 13 - SLER

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	0.50
Vento +X	1.00	0.60
Vento -X	1.00	1.00

Cond	γ	Ψ
Vento +Y	1.00	0.60
Vento -Y	1.00	0.60

Combinazione n° 14 - SLEF

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Vento -X	1.00	0.20

Combinazione n° 15 - SLER

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	0.50
Vento +X	1.00	0.60
Vento -X	1.00	0.60
Vento +Y	1.00	1.00
Vento -Y	1.00	0.60

Combinazione n° 16 - SLEF

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Vento +Y	1.00	0.20

Combinazione n° 17 - SLER

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	0.50
Vento +X	1.00	0.60
Vento -X	1.00	0.60
Vento +Y	1.00	0.60
Vento -Y	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - SLEF

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Vento -Y	1.00	0.20

4.5.2 zioni di calcolo

4.5.3 alisi in condizioni drenate

Verifica della portanza assiale

Il metodo utilizzato per il calcolo della portanza verticale è: Meyerhof.

E' stato richiesto di correggere l'angolo di attrito in funzione del tipo di palo (Trivellato/Infisso).

E' stata impostata una pressione a piano campagna pari a 0,09 [kg/cmq]

L'andamento della pressione verticale σ_v con la profondità, per il calcolo della portanza di punta, è stata definita come: Pressione geostatica.

L'andamento della pressione verticale è stata utilizzata anche per il calcolo della portanza laterale.

Verifica della portanza trasversale

Costante di Winkler orizzontale definita da STRATO

Criterio di rottura palo-terreno: Pressione limite (Costante: $p_{lim} = 1,00$ [kg/mq]) Palo infinitamente elastico.

Cedimento verticale in testa ai pali

Per il calcolo dei cedimenti è stato utilizzato il metodo degli Elementi Finiti.

Spostamento limite attrito laterale: 3,00 [cm]

Spostamento limite punta: 5,00 [cm]

4.5.3.1 Risultati

Verifica della portanza assiale

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione
 Nc, Nq Fattori di capacità portante
 $N'c = f(Nc, sc, dc)$
 $N'q = f(Nq, sq, dq)$
 dove:
 sc, sq Fattori di forma
 dc, dq Fattori di profondità
 Pl_{min}, Pl_{med} Portanza laterale minima e media espressa in [kg]
 Pp_{min}, Pp_{med} Portanza di punta minima e media espressa in [kg]
 Pd Portanza di progetto espressa in [kg]
 N Scarico verticale in testa al palo espresso in [kg]
 η Coeff. di sicurezza per carichi verticali

cm b	Nc	Nq	N'c	N'q
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00

cm b	Pl_{med} [kg]	Pp_{med} [kg]	Pl_{min} [kg]	Pp_{min} [kg]	Wp [kg]	Pd [kg]	N [kg]	η
1	8015	0	8015	0	165	4482	1876	2.389
2	8015	0	8015	0	165	4482	2278	1.967
3	8015	0	8015	0	165	4482	2643	1.695
4	8015	0	8015	0	165	4482	1510	2.967
5	8015	0	8015	0	165	4482	2646	1.694
6	8015	0	8015	0	165	4482	1508	2.972
7	8015	0	8015	0	165	4482	1443	3.106

Verifica della portanza trasversale

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione
 Td Taglio resistente di progetto in testa al palo, espresso in [kg]
 T Taglio agente in testa al palo, espresso in [kg]
 $\eta = Td/T$ Coeff. di sicurezza per carichi orizzontali

cm b	Td [kg]	T [kg]	η
1	2378	-8	304,888
2	2417	-11	223,769
3	2857	-763	3,745
4	2813	744	3,779
5	2855	-762	3,745
6	2809	744	3,778
7	2350	-6	391,695

Cedimento verticale in testa ai pali

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione
 w Cedimento in testa al palo, espresso in [cm]
 u Spostamento orizzontale in testa al palo, espresso in [cm]

cm	w	u
b	[cm]	[cm]
1	0,7973	0,0000
2	0,9681	0,0000
3	1,1234	-0,1791
4	0,6420	-0,1779
5	1,1244	-0,1791
6	0,6409	-0,1780
7	0,6133	0,0000
8	0,7272	0,0000
9	0,6361	0,0000
10	0,6133	0,0000
11	0,8307	-0,1192
12	0,6935	-0,0597
13	0,5097	-0,1184
14	0,5330	-0,0590
15	0,8314	-0,1192
16	0,6939	-0,0597
17	0,5091	-0,1184
18	0,5327	-0,0591

Spostamenti e pressioni limiti

Simbologia adottata

Nr. Identificativo sezione palo
 Y ordinata palo espressa in [cm]
 Ur spostamento limite espresso in [cm]
 Pr pressione limite espressa in [kg/cm²]

n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr
	[m]	[cm]	[kg/cm ²]		[m]	[cm]	[kg/cm ²]		[m]	[cm]	[kg/cm ²]
1	0,00	4,5896	1,000	5	0,14	4,2902	1,000	9	0,28	3,9911	1,000
13	0,42	3,6938	1,000	17	0,56	3,3997	1,000	21	0,70	3,1100	1,000
25	0,84	2,8258	1,000	29	0,98	2,5478	1,000	33	1,12	2,2770	1,000
37	1,26	2,0137	1,000	41	1,40	1,7584	1,000	45	1,54	1,5114	1,000
49	1,68	1,2727	1,000	53	1,82	1,0421	1,000	57	1,96	0,8194	1,000
61	2,10	0,6043	1,000	65	2,24	0,3960	1,000	69	2,38	0,1939	1,000
73	2,52	-0,0031	-0,031	77	2,66	-0,1959	-1,000	81	2,80	-0,3859	-1,000
85	2,94	-0,5738	-1,000	89	3,08	-0,7604	-1,000	93	3,22	-0,9464	-1,000
97	3,36	-1,1320	-1,000	101	3,50	-1,3177	-1,000	105			

Verifica pali

La verifica delle sezioni è stata effettuata con il metodo degli stati limite ultimi.

Simbologia adottata

Y ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso espressa in [m]
 σ_f tensione normale nell'acciaio espressa in [kg/cm²]
 σ_{id} tensione ideale nell'acciaio espressa in [kg/cm²]
 τ_f tensione tangenziale nell'acciaio espressa in [kg/cm²]
 CS coefficiente di sicurezza
 M momento agente, espresso in [kgm]
 N sforzo normale agente, espresso in [kg]
 Mu momento ultimo, espresso in [kgm]
 Nu sforzo normale ultimo, espresso in [kg]
 T taglio agente, espresso in [kg]
 V_{Rd} taglio resistente, espresso in [kg]

Inviluppo verifiche

Inviluppo

Y	A_f	M	N	M_u	N_u	CS	T	V_{Rd}	CS_T
[m]	[cm ²]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]		[kg]	[kg]	
0,00	60,00	714	1253	10226	0	4.68	763	54521	71.47

Y	A_f	M	N	M_u	N_u	CS	T	V_{Rd}	CS_T
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]		[kg]	[kg]	
0,11	60,00	685	1234	10226	0	4.89	993	54521	54.91
0,21	60,00	649	1214	10226	0	5.16	1141	54521	47.79
0,32	60,00	609	1193	10226	0	5.50	1248	54521	43.70
0,42	60,00	565	1172	10226	0	5.93	1319	54521	41.32
0,53	60,00	520	1150	10226	0	6.45	1361	54521	40.05
0,63	60,00	473	1127	10226	0	7.09	1378	54521	39.56
0,74	60,00	426	1103	10226	0	7.88	1372	54521	39.73
0,84	60,00	379	1075	10226	0	8.86	1338	54521	40.73
0,95	60,00	333	1045	10226	0	10.07	1283	54521	42.50
1,05	60,00	290	1015	10226	0	11.58	1211	54521	45.02
1,16	60,00	249	983	10226	0	13.48	1127	54521	48.38
1,26	60,00	212	950	10226	0	15.89	1035	54521	52.67
1,37	60,00	177	917	10226	0	19.00	939	54521	58.09
1,47	60,00	146	882	10226	0	23.07	840	54521	64.89
1,58	60,00	118	846	10226	0	28.53	742	54521	73.44
1,68	60,00	94	809	10226	0	36.03	647	54521	84.30
1,79	60,00	72	771	10226	0	46.66	555	54521	98.23
1,89	60,00	54	732	10226	0	62.36	468	54521	116.42
2,00	60,00	39	692	10226	0	86.89	387	54521	140.73
2,10	60,00	27	651	10226	0	100.00	313	54521	174.20
2,21	60,00	17	609	10226	0	100.00	245	54521	222.11
2,31	60,00	9	565	10226	0	100.00	185	54521	294.52
2,42	60,00	3	521	10226	0	100.00	132	54521	412.81
2,52	60,00	1	475	10226	0	100.00	86	54521	630.35
2,63	60,00	4	429	10226	0	100.00	48	54521	1124.82
2,73	60,00	5	381	10226	0	100.00	18	54521	3092.68
2,84	60,00	5	333	10226	0	100.00	7	54521	7786.28
2,94	60,00	5	283	10226	0	100.00	24	54521	2290.26
3,05	60,00	4	232	10226	0	100.00	34	54521	1622.84
3,15	60,00	3	180	10226	0	100.00	36	54521	1496.05
3,26	60,00	2	128	10226	0	100.00	32	54521	1682.88
3,36	60,00	1	74	10226	0	100.00	21	54521	2537.34
3,47	60,00	0	19	10226	0	100.00	4	54521	14645.70

Y	A_f	M	N	σ_c	σ_f
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
0,00	60,00	714	1253	548,67	548,47
0,11	60,00	685	1234	526,72	526,37
0,21	60,00	649	1214	500,32	499,83
0,32	60,00	609	1193	470,60	469,99
0,42	60,00	565	1172	438,52	437,78
0,53	60,00	520	1150	404,90	404,05
0,63	60,00	473	1127	370,45	369,49
0,74	60,00	426	1103	335,69	334,65
0,84	60,00	379	1075	301,20	300,10
0,95	60,00	333	1045	267,70	266,55
1,05	60,00	290	1015	235,67	234,51
1,16	60,00	249	983	205,49	204,34
1,26	60,00	212	950	177,43	176,31
1,37	60,00	177	917	151,65	150,57
1,47	60,00	146	882	128,24	127,22
1,58	60,00	118	846	107,24	106,28
1,68	60,00	94	809	88,61	87,73
1,79	60,00	72	771	72,28	71,49
1,89	60,00	54	732	58,16	57,46
2,00	60,00	39	692	46,11	45,50
2,10	60,00	27	651	35,98	35,47
2,21	60,00	17	609	27,61	27,21
2,31	60,00	9	565	20,83	20,53
2,42	60,00	3	521	15,46	15,25

Y	A_f	M	N	σ_c	σ_f
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
2,52	60,00	1	475	13,36	13,25
2,63	60,00	4	429	13,89	13,85
2,73	60,00	5	381	13,54	13,54
2,84	60,00	5	333	12,49	12,49
2,94	60,00	5	283	10,89	10,88
3,05	60,00	4	232	8,91	8,88
3,15	60,00	3	180	6,71	6,68
3,26	60,00	2	128	4,48	4,43
3,36	60,00	1	74	2,36	2,32
3,47	60,00	0	19	0,51	0,51

4.5.4 Analisi in condizioni non drenate

Verifica della portanza assiale

Il metodo utilizzato per il calcolo della portanza verticale è: Meyerhof.

E' stato richiesto di correggere l'angolo di attrito in funzione del tipo di palo (Trivellato/Infisso).

E' stata impostata una pressione a piano campagna pari a 0,09 [kg/cmq]

L'andamento della pressione verticale σ_v con la profondità, per il calcolo della portanza di punta, è stata definita come: Pressione geostatica.

L'andamento della pressione verticale è stata utilizzata anche per il calcolo della portanza laterale.

Verifica della portanza trasversale

Costante di Winkler orizzontale definita da STRATO

Criterio di rottura palo-terreno: Pressione limite (Costante: $p_{lim} = 1,00$ [kg/mq]) Palo infinitamente elastico.

Cedimento verticale in testa ai pali

Per il calcolo dei cedimenti è stato utilizzato il metodo degli Elementi Finiti.

Spostamento limite attrito laterale: 3,00 [cm]

Spostamento limite punta: 5,00 [cm]

4.5.4.1 Risultati

Verifica della portanza assiale

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione

N_c, N_q Fattori di capacità portante

N'_c = f(N_c, s_c, d_c)

N'_q = f(N_q, s_q, d_q)

dove:

s_c, s_q Fattori di forma

d_c, d_q Fattori di profondità

P_{lmin}, P_{lmed} Portanza laterale minima e media espressa in [kg]

P_{pmin}, P_{pmed} Portanza di punta minima e media espressa in [kg]

P_d Portanza di progetto espressa in [kg]

N Scarico verticale in testa al palo espresso in [kg]

η Coeff. di sicurezza per carichi verticali

cm	N_c	N_q	N'_c	N'_q
b				
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00

cm b	Pl_{med}	Pp_{med}	Pl_{min}	Pp_{min}	Wp	Pd	N	η
	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
1	8125	0	8125	0	165	4545	1876	2.423
2	8125	0	8125	0	165	4545	2278	1.995
3	8125	0	8125	0	165	4545	2643	1.720
4	8125	0	8125	0	165	4545	1510	3.009
5	8125	0	8125	0	165	4545	2646	1.718
6	8125	0	8125	0	165	4545	1508	3.014
7	8125	0	8125	0	165	4545	1443	3.150

Verifica della portanza trasversale

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione
Td Taglio resistente di progetto in testa al palo, espresso in [kg]
T Taglio agente in testa al palo, espresso in [kg]
η=Td/T Coeff. di sicurezza per carichi orizzontali

cm b	Td	T	η
	[kg]	[kg]	
1	2378	-8	304,888
2	2417	-11	223,769
3	2857	-763	3,745
4	2813	744	3,779
5	2855	-762	3,745
6	2809	744	3,778
7	2350	-6	391,695

Cedimento verticale in testa ai pali

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione
w Cedimento in testa al palo, espresso in [cm]
u Spostamento orizzontale in testa al palo, espresso in [cm]

cm b	w	u
	[cm]	[cm]
1	0,6969	0,0000
2	0,8463	0,0000
3	0,9820	-0,1791
4	0,5612	-0,1779
5	0,9829	-0,1791
6	0,5603	-0,1780
7	0,5361	0,0000
8	0,6357	0,0000
9	0,5560	0,0000
10	0,5361	0,0000
11	0,7262	-0,1192
12	0,6062	-0,0597
13	0,4456	-0,1184
14	0,4660	-0,0590
15	0,7268	-0,1192
16	0,6065	-0,0597
17	0,4450	-0,1184
18	0,4657	-0,0591

Spostamenti e pressioni limiti

Simbologia adottata

Nr. Identificativo sezione palo
Y ordinata palo espressa in [cm]

Ur spostamento limite espresso in [cm]
Pr pressione limite espressa in [kg/cm²]

n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr
	[m]	[cm]	[kg/cm ²]		[m]	[cm]	[kg/cm ²]		[m]	[cm]	[kg/cm ²]
1	0,00	4,5896	1,000	5	0,14	4,2902	1,000	9	0,28	3,9911	1,000
13	0,42	3,6938	1,000	17	0,56	3,3997	1,000	21	0,70	3,1100	1,000
25	0,84	2,8258	1,000	29	0,98	2,5478	1,000	33	1,12	2,2770	1,000
37	1,26	2,0137	1,000	41	1,40	1,7584	1,000	45	1,54	1,5114	1,000
49	1,68	1,2727	1,000	53	1,82	1,0421	1,000	57	1,96	0,8194	1,000
61	2,10	0,6043	1,000	65	2,24	0,3960	1,000	69	2,38	0,1939	1,000
73	2,52	-0,0031	-0,031	77	2,66	-0,1959	-1,000	81	2,80	-0,3859	-1,000
85	2,94	-0,5738	-1,000	89	3,08	-0,7604	-1,000	93	3,22	-0,9464	-1,000
97	3,36	-1,1320	-1,000	101	3,50	-1,3177	-1,000	105			

Verifica armature pali

La verifica delle sezioni è stata effettuata con il metodo degli stati limite ultimi.

Simbologia adottata

Y ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso espressa in [m]
 σ_f tensione normale nell'acciaio espressa in [kg/cm²]
 σ_{id} tensione ideale nell'acciaio espressa in [kg/cm²]
 τ_f tensione tangenziale nell'acciaio espressa in [kg/cm²]
 CS coefficiente di sicurezza
 M momento agente, espresso in [kgm]
 N sforzo normale agente, espresso in [kg]
 Mu momento ultimo, espresso in [kgm]
 Nu sforzo normale ultimo, espresso in [kg]
 T taglio agente, espresso in [kg]
 VRd taglio resistente, espresso in [kg]

Inviluppo verifiche

Inviluppo

Y	A _f	M	N	M _u	N _u	CS	T	VRd	CS _T
[m]	[cm ²]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]		[kg]	[kg]	
0,00	60,00	714	1253	10226	0	4.68	763	54521	71.47
0,11	60,00	685	1237	10226	0	4.89	993	54521	54.91
0,21	60,00	649	1221	10226	0	5.16	1141	54521	47.79
0,32	60,00	609	1205	10226	0	5.50	1248	54521	43.70
0,42	60,00	565	1189	10226	0	5.93	1319	54521	41.32
0,53	60,00	520	1173	10226	0	6.45	1361	54521	40.05
0,63	60,00	473	1157	10226	0	7.09	1378	54521	39.56
0,74	60,00	426	1132	10226	0	7.88	1372	54521	39.73
0,84	60,00	379	1089	10226	0	8.86	1338	54521	40.73
0,95	60,00	333	1046	10226	0	10.07	1283	54521	42.50
1,05	60,00	290	1003	10226	0	11.58	1211	54521	45.02
1,16	60,00	249	960	10226	0	13.48	1127	54521	48.38
1,26	60,00	212	917	10226	0	15.89	1035	54521	52.67
1,37	60,00	177	874	10226	0	19.00	939	54521	58.09
1,47	60,00	146	831	10226	0	23.07	840	54521	64.89
1,58	60,00	118	788	10226	0	28.53	742	54521	73.44
1,68	60,00	94	745	10226	0	36.03	647	54521	84.30
1,79	60,00	72	702	10226	0	46.66	555	54521	98.23
1,89	60,00	54	659	10226	0	62.36	468	54521	116.42
2,00	60,00	39	616	10226	0	86.89	387	54521	140.73
2,10	60,00	27	573	10226	0	100.00	313	54521	174.20
2,21	60,00	17	530	10226	0	100.00	245	54521	222.11
2,31	60,00	9	487	10226	0	100.00	185	54521	294.52
2,42	60,00	3	444	10226	0	100.00	132	54521	412.81
2,52	60,00	1	401	10226	0	100.00	86	54521	630.35
2,63	60,00	4	358	10226	0	100.00	48	54521	1124.82
2,73	60,00	5	315	10226	0	100.00	18	54521	3092.68

Y	A_f	M	N	M_u	N_u	CS	T	V_{Rd}	CS_T
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]		[kg]	[kg]	
2,84	60,00	5	272	10226	0	100.00	7	54521	7786.28
2,94	60,00	5	229	10226	0	100.00	24	54521	2290.26
3,05	60,00	4	186	10226	0	100.00	34	54521	1622.84
3,15	60,00	3	143	10226	0	100.00	36	54521	1496.05
3,26	60,00	2	100	10226	0	100.00	32	54521	1682.88
3,36	60,00	1	57	10226	0	100.00	21	54521	2537.34
3,47	60,00	0	14	10226	0	100.00	4	54521	14645.70

Y	A_f	M	N	σ_c	σ_f
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
0,00	60,00	714	1253	548,67	548,47
0,11	60,00	685	1237	526,80	526,45
0,21	60,00	649	1221	500,51	500,03
0,32	60,00	609	1205	470,91	470,29
0,42	60,00	565	1189	438,96	438,22
0,53	60,00	520	1173	405,48	404,63
0,63	60,00	473	1157	371,18	370,23
0,74	60,00	426	1132	336,41	335,36
0,84	60,00	379	1089	301,55	300,45
0,95	60,00	333	1046	267,71	266,57
1,05	60,00	290	1003	235,37	234,22
1,16	60,00	249	960	204,92	203,77
1,26	60,00	212	917	176,60	175,47
1,37	60,00	177	874	150,59	149,50
1,47	60,00	146	831	126,98	125,95
1,58	60,00	118	788	105,80	104,83
1,68	60,00	94	745	87,02	86,13
1,79	60,00	72	702	70,58	69,77
1,89	60,00	54	659	56,36	55,64
2,00	60,00	39	616	44,24	43,61
2,10	60,00	27	573	34,07	33,54
2,21	60,00	17	530	25,69	25,25
2,31	60,00	9	487	18,92	18,58
2,42	60,00	3	444	13,58	13,34
2,52	60,00	1	401	11,52	11,40
2,63	60,00	4	358	12,13	12,09
2,73	60,00	5	315	11,89	11,89
2,84	60,00	5	272	10,98	10,98
2,94	60,00	5	229	9,55	9,54
3,05	60,00	4	186	7,76	7,73
3,15	60,00	3	143	5,79	5,75
3,26	60,00	2	100	3,80	3,75
3,36	60,00	1	57	1,96	1,91
3,47	60,00	0	14	0,41	0,40

CAPITOLO V – TRACKER 2X15

5. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

5.1 Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)

- Circolare 7 del 21/01/2019

Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

5.2 Richiami teorici

Determinazione della capacità portante

Il carico verticale che grava sul palo va confrontato con il valore di calcolo della resistenza verticale del palo stesso. Il problema che si pone, quindi, è quello di determinare la capacità portante del palo. Determinata la capacità portante, la resistenza di calcolo verticale del palo si ottiene applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portanza di base (o di punta) e portanza per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

Q_T Portanza totale del palo;

Q_P Portanza di base del palo;

Q_L Portanza per attrito laterale del palo;

W_P Peso proprio del palo.

Le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro. Risulta molto difficoltoso, tranne che in poche situazioni, stabilire quanta parte del carico viene assorbita per attrito laterale e quanta per resistenza alla base.

Nel caso di pali soggetti a trazione la resistenza allo sfilamento vale:

$$Q_T = Q_L + W_P$$

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza rispettivamente γ_b e γ_s .

I coefficienti γ_b e γ_s rappresentano rispettivamente i valori del coefficiente di sicurezza per la portanza di punta e quello per la portanza laterale.

Quindi nel caso di pali compressi abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_P/\gamma_b + Q_L/\gamma_s - W_P$$

Nel caso invece di pali soggetti a sforzi di trazione abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_i/\gamma_s + W_P$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P (c N_c + q_b N_q)$$

dove A_P è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q_b è la pressione del terreno alla quota della punta del palo ed i coefficienti N_c e N_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di profondità.

N_c ed N_q dipendono sia dalla geometria del palo che dalle caratteristiche del terreno angolo di attrito e coesione (ϕ e c).

In letteratura è possibile trovare diverse formule per il calcolo dei valori di N_c ed N_q .

Per pali in argilla in condizioni non drenate ($\phi=0$, $c=c_u$) si assume in genere per N_c il valore proposto da Skempton pari a 9 (valore in corrispondenza della punta del palo) mentre $N_q=1$. Diversi autori hanno proposto altri valori per il fattore N_c ma in generale le variazioni sono abbastanza contenute.

Diverso è il caso del fattore N_q per il quale diversi autori propongono dei valori spesso molto discordanti fra di loro.

In particolare da prove effettuati su pali realizzati in terreni non coesivi, si vede che la variazione della resistenza alla punta non cresce in modo lineare con la profondità, ma raggiunto un certo valore essa si mantiene pressochè costante. Questo fenomeno è stato spiegato da Vesic mettendo in conto un <<effetto arco>> che si manifesta nei dintorni del palo.

Un modo semplice per tener conto del fatto che la resistenza alla punta non può crescere indefinitamente è quello di considerare il diagramma delle pressioni verticali in corrispondenza del palo opportunamente modificato.

In particolare si assume che la pressione verticale σ_v cresca linearmente (pressione geostatica) fino ad una certa profondità z_c ($\sigma_v=\sigma_c$); superata tale profondità il valore della pressione verticale si mantiene costante e pari a σ_c ; in pratica si assume un diagramma bilatero per l'andamento della pressione verticale in corrispondenza del palo.

Il valore di z_c (detta anche profondità critica) dipende dal diametro del palo, D , dalla tecnologia di realizzazione (palo infisso o trivellato) dall'angolo di attrito del terreno ϕ .

Nella determinazione di z_c il valore di ϕ da considerare è funzione del valore dell'angolo di attrito prima dell'installazione del palo, ϕ' , secondo le seguenti relazioni:

Per pali infissi $\phi = 3/4 \phi' + 10$

Per pali trivellati $\phi = \phi' - 3$

A parità di diametro influisce il grado di addensamento del terreno (densità relativa D_r) e la resistenza alla punta cresce con il crescere della densità.

Nella sezione successiva descriveremo le relazioni per la determinazione di N_c ed N_q .

Capacità portante per attrito laterale

La portanza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limiti:

$$Q_L = \text{Int}(\tau_a) dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb:

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \text{tg } \delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, e σ_h è la tensione orizzontale alla generica profondità z . La tensione orizzontale σ_h è legata alla pressione verticale σ_v tramite il coefficiente di spinta K_s

$$\sigma_h = K_s \sigma_v$$

Indicando con C il perimetro e con L la lunghezza del palo abbiamo:

$$\text{Int}^L (C(c_a + K_s \sigma_v \text{tg } \delta) dz)$$

Analisi del palo soggetto a forze orizzontali (Portanza trasversale)

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 ed 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 di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio). Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante di rigidità elastica, K_n , espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm. La determinazione di questa costante può essere fatta o tramite prove di carico su piastra o mediante metodi analitici (convenzionali). La variazione della costante di Winkler

con la profondità dipende dal tipo di terreno in cui il palo è immerso. Ad esempio nel caso di terreni coesivi in condizioni non drenate K_h assume un valore costante con la profondità mentre nel caso di terreni incoerenti la variazione di K_h è di tipo lineare (crescente con la profondità). In generale l'espressione di K_h assume una forma binomia del tipo:

$$K_h(z) = A + B z^n$$

Per l'analisi di pali caricati trasversalmente si utilizza il modello di Winkler. Il palo viene suddiviso in un determinato numero (100) di elementi tipo trave aventi area ed inerzia pari a quella della sezione trasversale del palo. In corrispondenza di ogni nodo di separazione fra i vari elementi viene inserita una molla orizzontale di opportuna rigidità che schematizza il terreno. Il comportamento delle molle che schematizzano il terreno non è infinitamente elastico ma è di tipo elastoplastico. La singola molla reagisce fino ad un valore limite di spostamento o di reazione; una volta che è stato superato tale limite la molla non offre ulteriori incrementi di resistenza (diagramma tipo elastoplastico perfetto). Indicando con d_{ye} la lunghezza del tratto di influenza della molla, con D il diametro del palo la molla avrà una rigidità pari a:

$$K_m = d_{ye} D K_k$$

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che il terreno può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale. La resistenza limite $p_u = p_u(z)$ dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo. In terreni puramente coesivi ($c=c_u$, $\phi=0$) la resistenza cresce dal valore 0 in sommità fino ad un valore limite in corrispondenza di una profondità pari a circa 3 diametri. Il valore limite in tal caso è variabile fra 8 e 12 c_u . Nel caso di terreni dotati di attrito e coesione la resistenza limite ad una generica profondità z è rappresentata dalla relazione (Brinch Hansen):

$$P_u = q K_{pq} + c K_{pc}$$

dove:

D diametro del palo

q pressione geostatica alla profondità z

c coesione alla profondità z

K_{pq} , K_{pc} coefficienti funzione dell'angolo di attrito del terreno ϕ e del rapporto z/D .

Broms ha eseguito l'analisi considerando il caso sia di palo vincolato in testa che di palo libero immerso in un mezzo omogeneo. Nel caso di terreni coesivi Broms assume in questo caso un diagramma di resistenza nullo fino ad una profondità pari a $1,5D$ e poi valore costante pari a $9c_u D$.

Nel caso di terreni incoerenti Broms assume che la resistenza laterale sia variabile con la profondità dal valore 0 (in testa) fino al valore $3\sigma_v K_p D$ (alla base) essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva espresso da $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$.

Calcolo dei cedimenti verticali dei pali

Il calcolo dei cedimenti viene condotto con il metodo degli elementi finiti.

Determinata la portanza laterale e di punta del palo lo stesso viene discretizzato in n elementi tipo trave aventi area ed inerzia corrispondenti alla sezione trasversale del palo e lunghezza pari ad l_e . Vengono disposte, inoltre, lungo il fusto del palo una serie di molle (una per ogni elemento), coassiali al palo stesso, aventi rigidità opportuna. Una ulteriore molla viene disposta alla base del palo. Le suddette molle hanno un comportamento elastoplastico. In particolare le molle lungo il fusto saranno in grado di reagire linearmente fino a quando la pressione in corrispondenza di esse non raggiunge il valore limite dell'aderenza palo terreno. Una volta raggiunto tale valore le molle non saranno più in grado di fornire ulteriore resistenza. La molla posta alla base del palo avrà invece una resistenza limite pari alla portanza di punta del palo stesso. Per la determinazione delle rigidità delle molle si assume uno spostamento di riferimento pari a $\Delta Y = 3.000$.

La rigidità della generica molla, posta a profondità z rispetto al piano campagna sarà data da

$$R_l = \frac{(c_a + \sigma_h K_s \tan \delta) \pi D l_e}{\Delta Y}$$

In questa espressione c_a è l'aderenza palo terreno, σ_h è la pressione orizzontale alla profondità z , δ è l'angolo d'attrito palo terreno, K_s è il coefficiente di spinta e D è il diametro del palo.

Indicando con Q_p la portanza alla punta del palo, la rigidità della molla posta alla base dello stesso è data da:

$$R_p = \frac{Q_p}{\Delta Y}$$

Il processo di soluzione è, naturalmente, di tipo iterativo: a partire da un carico iniziale N_0 si determinano gli spostamenti assiali e quindi le reazioni delle molle. La reazione della molla dovrà essere corretta per tener conto di eventuali plasticizzazioni rispettando le equazioni di equilibrio per ogni passo di carico. Il carico iniziale verrà allora incrementato di un passo opportuno ΔN e si ripeterà il procedimento. Il processo iterativo termina quando tutte le molle risultano plasticizzate.

5.3 3 Dati

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

<i>Descr</i>	Descrizione del palo
<i>Frm</i>	Forma del palo ((C)=Costante, (R)=Rastremato)
<i>X</i>	Ascissa del baricentro del palo espressa in [m]
<i>Y</i>	Ordinata del baricentro del palo espressa in [m]
<i>D</i>	Diametro del palo espresso in [cm]
<i>L</i>	Lunghezza del palo espressa in [m]

Descr	Frm	X	Y	D	L
		[m]	[m]	[cm]	[m]
Palo 16	(C)	0,00	0,00	20,30	3,50

Materiali palo

Acciaio

Tipo	S355	
Tensione caratteristica di snervamento	3619,93	[kg/cm ²]
Modulo elastico	2100000,00	[kg/cm ²]

Coefficienti di sicurezza sui materiali

Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza sezione	1.00

Caratteristiche pali

Pali in acciaio
 Vincolo in testa di tipo CERNIERA
 Tipo di palo INFISSO
 Contributo della sola portanza laterale

5.4 – CONFIGURAZIONE $\alpha = 0$

Descrizione terreni e falda

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
<i>c</i>	Coesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
<i>ca</i>	Adesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
ϕ_{min}, ϕ_{med}	Angolo di attrito interno del terreno minimo e medio espresso in gradi
$\delta_{min}, \delta_{med}$	Angolo di attrito palo-terreno minimo e medio espresso in gradi
<i>c_{min}, c_{med}</i>	Coesione del terreno minima e media espressa in [kg/cm ²]
<i>ca_{min}, ca_{med}</i>	Adesione del terreno minima e media espressa in [kg/cm ²]

- CONDIZIONE DRENATA

Parametri caratteristici

Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca
	[kg/mc]	[kg/mc]	[°]	[°]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
Argille limose alt.	1900,0	2000,0	19,00	19,00	0,273	0,182
Terreno agrario	1630,0	1870,0	18,00	18,00	0,273	0,182

Parametri minimi

Descrizione	ϕ_{min} [°]	δ_{min} [°]	C_{min} [kg/cmq]	Ca_{min} [kg/cmq]
Argille limose alt.	19,00	19,00	0,273	0,182
Terreno agrario	18,00	18,00	0,273	0,182

Parametri medi

Descrizione	ϕ_{med} [°]	δ_{med} [°]	C_{med} [kg/cmq]	Ca_{med} [kg/cmq]
Argille limose alt.	19,00	19,00	0,273	0,182
Terreno agrario	18,00	18,00	0,273	0,182

- CONDIZIONE NON DRENATA

Parametri caratteristici

Descrizione	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	C [kg/cmq]	Ca [kg/cmq]
Argille limose alt.	1900,0	2000,0	0,00	0,00	0,520	0,410
Terreno agrario	1630,0	1870,0	0,00	0,00	0,220	0,180

Parametri minimi

Descrizione	ϕ_{min} [°]	δ_{min} [°]	C_{min} [kg/cmq]	Ca_{min} [kg/cmq]
Argille limose alt.	0,00	0,00	0,520	0,410
Terreno agrario	0,00	0,00	0,220	0,180

Parametri medi

Descrizione	ϕ_{med} [°]	δ_{med} [°]	C_{med} [kg/cmq]	Ca_{med} [kg/cmq]
Argille limose alt.	0,00	0,00	0,520	0,410
Terreno agrario	0,00	0,00	0,220	0,180

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

- N* Identificativo strato
Z1 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
Z2 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
Z3 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
Terreno Terreno dello strato
Kw Costante di Winkler espressa in Kg/cm²/cm
Ks Coefficiente di spinta
α Coefficiente di espansione laterale

n°	Z1 [m]	Z2 [m]	Z3 [m]	Terreno	Kw [kg/cmq/cm]	Ks	α
1	-0,7	-0,7	-0,7	Terreno agrario	6.00	0.60	1.00
2	-6,0	-6,0	-6,0	Argille limose alt.	10.00	1.00	1.00

Normativa

N.T.C. 2018

Simbologia adottata

- γ_{Gsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
 γ_{Gfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
 γ_{Qsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
 γ_{Qfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
 $\gamma_{tan\phi}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
 γ_c Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
 γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
 γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
 γ_r Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniaassiale delle rocce

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		Statici		Sismici	
			A1	A2	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		Statici		Sismici	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c'	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

PALI DI FONDAZIONE

CARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei pali

Pali infissi

		R1	R2	R3
Punta	γ_b	1.00	1.45	1.15
Laterale compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15
Totale compressione	γ_t	1.00	1.45	1.15
Laterale trazione	γ_{st}	1.00	1.60	1.25

CARICHI TRASVERSALI. Coefficienti parziali γ_T per le verifiche dei pali.

		R1	R2	R3
	γ_T	1.00	1.60	1.30

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate 5 $\xi_3=1.50$ $\xi_4=1.34$

5.4.1 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

fnd Indice della fondazione

N_{TOT} Sforzo normale totale espressa in [kg]

My_{TOT} Momento in direzione Y espresso in [kgm]

T_{TOT} Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 - Permanenti - PERMANENTE

Fondazione	N_{TOT}	My_{TOT}	Tx_{TOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	1344,0	31,0	28,0

Condizione n° 2 - Neve - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT}	My_{TOT}	Tx_{TOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	1412,0	73,0	29,0

Condizione n° 3 - Vento +X - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT}	My_{TOT}	Tx_{TOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	1519,0	-35,0	33,0

Condizione n° 4 - Vento -X - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT}	M_{yTOT}	T_{xTOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	-1519,0	-35,0	33,0

Condizione n° 5 - Vento +Y - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT}	M_{yTOT}	T_{xTOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	1519,0	36,0	33,0

Condizione n° 6 - Vento -Y - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT}	M_{yTOT}	T_{xTOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	-1519,0	-36,0	33,0

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00

Combinazione n° 2 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00
Neve	1.50	1.00
Vento +X	1.50	0.60
Vento -X	1.50	0.60
Vento +Y	1.50	0.60
Vento -Y	1.50	0.60

Combinazione n° 3 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00
Neve	1.50	0.50
Vento +X	1.50	1.00
Vento -X	1.50	0.60
Vento +Y	1.50	0.60
Vento -Y	1.50	0.60

Combinazione n° 4 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00
Neve	1.50	0.50
Vento +X	1.50	0.60
Vento -X	1.50	1.00
Vento +Y	1.50	0.60
Vento -Y	1.50	0.60

Combinazione n° 5 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00
Neve	1.50	0.50
Vento +X	1.50	0.60
Vento -X	1.50	0.60
Vento +Y	1.50	1.00
Vento -Y	1.50	0.60

Combinazione n° 6 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00
Neve	1.50	0.50
Vento +X	1.50	0.60
Vento -X	1.50	0.60
Vento +Y	1.50	0.60
Vento -Y	1.50	1.00

Combinazione n° 7 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - SLER

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	1.00
Vento +X	1.00	0.60
Vento -X	1.00	0.60
Vento +Y	1.00	0.60
Vento -Y	1.00	0.60

Combinazione n° 9 - SLEF

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	0.20

Combinazione n° 10 - SLEQ

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - SLER

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	0.50
Vento +X	1.00	1.00
Vento -X	1.00	0.60
Vento +Y	1.00	0.60
Vento -Y	1.00	0.60

Combinazione n° 12 - SLEF

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Vento +X	1.00	0.20

Combinazione n° 13 - SLER

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	0.50
Vento +X	1.00	0.60
Vento -X	1.00	1.00
Vento +Y	1.00	0.60
Vento -Y	1.00	0.60

Combinazione n° 14 - SLEF

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Vento -X	1.00	0.20

Combinazione n° 15 - SLER

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	0.50
Vento +X	1.00	0.60
Vento -X	1.00	0.60
Vento +Y	1.00	1.00
Vento -Y	1.00	0.60

Combinazione n° 16 - SLEF

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Vento +Y	1.00	0.20

Combinazione n° 17 - SLER

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	0.50
Vento +X	1.00	0.60
Vento -X	1.00	0.60
Vento +Y	1.00	0.60
Vento -Y	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - SLEF

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Vento -Y	1.00	0.20

5.4.2 zioni di calcolo

5.4.3 alisi in condizioni drenate

Verifica della portanza assiale

Il metodo utilizzato per il calcolo della portanza verticale è: Meyerhof.

E' stato richiesto di correggere l'angolo di attrito in funzione del tipo di palo (Trivellato/Infisso).

E' stata impostata una pressione a piano campagna pari a 0,09 [kg/cmq]

L'andamento della pressione verticale σ_v con la profondità, per il calcolo della portanza di punta, è stata definita come:
Pressione geostatica.

L'andamento della pressione verticale è stata utilizzata anche per il calcolo della portanza laterale.

Verifica della portanza trasversale

Costante di Winkler orizzontale definita da STRATO

Criterio di rottura palo-terreno: Pressione limite (Costante: $p_{lim} = 1,00$ [kg/mq])

Cedimento verticale in testa ai pali

Per il calcolo dei cedimenti è stato utilizzato il metodo degli Elementi Finiti.

Spostamento limite attrito laterale: 3,00 [cm]

Spostamento limite punta: 5,00 [cm]

5.4.3.1 Risultati

Verifica della portanza assiale

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione

Nc, Nq Fattori di capacità portante

N'c = f(Nc, sc, dc)

N'q = f(Nq, sq, dq)

dove:

sc, sq Fattori di forma

dc, dq Fattori di profondità

Pl_{min}, Pl_{med} Portanza laterale minima e media espressa in [kg]

Pp_{min}, Pp_{med} Portanza di punta minima e media espressa in [kg]

Pd Portanza di progetto espressa in [kg]

N Scarico verticale in testa al palo espresso in [kg]

η Coeff. di sicurezza per carichi verticali

cm b	Nc	Nq	N'c	N'q
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00

cm b	Pl _{med} [kg]	Pp _{med} [kg]	Pl _{min} [kg]	Pp _{min} [kg]	Wp [kg]	Pd [kg]	N [kg]	η
1	8015	0	8015	0	165	4482	1747	2.565
2	8015	0	8015	0	165	4482	3865	1.159
3	8015	0	8015	0	165	4482	3718	1.206
4	8015	0	8015	0	165	4482	1895	2.365
5	8015	0	8015	0	165	4482	3718	1.206
6	8015	0	8015	0	165	4482	1895	2.365
7	8015	0	8015	0	165	4482	1344	3.335

Verifica della portanza trasversale

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione

Td Taglio resistente di progetto in testa al palo, espresso in [kg]

T Taglio agente in testa al palo, espresso in [kg]

η=Td/T Coeff. di sicurezza per carichi orizzontali

cm b	Td [kg]	T [kg]	η
1	1932	36	53,072
2	1650	21	80,468
3	2372	-21	112,694
4	2372	-21	112,694
5	1842	19	99,310
6	2367	-21	112,424
7	2000	28	71,435

Cedimento verticale in testa ai pali

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione

w Cedimento in testa al palo, espresso in [cm]

u Spostamento orizzontale in testa al palo, espresso in [cm]

cm b	w	u
	[cm]	[cm]
1	0,7426	0,0000
2	1,6427	0,0000
3	1,5800	0,0000
4	0,8053	0,0000
5	1,5800	0,0000
6	0,8053	0,0000
7	0,5712	0,0000
8	1,1713	0,0000
9	0,6912	0,0000
10	0,5712	0,0000
11	1,1295	0,0000
12	0,7003	0,0000
13	0,6130	0,0000
14	0,4421	0,0000
15	1,1295	0,0000
16	0,7003	0,0000
17	0,6130	0,0000
18	0,4421	0,0000

Spostamenti e pressioni limiti

Simbologia adottata

Nr. Identificativo sezione palo
 Y ordinata palo espressa in [cm]
 Ur spostamento limite espresso in [cm]
 Pr pressione limite espressa in [kg/cm²]

n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr
	[m]	[cm]	[kg/cm ²]		[m]	[cm]	[kg/cm ²]		[m]	[cm]	[kg/cm ²]
1	0,00	35,3250	1,000	5	0,14	33,1845	1,000	9	0,28	31,0495	1,000
13	0,42	28,9214	1,000	17	0,56	26,8011	1,000	21	0,70	24,6896	1,000
25	0,84	22,5875	1,000	29	0,98	20,4954	1,000	33	1,12	18,4138	1,000
37	1,26	16,3427	1,000	41	1,40	14,2824	1,000	45	1,54	12,2326	1,000
49	1,68	10,1933	1,000	53	1,82	8,1638	1,000	57	1,96	6,1437	1,000
61	2,10	4,1322	1,000	65	2,24	2,1284	1,000	69	2,38	0,1313	1,000
73	2,52	-1,8604	-1,000	77	2,66	-3,8481	-1,000	81	2,80	-5,8329	-1,000
85	2,94	-7,8155	-1,000	89	3,08	-9,7970	-1,000	93	3,22	-11,7777	-1,000
97	3,36	-13,7581	-1,000	101	3,50	-15,7385	-1,000	105			

Verifica pali

La verifica delle sezioni è stata effettuata con il metodo degli stati limite ultimi.

Simbologia adottata

Y ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso espressa in [m]
 σ_f tensione normale nell'acciaio espressa in [kg/cm²]
 σ_{id} tensione ideale nell'acciaio espressa in [kg/cm²]
 τ_f tensione tangenziale nell'acciaio espressa in [kg/cm²]
 CS coefficiente di sicurezza
 M momento agente, espresso in [kgm]
 N sforzo normale agente, espresso in [kg]
 Mu momento ultimo, espresso in [kgm]
 Nu sforzo normale ultimo, espresso in [kg]
 T taglio agente, espresso in [kg]
 V_{Rd} taglio resistente, espresso in [kg]

Inviluppo verifiche

Inviluppo

Y	A_f	M	N	M_u	N_u	CS	T	V_{Rd}	CS_T
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]		[kg]	[kg]	
0,00	60,00	0	1040	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,11	60,00	0	1024	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,21	60,00	0	1008	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,32	60,00	0	991	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,42	60,00	0	974	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,53	60,00	0	956	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,63	60,00	0	938	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,74	60,00	0	918	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,84	60,00	0	894	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,95	60,00	0	870	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,05	60,00	0	845	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,16	60,00	0	819	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,26	60,00	0	792	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,37	60,00	0	764	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,47	60,00	0	735	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,58	60,00	0	705	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,68	60,00	0	675	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,79	60,00	0	643	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,89	60,00	0	611	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,00	60,00	0	577	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,10	60,00	0	543	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,21	60,00	0	508	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,31	60,00	0	472	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,42	60,00	0	435	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,52	60,00	0	397	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,63	60,00	0	358	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,73	60,00	0	319	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,84	60,00	0	278	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,94	60,00	0	237	10226	0	100.00	0	54521	100.00
3,05	60,00	0	194	10226	0	100.00	0	54521	100.00
3,15	60,00	0	151	10226	0	100.00	0	54521	100.00
3,26	60,00	0	107	10226	0	100.00	0	54521	100.00
3,36	60,00	0	62	10226	0	100.00	0	54521	100.00
3,47	60,00	0	16	10226	0	100.00	0	54521	100.00

Y	A_f	M	N	σ_c	σ_f
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
0,00	60,00	0	1040	45,93	45,93
0,11	60,00	0	1024	45,17	45,17
0,21	60,00	0	1008	44,39	44,39
0,32	60,00	0	991	43,59	43,59
0,42	60,00	0	974	42,77	42,77
0,53	60,00	0	956	41,94	41,94
0,63	60,00	0	938	41,09	41,09
0,74	60,00	0	918	40,16	40,16
0,84	60,00	0	894	39,10	39,10
0,95	60,00	0	870	38,00	38,00
1,05	60,00	0	845	36,87	36,87
1,16	60,00	0	819	35,69	35,69
1,26	60,00	0	792	34,49	34,49
1,37	60,00	0	764	33,24	33,24
1,47	60,00	0	735	31,96	31,96
1,58	60,00	0	705	30,64	30,64
1,68	60,00	0	675	29,29	29,29
1,79	60,00	0	643	27,90	27,90
1,89	60,00	0	611	26,47	26,47
2,00	60,00	0	577	25,00	25,00
2,10	60,00	0	543	23,50	23,50
2,21	60,00	0	508	21,97	21,97
2,31	60,00	0	472	20,39	20,39
2,42	60,00	0	435	18,78	18,78
2,52	60,00	0	397	17,13	17,13

Y	A_f	M	N	σ_c	σ_f
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
2,63	60,00	0	358	15,45	15,45
2,73	60,00	0	319	13,73	13,73
2,84	60,00	0	278	11,97	11,97
2,94	60,00	0	237	10,18	10,18
3,05	60,00	0	194	8,35	8,35
3,15	60,00	0	151	6,48	6,48
3,26	60,00	0	107	4,58	4,58
3,36	60,00	0	62	2,64	2,64
3,47	60,00	0	16	0,67	0,67

5.4.4 Analisi in condizioni non drenate

Verifica della portanza assiale

Il metodo utilizzato per il calcolo della portanza verticale è: Meyerhof.

E' stato richiesto di correggere l'angolo di attrito in funzione del tipo di palo (Trivellato/Infisso).

E' stata impostata una pressione a piano campagna pari a 0,07 [kg/cmq]

L'andamento della pressione verticale σ_v con la profondità, per il calcolo della portanza di punta, è stata definita come: Pressione geostatica.

L'andamento della pressione verticale è stata utilizzata anche per il calcolo della portanza laterale.

Verifica della portanza trasversale

Costante di Winkler orizzontale definita da STRATO

Criterio di rottura palo-terreno: Pressione limite (Costante: $p_{lim} = 1,00$ [kg/mq])

Cedimento verticale in testa ai pali

Per il calcolo dei cedimenti è stato utilizzato il metodo degli Elementi Finiti.

Spostamento limite attrito laterale: 3,00 [cm]

Spostamento limite punta: 5,00 [cm]

5.4.4.1 Risultati

Verifica della portanza assiale

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione

Nc, Nq Fattori di capacità portante

N'c = f(Nc, sc, dc)

N'q = f(Nq, sq, dq)

dove:

sc, sq Fattori di forma

dc, dq Fattori di profondità

Pl_{min}, Pl_{med} Portanza laterale minima e media espressa in [kg]

Pp_{min}, Pp_{med} Portanza di punta minima e media espressa in [kg]

Pd Portanza di progetto espressa in [kg]

N Scarico verticale in testa al palo espresso in [kg]

η Coeff. di sicurezza per carichi verticali

cm b	Nc	Nq	N'c	N'q
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00

cm b	Pl _{med}	Pp _{med}	Pl _{min}	Pp _{min}	Wp	Pd	N	η
	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
1	8125	0	8125	0	165	4545	1919	2.369

cm b	Pl_{med}	Pp_{med}	Pl_{min}	Pp_{min}	Wp	Pd	N	η
	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
2	8125	0	8125	0	165	4545	4446	1.022
3	8125	0	8125	0	165	4545	4208	1.080
4	8125	0	8125	0	165	4545	2157	2.107
5	8125	0	8125	0	165	4545	4208	1.080
6	8125	0	8125	0	165	4545	2157	2.107
7	8125	0	8125	0	165	4545	1476	3.079

Verifica della portanza trasversale

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione
Td Taglio resistente di progetto in testa al palo, espresso in [kg]
T Taglio agente in testa al palo, espresso in [kg]
 $\eta = Td/T$ Coeff. di sicurezza per carichi orizzontali

cm b	Td	T	η
	[kg]	[kg]	
1	2144	-8	274,918
2	1704	-70	24,376
3	1715	-64	26,771
4	1832	-53	34,802
5	1718	-64	26,825
6	1655	-80	20,617
7	2173	-6	362,157

Cedimento verticale in testa ai pali

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione
w Cedimento in testa al palo, espresso in [cm]
u Spostamento orizzontale in testa al palo, espresso in [cm]

cm b	w	u
	[cm]	[cm]
1	0,7129	0,0000
2	1,6519	0,0000
3	1,5633	0,0000
4	0,8014	0,0000
5	1,5633	0,0000
6	0,8014	0,0000
7	0,5484	0,0000
8	1,1744	0,0000
9	0,6736	0,0000
10	0,5484	0,0000
11	1,1153	0,0000
12	0,6753	0,0000
13	0,6074	0,0000
14	0,4214	0,0000
15	1,1153	0,0000
16	0,6753	0,0000
17	0,6074	0,0000
18	0,4214	0,0000

Spostamenti e pressioni limiti

Simbologia adottata

Nr. Identificativo sezione palo
Y ordinata palo espressa in [cm]
Ur spostamento limite espresso in [cm]
Pr pressione limite espressa in [kg/cm²]

n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr
	[m]	[cm]	[kg/cmq]		[m]	[cm]	[kg/cmq]		[m]	[cm]	[kg/cmq]
1	0,00	21,6846	1,000	5	0,14	20,3840	1,000	9	0,28	19,0866	1,000
13	0,42	17,7939	1,000	17	0,56	16,5069	1,000	21	0,70	15,2268	1,000
25	0,84	13,9544	1,000	29	0,98	12,6904	1,000	33	1,12	11,4353	1,000
37	1,26	10,1896	1,000	41	1,40	8,9535	1,000	45	1,54	7,7270	1,000
49	1,68	6,5099	1,000	53	1,82	5,3021	1,000	57	1,96	4,1030	1,000
61	2,10	2,9121	1,000	65	2,24	1,7286	1,000	69	2,38	0,5515	1,000
73	2,52	-0,6202	-1,000	77	2,66	-1,7879	-1,000	81	2,80	-2,9526	-1,000
85	2,94	-4,1153	-1,000	89	3,08	-5,2768	-1,000	93	3,22	-6,4376	-1,000
97	3,36	-7,5981	-1,000	101	3,50	-8,7585	-1,000	105			

Verifica pali

La verifica delle sezioni è stata effettuata con il metodo degli stati limite ultimi.

Simbologia adottata

Y	ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso espressa in [m]
σ_f	tensione normale nell'acciaio espressa in [kg/cmq]
σ_{id}	tensione ideale nell'acciaio espressa in [kg/cmq]
τ_f	tensione tangenziale nell'acciaio espressa in [kg/cmq]
CS	coefficiente di sicurezza
M	momento agente, espresso in [kgm]
N	sforzo normale agente, espresso in [kg]
Mu	momento ultimo, espresso in [kgm]
Nu	sforzo normale ultimo, espresso in [kg]
T	taglio agente, espresso in [kg]
V _{Rd}	taglio resistente, espresso in [kg]

Inviluppo verifiche

Inviluppo

Y	A _f	M	N	M _u	N _u	CS	T	V _{Rd}	CS _T
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]		[kg]	[kg]	
0,00	60,00	0	1134	10226	0	100,00	0	54521	100,00
0,11	60,00	0	1120	10226	0	100,00	0	54521	100,00
0,21	60,00	0	1106	10226	0	100,00	0	54521	100,00
0,32	60,00	0	1091	10226	0	100,00	0	54521	100,00
0,42	60,00	0	1077	10226	0	100,00	0	54521	100,00
0,53	60,00	0	1063	10226	0	100,00	0	54521	100,00
0,63	60,00	0	1048	10226	0	100,00	0	54521	100,00
0,74	60,00	0	1026	10226	0	100,00	0	54521	100,00
0,84	60,00	0	987	10226	0	100,00	0	54521	100,00
0,95	60,00	0	948	10226	0	100,00	0	54521	100,00
1,05	60,00	0	909	10226	0	100,00	0	54521	100,00
1,16	60,00	0	870	10226	0	100,00	0	54521	100,00
1,26	60,00	0	831	10226	0	100,00	0	54521	100,00
1,37	60,00	0	792	10226	0	100,00	0	54521	100,00
1,47	60,00	0	753	10226	0	100,00	0	54521	100,00
1,58	60,00	0	714	10226	0	100,00	0	54521	100,00
1,68	60,00	0	675	10226	0	100,00	0	54521	100,00
1,79	60,00	0	636	10226	0	100,00	0	54521	100,00
1,89	60,00	0	597	10226	0	100,00	0	54521	100,00
2,00	60,00	0	558	10226	0	100,00	0	54521	100,00
2,10	60,00	0	519	10226	0	100,00	0	54521	100,00
2,21	60,00	0	480	10226	0	100,00	0	54521	100,00
2,31	60,00	0	441	10226	0	100,00	0	54521	100,00
2,42	60,00	0	402	10226	0	100,00	0	54521	100,00
2,52	60,00	0	364	10226	0	100,00	0	54521	100,00
2,63	60,00	0	325	10226	0	100,00	0	54521	100,00
2,73	60,00	0	286	10226	0	100,00	0	54521	100,00
2,84	60,00	0	247	10226	0	100,00	0	54521	100,00
2,94	60,00	0	208	10226	0	100,00	0	54521	100,00
3,05	60,00	0	169	10226	0	100,00	0	54521	100,00

Y	A_f	M	N	M_u	N_u	CS	T	V_{Rd}	CS_T
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]		[kg]	[kg]	
3,15	60,00	0	130	10226	0	100.00	0	54521	100.00
3,26	60,00	0	91	10226	0	100.00	0	54521	100.00
3,36	60,00	0	52	10226	0	100.00	0	54521	100.00
3,47	60,00	0	13	10226	0	100.00	0	54521	100.00

Y	A_f	M	N	σ_c	σ_f
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
0,00	60,00	0	1134	52,68	52,68
0,11	60,00	0	1120	51,94	51,94
0,21	60,00	0	1106	51,20	51,20
0,32	60,00	0	1091	50,46	50,46
0,42	60,00	0	1077	49,72	49,72
0,53	60,00	0	1063	48,98	48,98
0,63	60,00	0	1048	48,24	48,24
0,74	60,00	0	1026	47,15	47,15
0,84	60,00	0	987	45,36	45,36
0,95	60,00	0	948	43,57	43,57
1,05	60,00	0	909	41,78	41,78
1,16	60,00	0	870	39,99	39,99
1,26	60,00	0	831	38,20	38,20
1,37	60,00	0	792	36,41	36,41
1,47	60,00	0	753	34,62	34,62
1,58	60,00	0	714	32,83	32,83
1,68	60,00	0	675	31,04	31,04
1,79	60,00	0	636	29,25	29,25
1,89	60,00	0	597	27,46	27,46
2,00	60,00	0	558	25,67	25,67
2,10	60,00	0	519	23,88	23,88
2,21	60,00	0	480	22,08	22,08
2,31	60,00	0	441	20,29	20,29
2,42	60,00	0	402	18,50	18,50
2,52	60,00	0	364	16,71	16,71
2,63	60,00	0	325	14,92	14,92
2,73	60,00	0	286	13,13	13,13
2,84	60,00	0	247	11,34	11,34
2,94	60,00	0	208	9,55	9,55
3,05	60,00	0	169	7,76	7,76
3,15	60,00	0	130	5,97	5,97
3,26	60,00	0	91	4,18	4,18
3,36	60,00	0	52	2,39	2,39
3,47	60,00	0	13	0,60	0,60

5.5 – CONFIGURAZIONE α = 55

Descrizione terreni e falda

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ^{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kg/cmq]
ca	Adesione del terreno espressa in [kg/cmq]
ϕ_{min}, ϕ_{med}	Angolo di attrito interno del terreno minimo e medio espresso in gradi
$\delta_{min}, \delta_{med}$	Angolo di attrito palo-terreno minimo e medio espresso in gradi
c_{min}, c_{med}	Coesione del terreno minima e media espressa in [kg/cmq]
ca_{min}, ca_{med}	Adesione del terreno minima e media espressa in [kg/cmq]

- CONDIZIONE DRENATA

Parametri caratteristici

Descrizione	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ^q]	ca [kg/cm ^q]
Argille limose alt.	1900,0	2000,0	19,00	19,00	0,273	0,182
Terreno agrario	1630,0	1870,0	18,00	18,00	0,273	0,182

Parametri minimi

Descrizione	ϕ_{min} [°]	δ_{min} [°]	C_{min} [kg/cm ^q]	ca_{min} [kg/cm ^q]
Argille limose alt.	19,00	19,00	0,273	0,182
Terreno agrario	18,00	18,00	0,273	0,182

Parametri medi

Descrizione	ϕ_{med} [°]	δ_{med} [°]	C_{med} [kg/cm ^q]	ca_{med} [kg/cm ^q]
Argille limose alt.	19,00	19,00	0,273	0,182
Terreno agrario	18,00	18,00	0,273	0,182

- CONDIZIONE NON DRENATA

Parametri caratteristici

Descrizione	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ^q]	ca [kg/cm ^q]
Argille limose alt.	1900,0	2000,0	0,00	0,00	0,520	0,410
Terreno agrario	1630,0	1870,0	0,00	0,00	0,220	0,180

Parametri minimi

Descrizione	ϕ_{min} [°]	δ_{min} [°]	C_{min} [kg/cm ^q]	ca_{min} [kg/cm ^q]
Argille limose alt.	0,00	0,00	0,520	0,410
Terreno agrario	0,00	0,00	0,220	0,180

Parametri medi

Descrizione	ϕ_{med} [°]	δ_{med} [°]	C_{med} [kg/cm ^q]	ca_{med} [kg/cm ^q]
Argille limose alt.	0,00	0,00	0,520	0,410
Terreno agrario	0,00	0,00	0,220	0,180

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

- N* Identificativo strato
Z1 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
Z2 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
Z3 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
Terreno Terreno dello strato
Kw Costante di Winkler espressa in Kg/cm²/cm
Ks Coefficiente di spinta
 α Coefficiente di espansione laterale

n°	Z1 [m]	Z2 [m]	Z3 [m]	Terreno	Kw [kg/cm ^q /c m]	Ks	α
1	-0,7	-0,7	-0,7	Terreno agrario	6.00	0.60	1.00
2	-6,0	-6,0	-6,0	Argille limose alt.	10.00	1.00	1.00

Normativa

N.T.C. 2018

Simbologia adottata

- γ_{Gsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
 γ_{Gfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
 γ_{Qsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
 γ_{Qfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
 $\gamma_{tanq'}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato

γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_r	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniaassiale delle rocce

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		Statici		Sismici	
			A1	A2	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		Statici		Sismici	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00	1.00	1.00

PALI DI FONDAZIONE

CARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei pali

Pali infissi

		R1	R2	R3
Punta	γ_b	1.00	1.45	1.15
Laterale compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15
Totale compressione	γ_t	1.00	1.45	1.15
Laterale trazione	γ_{st}	1.00	1.60	1.25

CARICHI TRASVERSALI. Coefficienti parziali γ_T per le verifiche dei pali.

		R1	R2	R3
	γ_T	1.00	1.60	1.30

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali
 Numero di verticali indagate 5 $\xi_3=1.50$ $\xi_4=1.34$

5.5.1 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

- Carichi verticali positivi verso il basso.
- Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
- Momento positivo senso antiorario.
- fnd Indice della fondazione
- N_{TOT} Sforzo normale totale espressa in [kg]
- M_{YTOT} Momento in direzione Y espresso in [kgm]
- T_{TOT} Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 - Permanenti - PERMANENTE

Fondazione	N_{TOT}	M_{YTOT}	T_{XTOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	1344,0	31,0	28,0

Condizione n° 2 - Neve - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT}	M_{YTOT}	T_{XTOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	1412,0	73,0	29,0

Condizione n° 3 - Vento +X - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT}	M_{yTOT}	T_{xTOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	1519,0	-35,0	33,0

Condizione n° 4 - Vento -X - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT}	M_{yTOT}	T_{xTOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	-1519,0	-35,0	33,0

Condizione n° 5 - Vento +Y - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT}	M_{yTOT}	T_{xTOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	1519,0	36,0	33,0

Condizione n° 6 - Vento -Y - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT}	M_{yTOT}	T_{xTOT}
	[kg]	[kgm]	[kg]
Palo 16	-1519,0	-36,0	33,0

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

- γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00

Combinazione n° 2 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00
Neve	1.50	1.00
Vento +X	1.50	0.60
Vento -X	1.50	0.60
Vento +Y	1.50	0.60
Vento -Y	1.50	0.60

Combinazione n° 3 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00
Neve	1.50	0.50
Vento +X	1.50	1.00
Vento -X	1.50	0.60
Vento +Y	1.50	0.60
Vento -Y	1.50	0.60

Combinazione n° 4 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00
Neve	1.50	0.50
Vento +X	1.50	0.60
Vento -X	1.50	1.00
Vento +Y	1.50	0.60
Vento -Y	1.50	0.60

Combinazione n° 5 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00
Neve	1.50	0.50
Vento +X	1.50	0.60
Vento -X	1.50	0.60
Vento +Y	1.50	1.00
Vento -Y	1.50	0.60

Combinazione n° 6 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.30	1.00
Neve	1.50	0.50
Vento +X	1.50	0.60
Vento -X	1.50	0.60
Vento +Y	1.50	0.60
Vento -Y	1.50	1.00

Combinazione n° 7 - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - SLER

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	1.00
Vento +X	1.00	0.60
Vento -X	1.00	0.60
Vento +Y	1.00	0.60
Vento -Y	1.00	0.60

Combinazione n° 9 - SLEF

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	0.20

Combinazione n° 10 - SLEQ

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - SLER

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	0.50
Vento +X	1.00	1.00
Vento -X	1.00	0.60
Vento +Y	1.00	0.60
Vento -Y	1.00	0.60

Combinazione n° 12 - SLEF

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Vento +X	1.00	0.20

Combinazione n° 13 - SLER

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00

Cond	γ	Ψ
Neve	1.00	0.50
Vento +X	1.00	0.60
Vento -X	1.00	1.00
Vento +Y	1.00	0.60
Vento -Y	1.00	0.60

Combinazione n° 14 - SLEF

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Vento -X	1.00	0.20

Combinazione n° 15 - SLER

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	0.50
Vento +X	1.00	0.60
Vento -X	1.00	0.60
Vento +Y	1.00	1.00
Vento -Y	1.00	0.60

Combinazione n° 16 - SLEF

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Vento +Y	1.00	0.20

Combinazione n° 17 - SLER

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Neve	1.00	0.50
Vento +X	1.00	0.60
Vento -X	1.00	0.60
Vento +Y	1.00	0.60
Vento -Y	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - SLEF

Cond	γ	Ψ
Permanenti	1.00	1.00
Vento -Y	1.00	0.20

5.5.2 zioni di calcolo

5.5.3 alisi in condizioni drenate

Verifica della portanza assiale

Il metodo utilizzato per il calcolo della portanza verticale è: Meyerhof.

E' stato richiesto di correggere l'angolo di attrito in funzione del tipo di palo (Trivellato/Infisso).

E' stata impostata una pressione a piano campagna pari a 0,09 [kg/cmq]

L'andamento della pressione verticale σ_v con la profondità, per il calcolo della portanza di punta, è stata definita come: Pressione geostatica.

L'andamento della pressione verticale è stata utilizzata anche per il calcolo della portanza laterale.

Verifica della portanza trasversale

Costante di Winkler orizzontale definita da STRATO

Criterio di rottura palo-terreno: Pressione limite (Costante: $p_{lim} = 1,00$ [kg/mq])

Cedimento verticale in testa ai pali

Per il calcolo dei cedimenti è stato utilizzato il metodo degli Elementi Finiti.
 Spostamento limite attrito laterale: 3,00 [cm]
 Spostamento limite punta: 5,00 [cm]

5.5.3.1 Risultati

Verifica della portanza assiale

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione
 Nc, Nq Fattori di capacità portante
 $N'c = f(Nc, sc, dc)$
 $N'q = f(Nq, sq, dq)$
 dove:
 sc, sq Fattori di forma
 dc, dq Fattori di profondità
 Pl_{min}, Pl_{med} Portanza laterale minima e media espressa in [kg]
 Pp_{min}, Pp_{med} Portanza di punta minima e media espressa in [kg]
 Pd Portanza di progetto espressa in [kg]
 N Scarico verticale in testa al palo espresso in [kg]
 η Coeff. di sicurezza per carichi verticali

cm b	Nc	Nq	N'c	N'q
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00

cm b	Pl _{med} [kg]	Pp _{med} [kg]	Pl _{min} [kg]	Pp _{min} [kg]	Wp [kg]	Pd [kg]	N [kg]	η
1	8015	0	8015	0	165	4482	1747	2.565
2	8015	0	8015	0	165	4482	3865	1.159
3	8015	0	8015	0	165	4482	3718	1.206
4	8015	0	8015	0	165	4482	1895	2.365
5	8015	0	8015	0	165	4482	3718	1.206
6	8015	0	8015	0	165	4482	1895	2.365
7	8015	0	8015	0	165	4482	1344	3.335

Verifica della portanza trasversale

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione
 Td Taglio resistente di progetto in testa al palo, espresso in [kg]
 T Taglio agente in testa al palo, espresso in [kg]
 $\eta = Td/T$ Coeff. di sicurezza per carichi orizzontali

cm b	Td [kg]	T [kg]	η
1	1932	36	53,072
2	1650	21	80,468
3	2372	-21	112,694
4	2372	-21	112,694
5	1842	19	99,310
6	2367	-21	112,424
7	2000	28	71,435

Cedimento verticale in testa ai pali

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione
 w Cedimento in testa al palo, espresso in [cm]
 u Spostamento orizzontale in testa al palo, espresso in [cm]

cm b	w	u
	[cm]	[cm]
1	0,7426	0,0000
2	1,6427	0,0000
3	1,5800	0,0000
4	0,8053	0,0000
5	1,5800	0,0000
6	0,8053	0,0000
7	0,5712	0,0000
8	1,1713	0,0000
9	0,6912	0,0000
10	0,5712	0,0000
11	1,1295	0,0000
12	0,7003	0,0000
13	0,6130	0,0000
14	0,4421	0,0000
15	1,1295	0,0000
16	0,7003	0,0000
17	0,6130	0,0000
18	0,4421	0,0000

Spostamenti e pressioni limiti

Simbologia adottata

Nr. Identificativo sezione palo
 Y ordinata palo espressa in [cm]
 Ur spostamento limite espresso in [cm]
 Pr pressione limite espressa in [kg/cm²]

n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr
	[m]	[cm]	[kg/cm ²]		[m]	[cm]	[kg/cm ²]		[m]	[cm]	[kg/cm ²]
1	0,00	35,3250	1,000	5	0,14	33,1845	1,000	9	0,28	31,0495	1,000
13	0,42	28,9214	1,000	17	0,56	26,8011	1,000	21	0,70	24,6896	1,000
25	0,84	22,5875	1,000	29	0,98	20,4954	1,000	33	1,12	18,4138	1,000
37	1,26	16,3427	1,000	41	1,40	14,2824	1,000	45	1,54	12,2326	1,000
49	1,68	10,1933	1,000	53	1,82	8,1638	1,000	57	1,96	6,1437	1,000
61	2,10	4,1322	1,000	65	2,24	2,1284	1,000	69	2,38	0,1313	1,000
73	2,52	-1,8604	-1,000	77	2,66	-3,8481	-1,000	81	2,80	-5,8329	-1,000
85	2,94	-7,8155	-1,000	89	3,08	-9,7970	-1,000	93	3,22	-11,7777	-1,000
97	3,36	-13,7581	-1,000	101	3,50	-15,7385	-1,000	105			

Verifica pali

La verifica delle sezioni è stata effettuata con il metodo degli stati limite ultimi.

Simbologia adottata

Y ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso espressa in [m]
 σ_f tensione normale nell'acciaio espressa in [kg/cm²]
 σ_{id} tensione ideale nell'acciaio espressa in [kg/cm²]
 τ_f tensione tangenziale nell'acciaio espressa in [kg/cm²]
 CS coefficiente di sicurezza
 M momento agente, espresso in [kgm]
 N sforzo normale agente, espresso in [kg]
 Mu momento ultimo, espresso in [kgm]
 Nu sforzo normale ultimo, espresso in [kg]
 T taglio agente, espresso in [kg]

V_{Rd} taglio resistente, espresso in [kg]

Inviluppo verifiche

Inviluppo

Y	A_f	M	N	M_u	N_u	CS	T	V_{Rd}	CS_T
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]		[kg]	[kg]	
0,00	60,00	0	1040	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,11	60,00	0	1024	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,21	60,00	0	1008	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,32	60,00	0	991	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,42	60,00	0	974	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,53	60,00	0	956	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,63	60,00	0	938	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,74	60,00	0	918	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,84	60,00	0	894	10226	0	100.00	0	54521	100.00
0,95	60,00	0	870	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,05	60,00	0	845	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,16	60,00	0	819	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,26	60,00	0	792	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,37	60,00	0	764	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,47	60,00	0	735	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,58	60,00	0	705	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,68	60,00	0	675	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,79	60,00	0	643	10226	0	100.00	0	54521	100.00
1,89	60,00	0	611	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,00	60,00	0	577	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,10	60,00	0	543	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,21	60,00	0	508	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,31	60,00	0	472	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,42	60,00	0	435	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,52	60,00	0	397	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,63	60,00	0	358	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,73	60,00	0	319	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,84	60,00	0	278	10226	0	100.00	0	54521	100.00
2,94	60,00	0	237	10226	0	100.00	0	54521	100.00
3,05	60,00	0	194	10226	0	100.00	0	54521	100.00
3,15	60,00	0	151	10226	0	100.00	0	54521	100.00
3,26	60,00	0	107	10226	0	100.00	0	54521	100.00
3,36	60,00	0	62	10226	0	100.00	0	54521	100.00
3,47	60,00	0	16	10226	0	100.00	0	54521	100.00

Y	A_f	M	N	σ_c	σ_f
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
0,00	60,00	0	1040	45,93	45,93
0,11	60,00	0	1024	45,17	45,17
0,21	60,00	0	1008	44,39	44,39
0,32	60,00	0	991	43,59	43,59
0,42	60,00	0	974	42,77	42,77
0,53	60,00	0	956	41,94	41,94
0,63	60,00	0	938	41,09	41,09
0,74	60,00	0	918	40,16	40,16
0,84	60,00	0	894	39,10	39,10
0,95	60,00	0	870	38,00	38,00
1,05	60,00	0	845	36,87	36,87
1,16	60,00	0	819	35,69	35,69
1,26	60,00	0	792	34,49	34,49
1,37	60,00	0	764	33,24	33,24
1,47	60,00	0	735	31,96	31,96

Y	A_f	M	N	σ_c	σ_f
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
1,58	60,00	0	705	30,64	30,64
1,68	60,00	0	675	29,29	29,29
1,79	60,00	0	643	27,90	27,90
1,89	60,00	0	611	26,47	26,47
2,00	60,00	0	577	25,00	25,00
2,10	60,00	0	543	23,50	23,50
2,21	60,00	0	508	21,97	21,97
2,31	60,00	0	472	20,39	20,39
2,42	60,00	0	435	18,78	18,78
2,52	60,00	0	397	17,13	17,13
2,63	60,00	0	358	15,45	15,45
2,73	60,00	0	319	13,73	13,73
2,84	60,00	0	278	11,97	11,97
2,94	60,00	0	237	10,18	10,18
3,05	60,00	0	194	8,35	8,35
3,15	60,00	0	151	6,48	6,48
3,26	60,00	0	107	4,58	4,58
3,36	60,00	0	62	2,64	2,64
3,47	60,00	0	16	0,67	0,67

5.5.4 Analisi in condizioni non drenate

Verifica della portanza assiale

Il metodo utilizzato per il calcolo della portanza verticale è: Meyerhof.

E' stato richiesto di correggere l'angolo di attrito in funzione del tipo di palo (Trivellato/Infisso).

E' stata impostata una pressione a piano campagna pari a 0,09 [kg/cmq]

L'andamento della pressione verticale σ_v con la profondità, per il calcolo della portanza di punta, è stata definita come:
Pressione geostatica.

L'andamento della pressione verticale è stata utilizzata anche per il calcolo della portanza laterale.

Verifica della portanza trasversale

Costante di Winkler orizzontale definita da STRATO

Criterio di rottura palo-terreno: Pressione limite (Costante: $p_{lim} = 1,00$ [kg/mq])

Cedimento verticale in testa ai pali

Per il calcolo dei cedimenti è stato utilizzato il metodo degli Elementi Finiti.

Spostamento limite attrito laterale: 3,00 [cm]

Spostamento limite punta: 5,00 [cm]

5.5.4.1 Risultati

Verifica della portanza assiale

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione

Nc, Nq Fattori di capacità portante

N'c = f(Nc, sc, dc)

N'q = f(Nq, sq, dq)

dove:

sc, sq Fattori di forma

dc, dq Fattori di profondità

Pl_{min}, Pl_{med} Portanza laterale minima e media espressa in [kg]

Pp_{min}, Pp_{med} Portanza di punta minima e media espressa in [kg]

Pd Portanza di progetto espressa in [kg]

N Scarico verticale in testa al palo espresso in [kg]

η Coeff. di sicurezza per carichi verticali

cm	Nc	Nq	N'c	N'q
b				
1	0.00	0.00	0.00	0.00

cm b	Nc	Nq	N'c	N'q
2	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00

cm b	Pl _{med} [kg]	Pp _{med} [kg]	Pl _{min} [kg]	Pp _{min} [kg]	Wp [kg]	Pd [kg]	N [kg]	η
1	8125	0	8125	0	165	4545	1798	2.528
2	8125	0	8125	0	165	4545	2168	2.096
3	8125	0	8125	0	165	4545	2572	1.767
4	8125	0	8125	0	165	4545	1395	3.259
5	8125	0	8125	0	165	4545	2569	1.769
6	8125	0	8125	0	165	4545	1397	3.254
7	8125	0	8125	0	165	4545	1383	3.286

Verifica della portanza trasversale

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione
Td Taglio resistente di progetto in testa al palo, espresso in [kg]
T Taglio agente in testa al palo, espresso in [kg]
η=Td/T Coeff. di sicurezza per carichi orizzontali

cm b	Td [kg]	T [kg]	η
1	2911	21	139,962
2	3085	26	117,759
3	2783	-685	4,064
4	2797	733	3,815
5	2783	-685	4,064
6	2795	733	3,815
7	2738	16	171,154

Cedimento verticale in testa ai pali

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione
w Cedimento in testa al palo, espresso in [cm]
u Spostamento orizzontale in testa al palo, espresso in [cm]

cm b	w [cm]	u [cm]
1	0,6679	0,0000
2	0,8056	0,0000
3	0,9554	-0,1574
4	0,5181	-0,1672
5	0,9546	-0,1574
6	0,5190	-0,1673
7	0,5138	0,0000
8	0,6056	0,0000
9	0,5322	0,0000
10	0,5138	0,0000
11	0,7055	-0,1045
12	0,5867	-0,0506
13	0,4139	-0,1119

cm	w	u
b	[cm]	[cm]
14	0,4409	-0,0576
15	0,7049	-0,1045
16	0,5864	-0,0506
17	0,4145	-0,1120
18	0,4412	-0,0576

Spostamenti e pressioni limiti

Simbologia adottata

Nr.	Identificativo sezione palo
Y	ordinata palo espressa in [cm]
Ur	spostamento limite espresso in [cm]
Pr	pressione limite espressa in [kg/cm ²]

n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr
	[m]	[cm]	[kg/cm ²]		[m]	[cm]	[kg/cm ²]		[m]	[cm]	[kg/cm ²]
1	0,00	25,7087	1,000	5	0,14	24,3661	1,000	9	0,28	23,0166	1,000
13	0,42	21,6624	1,000	17	0,56	20,3050	1,000	21	0,70	18,9463	1,000
25	0,84	17,5875	1,000	29	0,98	16,2300	1,000	33	1,12	14,8750	1,000
37	1,26	13,5233	1,000	41	1,40	12,1758	1,000	45	1,54	10,8330	1,000
49	1,68	9,4955	1,000	53	1,82	8,1635	1,000	57	1,96	6,8373	1,000
61	2,10	5,5166	1,000	65	2,24	4,2015	1,000	69	2,38	2,8914	1,000
73	2,52	1,5859	1,000	77	2,66	0,2843	1,000	81	2,80	-1,0143	-1,000
85	2,94	-2,3109	-1,000	89	3,08	-3,6062	-1,000	93	3,22	-4,9008	-1,000
97	3,36	-6,1952	-1,000	101	3,50	-7,4895	-1,000	105			

Verifica pali

La verifica delle sezioni è stata effettuata con il metodo degli stati limite ultimi.

Simbologia adottata

Y	ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso espressa in [m]
σ_f	tensione normale nell'acciaio espressa in [kg/cm ²]
σ_{id}	tensione ideale nell'acciaio espressa in [kg/cm ²]
τ_f	tensione tangenziale nell'acciaio espressa in [kg/cm ²]
CS	coefficiente di sicurezza
M	momento agente, espresso in [kgm]
N	sforzo normale agente, espresso in [kg]
M _u	momento ultimo, espresso in [kgm]
N _u	sforzo normale ultimo, espresso in [kg]
T	taglio agente, espresso in [kg]
V _{Rd}	taglio resistente, espresso in [kg]

Inviluppo verifiche

Inviluppo

Y	A_f	M	N	M_u	N_u	CS	T	V_{Rd}	CS_T
[m]	[cm ²]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]		[kg]	[kg]	
0,00	60,00	711	1188	10226	0	4.96	733	54521	74.37
0,11	60,00	681	1172	10226	0	5.17	950	54521	57.39
0,21	60,00	645	1157	10226	0	5.46	1087	54521	50.14
0,32	60,00	604	1142	10226	0	5.83	1186	54521	45.95
0,42	60,00	560	1127	10226	0	6.29	1252	54521	43.53
0,53	60,00	514	1112	10226	0	6.85	1291	54521	42.25
0,63	60,00	468	1097	10226	0	7.53	1305	54521	41.77
0,74	60,00	420	1073	10226	0	8.38	1298	54521	41.99
0,84	60,00	374	1032	10226	0	9.43	1265	54521	43.10
0,95	60,00	329	992	10226	0	10.72	1211	54521	45.01
1,05	60,00	286	951	10226	0	12.34	1142	54521	47.73
1,16	60,00	245	910	10226	0	14.37	1062	54521	51.32
1,26	60,00	208	869	10226	0	16.95	975	54521	55.92

Y	A_f	M	N	M_u	N_u	CS	T	V_{Rd}	CS_T
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]		[kg]	[kg]	
1,37	60,00	174	829	10226	0	20.29	883	54521	61.71
1,47	60,00	143	788	10226	0	24.67	790	54521	68.99
1,58	60,00	115	747	10226	0	30.55	698	54521	78.14
1,68	60,00	91	706	10226	0	38.64	607	54521	89.76
1,79	60,00	70	666	10226	0	50.14	521	54521	104.68
1,89	60,00	52	625	10226	0	67.20	439	54521	124.20
2,00	60,00	37	584	10226	0	94.00	363	54521	150.30
2,10	60,00	25	543	10226	0	100.00	293	54521	186.31
2,21	60,00	15	503	10226	0	100.00	229	54521	238.00
2,31	60,00	8	462	10226	0	100.00	172	54521	316.42
2,42	60,00	2	421	10226	0	100.00	122	54521	445.25
2,52	60,00	2	380	10226	0	100.00	80	54521	685.41
2,63	60,00	4	340	10226	0	100.00	44	54521	1251.46
2,73	60,00	5	299	10226	0	100.00	14	54521	3772.50
2,84	60,00	6	258	10226	0	100.00	8	54521	6871.89
2,94	60,00	5	217	10226	0	100.00	24	54521	2314.16
3,05	60,00	4	177	10226	0	100.00	33	54521	1673.82
3,15	60,00	3	136	10226	0	100.00	35	54521	1555.96
3,26	60,00	2	95	10226	0	100.00	31	54521	1758.21
3,36	60,00	1	54	10226	0	100.00	21	54521	2658.52
3,47	60,00	0	14	10226	0	100.00	4	54521	15378.49

Y	A_f	M	N	σ_c	σ_f
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
0,00	60,00	711	1188	507,85	507,66
0,11	60,00	681	1172	487,06	486,71
0,21	60,00	645	1157	462,11	461,63
0,32	60,00	604	1142	434,06	433,46
0,42	60,00	560	1127	403,83	403,10
0,53	60,00	514	1112	372,18	371,34
0,63	60,00	468	1097	339,77	338,83
0,74	60,00	420	1073	307,02	305,99
0,84	60,00	374	1032	274,37	273,28
0,95	60,00	329	992	242,71	241,58
1,05	60,00	286	951	212,49	211,34
1,16	60,00	245	910	184,07	182,92
1,26	60,00	208	869	157,69	156,56
1,37	60,00	174	829	134,27	133,33
1,47	60,00	143	788	113,39	112,49
1,58	60,00	115	747	94,65	93,81
1,68	60,00	91	706	78,03	77,26
1,79	60,00	70	666	63,47	62,77
1,89	60,00	52	625	50,87	50,25
2,00	60,00	37	584	40,12	39,59
2,10	60,00	25	543	31,09	30,64
2,21	60,00	15	503	23,64	23,27
2,31	60,00	8	462	17,60	17,33
2,42	60,00	2	421	12,83	12,64
2,52	60,00	2	380	11,19	11,10
2,63	60,00	4	340	11,61	11,58
2,73	60,00	5	299	11,29	11,29
2,84	60,00	6	258	10,36	10,36
2,94	60,00	5	217	8,99	8,98
3,05	60,00	4	177	7,30	7,27
3,15	60,00	3	136	5,45	5,42
3,26	60,00	2	95	3,59	3,55
3,36	60,00	1	54	1,86	1,82
3,47	60,00	0	14	0,39	0,39