

Comune di Sant'Elpidio a Mare
Provincia di Fermo

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE
REV. GEN.2012

OGGETTO: Relazione geotecnica relativa al progetto
VERBALE SOMMA URGENZA, ART.147 DEL D.P.R.21/12/1999,
N.554, PROT. N.08264DELL'08.04.2011:
VIABILITA' ALL'INTERNO DEL TERRITORIO COMUNALE

VIA RENE - ZONA AREA 02

COMMITTENTE: Comune di Sant'Elpidio a Mare

Lì, Gennaio 2012

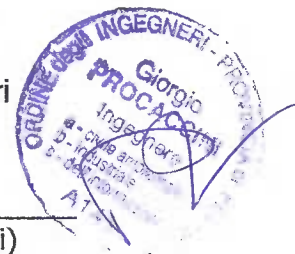
Il Progettista

(Ing. Giorgio Procaccini)



Il Direttore dei Lavori

(Ing. Giorgio Procaccini)



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 dal tecnico sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3 - INDAGINI GEOGNOSTICHE

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.

3.1 Idrogeologia

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

3.2 Problematiche riscontrate

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

4 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, 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 [Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_s , 30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_u$, $30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina).], 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 seguenti paragrafi.

4.1 Caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica dei terreni è riassunta nella seguente tabella:

| Descrizione del terreno | Q_i | Q_f | C_m | A_d | P_s | K_z | K_o | \emptyset | C' | C_u | E_d | VE_d |
|--|-------|-------|-------|-------|---------------------|----------------------|----------------------|-------------|----------------------|----------------------|----------------------|--------|
| | [m] | [m] | | | [N/m ³] | [N/cm ³] | [N/cm ³] | | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | |
| Stratigrafie | | | | | | | | | | | | |
| Terreni fondazioni dirette | | | | | | | | | | | | |
| b) Limo argilloso sabbioso | - | - | - | - | 19000 | 60 | 20 | 23 | 0.003 | 0.06 | 1 | - |
| a) Riporto | - | - | - | - | 19000 | 18 | 6 | 17 | 0 | 0 | 5 | - |
| Sabbia | - | - | - | - | 18500 | 150 | 50 | 30 | 0 | 0 | 25 | - |
| e) Sabbia e arenaria | - | - | - | - | 18500 | 120 | 40 | 34 | 0.025 | 0.001 | 1 | - |
| Q_i =Quota iniziale dello strato (Riferito alla quota iniziale della stratigrafia) | | | | | | | | | | | | |
| Q_f =Quota finale dello strato (Riferito alla quota iniziale della stratigrafia) | | | | | | | | | | | | |
| C_m =Comportamento dello strato | | | | | | | | | | | | |
| A_d =Addensamento dello strato | | | | | | | | | | | | |
| P_s =Peso specifico del terreno | | | | | | | | | | | | |
| K_z =Costante di sottofondo in verticale | | | | | | | | | | | | |
| K_o =Costante di sottofondo orizzontale (media aritmetica fra le costanti lungo X e lungo Y) | | | | | | | | | | | | |
| \emptyset =Angolo di attrito interno | | | | | | | | | | | | |
| C' =Coesione efficace | | | | | | | | | | | | |
| C_u =Coesione | | | | | | | | | | | | |
| E_d =Modulo edometrico. | | | | | | | | | | | | |
| VE_d =Variazione del modulo edometrico con la profondità. | | | | | | | | | | | | |

4.2 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.

4.3 Pericolosità sismica

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

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

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

| | | | | | | | | | | | | | Dati generali analisi sismica | | | |
|--------|----|----|----|---|-----|-----|-----|-----|----|----|----|-----|------------------------------------|---------|--------|---------|
| Ang | NV | CD | MP | S | Mcm | PAc | EcA | IrT | TP | RP | RH | CVE | Fattori di Riduzione degli Spettri | | | |
| | | | | | | | | | | | | | SoX (q) | SoY (q) | SLU Sv | SLD Sov |
| [ssdc] | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0 | 15 | B | ca | T | XY | A | S | N | C | NO | SI | 5 | 3.15 | 3.15 | 1.50 | 1.00 |

| Stato Limite | Tr | Ag/g | Amplif. Stratigrafica | | F0 | T ^c | Tb | Tc | Td |
|--------------|--------|--------|-----------------------|--------|--------|----------------|-------|-------|-------|
| | | | Ss | Cc | | | | | |
| | [anni] | [adim] | [adim] | [adim] | [adim] | [s] | [s] | [s] | [s] |
| SLO | 30 | 0,0491 | 1,500 | 1,605 | 2,412 | 0,280 | 0,150 | 0,449 | 1,797 |
| SLD | 50 | 0,0626 | 1,500 | 1,589 | 2,489 | 0,289 | 0,153 | 0,458 | 1,850 |
| SLV | 475 | 0,1828 | 1,429 | 1,551 | 2,469 | 0,310 | 0,160 | 0,481 | 2,331 |
| SLC | 975 | 0,2381 | 1,340 | 1,535 | 2,520 | 0,320 | 0,164 | 0,491 | 2,552 |

| Classe Edificio | Vita Nominale | Periodo di Riferimento | Latitudine | Longitudine | Altitudine | Amplificazione Topografica | |
|-----------------|---------------|------------------------|----------------|----------------|------------|----------------------------|-----------------|
| | | | | | | Categ Topog | Coef Ampl Topog |
| | [anni] | [anni] | [°ssdc] | [°ssdc] | [m] | | |
| 2 | 50 | 50 | 43° 13' 33.39" | 13° 42' 30.72" | 125 | T1 | 1,00 |

LEGENDA Dati generali analisi sismica

| | |
|------------------------|--|
| 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 duttilita': [A] = Alta - [B] = Bassa. |
| MP | Tipo di materiale prevalente nella struttura: [ca] = calcestruzzo armato - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio. |
| S | Tipologia della struttura: Cemento armato: [T] = Telaio - [P] = Pareti - [TP] = Mista telaio-pareti - [2P] = Due pareti per direzione non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso; Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano; Acciaio: [T] = Telaio - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo invertito - [TT] = telaio con tamponature. |
| Mcm | Struttura con telai multicampata: [N]=Nessuna direzione - [X]=Solo in direzione X - [Y]=Solo in direzione Y - [XY]=Sia in direzione X che Y. |
| PAc | Presenza nella struttura di pareti accoppiate: [P] = presenti - [A] = Assenti |
| EcA | Eccentricita' accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni. |
| IrT | Irregolarita' tamponature in pianta: [S] = Tamponature irregolari in pianta - [N] = Tamponature regolari in pianta. |
| TP | Tipo terreno prevalente, categoria di suolo di fondazione come definito al punto 3.2.2 del DM 14 gennaio 2008 'Nuove Norme tecniche per le costruzioni: [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 dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m. |
| RP | Regolarita' in pianta: [S]= Struttura regolare - [N]=Struttura non regolare. |
| RH | Regolarita' in altezza: [S]= Struttura regolare - [N]=Struttura non regolare. |
| CVE | Coefficiente viscoso equivalente. |
| Classe Edificio | Classe dell'edificio. |
| SoX (q) | Fattore di riduzione dello spettro di risposta allo SLU per sisma orizzontale in direzione X (Fattore di struttura). |
| SoY (q) | Fattore di riduzione dello spettro di risposta allo SLU per sisma orizzontale in direzione Y (Fattore di struttura). |
| SLU Sv | Fattore di riduzione dello spettro di risposta allo SLU per sisma verticale. |
| SLD Sov | Fattore di riduzione dello spettro di risposta allo SLD per sisma orizzontale e verticale. |
| Categ Topog | Categoria topografica. (Vedi NOTE) |
| Coef Ampl Topog | Coefficiente di amplificazione topografica. |
| Tr | Periodo di ritorno dell'azione sismica. |
| Ag/g | Coefficiente di accelerazione al suolo. |
| Ss | Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO / SLD / SLV / SLC. |
| Cc | Coefficienti di Amplificazione di Tc allo SLO / SLD / SLV / SLC. |
| F0 | Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale. |

| Classe Edificio | Vita Nominale | Periodo di Riferimento | Latitudine | Longitudine | Altitudine | Amplificazione Topografica | |
|-----------------|---------------|------------------------|------------|-------------|------------|----------------------------|-----------------|
| | | | | | | Categ Topog | Coef Ampl Topog |
| | [anni] | [anni] | [°ssdc] | [°ssdc] | [m] | | |

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

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

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

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

Latitudine Latitudine geografica del sito.

Longitudine Longitudine geografica del sito.

Altitudine Altitudine geografica del sito.

NOTE

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

Categoria topografica

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$

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

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

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

5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

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

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

- fondazioni indirette di tipo a pali

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 di sicurezza sono state condotte, con riferimento all'**Approccio 2** (Combinazione **A1+M1+R3**), sulla base delle tipologie di fondazioni descritte nel paragrafo precedente.

Le azioni sono ottenute, applicando ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali γ_F di cui nella tabella 6.2.I delle NTC 2008, che vengono di seguito riportati.

| CARICHI | EFFETTO | Coefficiente parziale γ_F (o γ_E) | A1 (STR) |
|----------------------------|-------------|--|----------|
| Permanenti | Favorevole | γ_{G1} | 1.0 |
| | Sfavorevole | | 1.3 |
| Permanenti non strutturali | Favorevole | γ_{G2} | 0.0 |
| | Sfavorevole | | 1.5 |
| Variabili | Favorevole | γ_{Qi} | 0.0 |
| | Sfavorevole | | 1.5 |

Il valore di progetto della resistenza R_d è determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M , specificato nella tabella 6.2.II delle NTC 2008, e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specifici per ciascun tipo di opera. Utilizzando l'approccio 2, i coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici del terreno relativi alla colonna M1 sono tutti unitari.

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

6.1 Carico limite per i pali

Calcolo del carico limite verticale

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

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

Stimando il carico limite sia in condizione drenate che non drenate è fondamentale nella stratigrafia il comportamento del singolo strato (coerente/incoerente).

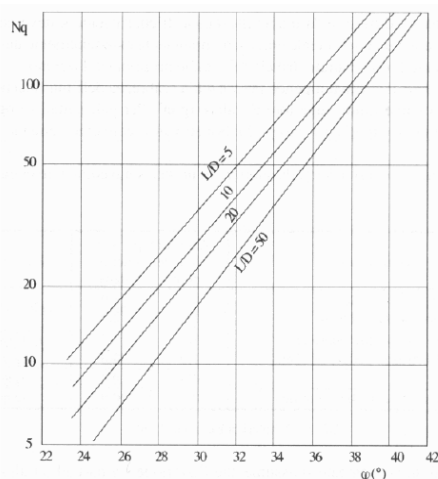
In particolare se uno strato è stato dichiarato incoerente il suo contributo al carico limite viene sempre valutato in condizioni drenate a prescindere dal metodo di calcolo richiesto (drenato/non drenato).

La resistenza alla punta P_p si calcola con la seguente formula:

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

dove:

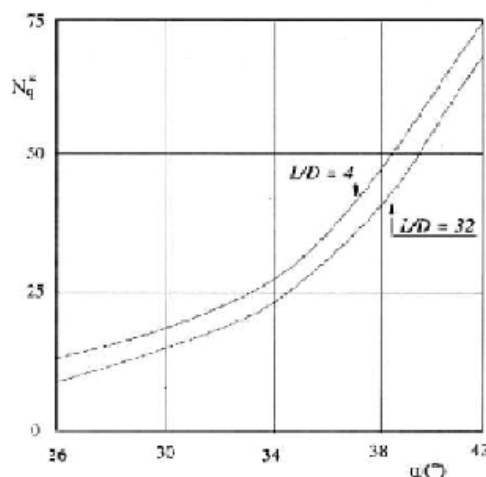
- Per la determinazione dei valori di N_q vengono usati i grafici di Berezantzev $N_q = N_q(L/D; \phi)$ in cui L è la lunghezza del palo, D è il diametro e ϕ è l'angolo di attrito;
- $N_c = (N_q - 1) \cotg(\phi)$;
- c è la coesione;
- q è la pressione litostatica alla punta del palo.



Nel calcolo della resistenza alla punta si fa distinzione tra condizioni drenate e non drenate. In caso di condizioni drenate si assume $c=c'$ (coesione efficace) e q calcolata per pressioni effettive. In condizioni non drenate si assume $q=q_{tot}$ (pressione totale), $c=c_u$ (coesione non drenata), $\phi=0$ e $N_c=9$.

Se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato coerente la stima della resistenza alla punta viene fatta in condizioni drenate o non drenate a seconda del metodo di calcolo richiesto. Viceversa, se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato incoerente la stima della resistenza alla punta viene fatta sempre in condizioni drenate indipendentemente dal tipo di calcolo richiesto (drenato o non drenato).

La portanza viene valutata portando in conto che la resistenza alla punta di un palo si mobilita per determinati valori di cedimento proporzionali al diametro del palo. Pertanto, viene fatta la distinzione fra pali di medio e grande diametro (>80 cm), per i quali la resistenza alla punta non viene mobilitata se non dopo un cedimento che può essere notevole (in tal caso si utilizza un valore di N_q^* ridotto rispetto a N_q).



Per il calcolo della resistenza laterale si usa invece la formula:

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

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

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

con μ dipendente dalla scabrezza dell'interfaccia palo/terreno.

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

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

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

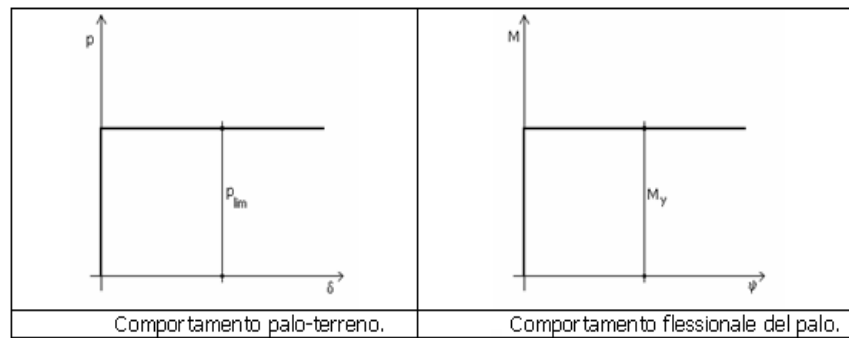
Invece, richiesto un calcolo del palo in condizioni drenate, sia per gli strati coerenti che per quelli incoerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione dell'attrito.

Calcolo del Carico Limite Orizzontale

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

Le ipotesi assunte da *Broms* sono le seguenti:

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



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

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

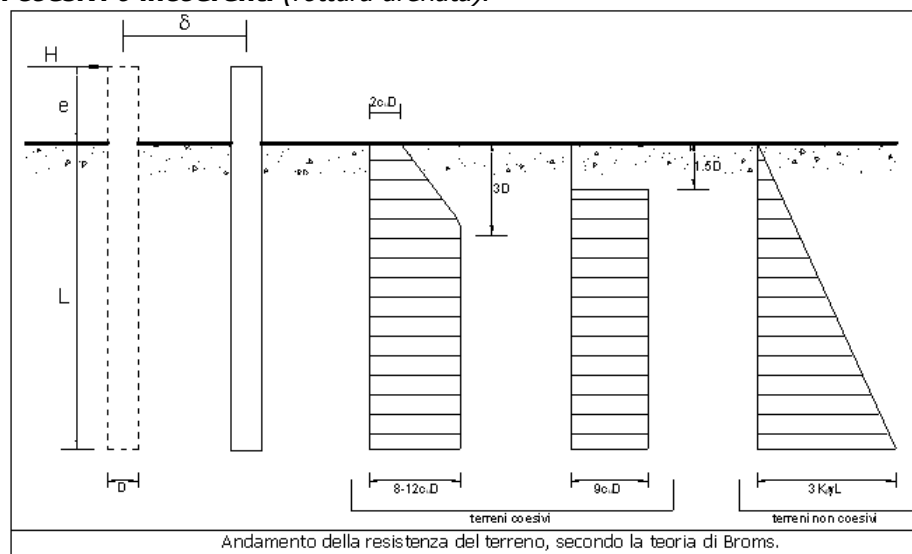
Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto).

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

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

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

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



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

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

Nel caso di **terreni non coesivi** ($c=0$), la teoria di **Broms** assume che la resistenza laterale sia variabile linearmente con la profondità dal valore $p=0$ (in testa) fino al valore $p=3K_p\gamma L$ (alla base), essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva.

Per quanto riguarda i terreni **coesivi** la resistenza laterale parte in testa al palo con un valore di $p=2c_u D$, cresce linearmente fino alla profondità $3D$ per poi rimanere costante e pari a $p=8-12c_u D$ per tutta la lunghezza del palo. In alternativa, è possibile utilizzare un diagramma semplificato, di valore $p=0$ fino alla profondità $1.5D$ e con valore costante e pari a $9c_u D$ per tutta la lunghezza del palo.

La teoria di Broms è formulata per terreni omogenei, di tipo coerente o incoerente; in caso di terreni

stratificati il programma effettua un controllo sul tipo di comportamento per capire quale sia la tipologia prevalente ed i parametri meccanici medi. In base a tali parametri viene poi condotto il calcolo. Oltre ai parametri meccanici del terreno viene considerato anche il Momento Ultimo del palo che è funzione oltre che dell'armatura anche dello sforzo assiale agente ed è fondamentale per il calcolo delle sezioni che si plasticizzano. Di ciò viene tenuto correttamente conto. Se il comportamento è a palo lungo viene calcolata anche la profondità di formazione della seconda cerniera plastica.

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

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

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

Si precisa che i valori relativi alle colonne $Q_{d...}$, di cui nella tabella relativa alle verifiche, sono da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d ossia il rapporto fra il carico limite $Q_{lim...}$ (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale γ_R . Nel caso in esame i valori dei coefficienti parziali di sicurezza, come indicato nelle tabelle 6.4.II. 6.4.VI delle NTC 2008, sono sinteticamente riportati nelle seguenti tabelle:

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze di pali soggetti a carichi assiali

| Resistenza | Simbolo | Pali infissi | Pali trivellati | Pali ad elica continua |
|--------------------------|------------|--------------|-----------------|------------------------|
| | γ_R | (R3) | (R3) | (R3) |
| Base | γ_b | 1.15 | 1.35 | 1.30 |
| Laterale in compressione | γ_s | 1.15 | 1.15 | 1.15 |
| Totale | γ_t | 1.15 | 1.30 | 1.25 |

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedono l'utilizzo dei parametri geotecnici, il valore caratteristico della resistenza R_k è dato dal valore ottenuto applicando alle resistenze calcolate R_{cal} i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV delle NTC 2008, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_k = \frac{R_{cal}}{\xi_3}$$

Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

| Numero di verticali indagate | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 | ≥ 10 |
|------------------------------|------|------|------|------|------|------|-----------|
| ξ_3 | 1.70 | 1.65 | 1.60 | 1.55 | 1.50 | 1.45 | 1.40 |

Coefficiente parziale γ_R da applicare alle resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

| |
|-----------------|
| γ_R (R3) |
| 1.30 |

Si precisa che, nella sottostante tabella, la coppia $Q_{MaxVrt} - Q_{dVrt}$ e $Q_{MaxOrz} - Q_{dOrz}$ è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).

PALI - VERIFICHE A CARICO LIMITE VERTICALE E ORIZZONTALE

| pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale | | | | | | | | | | | | |
|--|-------|--------------|--------------|------------|-------------|-------------|------------|--------------|--------------|-----------|---------|---------|
| Palo | Nodo | Q_{MaxVrt} | Q_{MaxOrz} | Q_{dVrt} | Q_{dVPnt} | Q_{dVLtr} | Q_{dOrz} | M_{MaxOrz} | Tipo Rottura | Prof Cern | CS Vert | CS Oriz |
| | | [N] | [N] | [N] | [N] | [N] | [N] | [Nm] | | [m] | | |
| PALO11 | 00001 | 36853 | 6839 | 1667085 | 1220962 | 446123 | 111317 | 196761 | Palo Lungo | 2,47 | 45,24 | 16,28 |
| PALO12 | 00002 | 38312 | 6848 | 1667085 | 1220962 | 446123 | 111317 | 196761 | Palo Lungo | 2,47 | 43,51 | 16,26 |

| pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale | | | | | | | | | | | | |
|--|-------|----------|----------|---------|---------|----------|--------|----------|--------------|-----------|---------|---------|
| Palo | Nodo | QMax Vrt | QMax Orz | QdVrt | QdVPnt | QdVLtr l | QdOrz | MMaxOr z | Tipo Rottura | Prof Cern | CS Vert | CS Oriz |
| | | [N] | [N] | [N] | [N] | [N] | [N] | [Nm] | | [m] | | |
| PALO13 | 00003 | 39554 | 6852 | 1667085 | 1220962 | 446123 | 111317 | 196761 | Palo Lungo | 2,47 | 42,15 | 16,25 |
| PALO14 | 00014 | 40940 | 6848 | 1667085 | 1220962 | 446123 | 111317 | 196761 | Palo Lungo | 2,47 | 40,72 | 16,26 |
| PALO10 | 00010 | 35192 | 6826 | 360094 | 36919 | 323175 | 111317 | 196761 | Palo Lungo | 2,47 | 10,23 | 16,31 |
| PALO9 | 00009 | 33507 | 6810 | 360094 | 36919 | 323175 | 111317 | 196761 | Palo Lungo | 2,47 | 10,75 | 16,35 |
| PALO8 | 00013 | 32197 | 6792 | 360094 | 36919 | 323175 | 111317 | 196761 | Palo Lungo | 2,47 | 11,18 | 16,39 |
| PALO7 | 00016 | 31648 | 5124 | 360094 | 36919 | 323175 | 111317 | 196761 | Palo Lungo | 2,47 | 11,38 | 21,72 |
| PALO5 | 00004 | 32793 | 5155 | 360094 | 36919 | 323175 | 111317 | 196761 | Palo Lungo | 2,47 | 10,98 | 21,59 |
| PALO4 | 00005 | 33755 | 5170 | 360094 | 36919 | 323175 | 111317 | 196761 | Palo Lungo | 2,47 | 10,67 | 21,53 |
| PALO6 | 00006 | 31977 | 5139 | 360094 | 36919 | 323175 | 111317 | 196761 | Palo Lungo | 2,47 | 11,26 | 21,66 |
| PALO1 | 00015 | 36456 | 5180 | 360094 | 36919 | 323175 | 111317 | 196761 | Palo Lungo | 2,47 | 9,88 | 21,49 |
| PALO2 | 00007 | 35513 | 5182 | 360094 | 36919 | 323175 | 111317 | 196761 | Palo Lungo | 2,47 | 10,14 | 21,48 |
| PALO3 | 00008 | 34684 | 5179 | 360094 | 36919 | 323175 | 111317 | 196761 | Palo Lungo | 2,47 | 10,38 | 21,49 |

LEGENDA pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale

| | |
|---------------------|--|
| Palo | Identificativo del palo. |
| Nodo | Identificativo del nodo all'estremo superiore del palo. |
| QMaxVrt | Carico verticale di progetto allo SLU. |
| QMaxOrz | Carico orizzontale di progetto allo SLU. |
| QdVrt | Resistenza di progetto verticale. |
| QdVPnt | Aliquota della resistenza di progetto verticale dovuto alla resistenza alla punta. |
| QdVLtr l | Aliquota della resistenza di progetto verticale dovuto alla resistenza laterale. |
| QdOrz | Resistenza di progetto orizzontale. |
| MMaxOrz | Momento massimo lungo il palo per carichi orizzontali. |
| Tipo Rottura | Modalita' di rottura per carico limite orizzontale (Palo Corto, Palo Medio, Palo Lungo). |
| Prof Cern | Profondita' della seconda cerniera plastica. |
| CS Vert | Coefficiente di sicurezza per carichi verticali: [NS]= Non significativo. |
| CS Oriz | Coefficiente di sicurezza per carichi orizzontali: [NS]= Non significativo. |

Lì, Gennaio 2012

Il Tecnico

(Ing. Giorgio Procaccini)

Calcolo della spinta attiva in condizioni sismiche

VIA RENÉ - ZOTTA 02

La spinta attiva in condizioni sismiche è stata valutata secondo la teoria di Mononobe e Okabe (1926-1929), sulla base di una analisi pseudo statica.

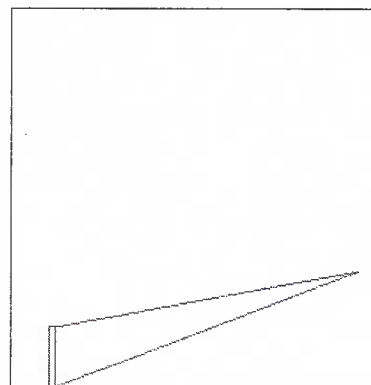
[Aiuto](#)

| Dati di input: | |
|---|-------|
| Altezza muro [m] | 0.50 |
| Angolo inclinazione profilo [°] | 10 |
| Incl. parete interna risp. alla verticale [°] | 0 |
| Angolo resist. a taglio [°] | 17 |
| Peso unità volume [KN/m³] | 19.00 |
| Angolo attrito terra-muro [°] | 15 |

☒ Spinta sismica

| | |
|----------------------------------|------|
| Coefficiente sismico orizzontale | 0.1 |
| Coefficiente sismico verticale | 0.05 |

Calcola



Spinta sismica 1,94 KN
 Spinta statica 1,42 KN
 Incremento sismico spinta 0,52 KN
 Coefficiente di spinta attiva sismica 0,86
 Punto di applicazione spinta sismica 0,2 m
 Inclinazione cuneo di rottura rispetto all'orizzontale 20,48 °

CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA IN CONDIZIONI SISMICHE

La spinta attiva in condizioni sismiche è valutata secondo la teoria di Mononobe e Okabe (1926-1929), sulla base di una analisi pseudo-statica come estensione della teoria di Coulomb per un terreno non saturo in assenza di coesione.

In aggiunta alle forze esistenti in condizioni statiche, sul cuneo di rottura agiscono le forze pseudostatiche orizzontale e verticale, legate alla massa del cuneo dalle accelerazioni $a_h = k_h g$ e $a_v = k_v g$.

I dati richiesti per la determinazione della spinta e dell'ampiezza del cuneo di rottura rispetto all'orizzontale sono:

- H altezza della parete;
- γ peso per unità di volume;
- ϕ angolo di resistenza a taglio;
- θ angolo d'inclinazione della parete interna rispetto alla verticale;
- δ angolo d'attrito terra-muro;
- k_h e k_v coefficienti sismici orizzontale e verticale.

