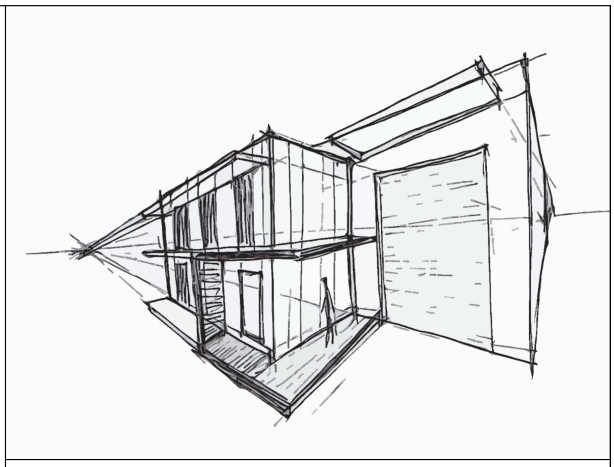


COMUNE DI CASTEL SAN GIORGIO
PROVINCIA DI SALERNO

AMPLIAMENTO ATTIVITA' PRODUTTIVA
DITTA SALVATORE PEPE
LOCALITA'
VIA TOGLIATTI_CASTEL SAN GIORGIO

COMMITTENTE
SALVATORE PEPE

PROGETTAZIONE
FIORAVANTEALFANOARCHITETTO

collaboratori:

arch. Fioravante Alfano	progettista
arch. Maria Veronica Izzo	architettura/normativa
arch. Mario Verace	architettura/disegni
ing. Francesco Vitale	ambiente

PROGETTO
CONFERENZA DI SERVIZI
art.8 D.P.R. n.160/2010 - ex art. 5 D.P.R. n.447/98 e s.m.i.
art.14 e segg. della L. n.241/90

TAVOLA S 01
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO
(ntc 2008 cap.6-circ. 617/2009 p.to c.6.2.2.5)

TECNICO INCARICATO
FRANCESCO VITALE INGEGNERE

DATA
08.2014

GENERALITA'

OGGETTO Progetto per la realizzazione di un capannone.

COMUNE: Castel San Giorgio (SA)

ZONA SISMICA: Zona 2 (ai sensi D.G.R. n. 5447 del 07/11/2002)

ALTITUDINE: 90 m s.l.m. (Zona neve III)

TIPOLOGIA STRUTTURALE: Struttura a telai.

TIPOLOGIA FONDAZIONI: Fondazioni profonde su pali.

NORMATIVA: D.M.14/01/2008

APPROCCIO VERIFICA GEO: Approccio 2

1-DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA 3

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO 3

3 - INDAGINI GEOGNOSTICHE E PROVE EFFETTUATE 4

3.1 AREA DI SEDIME 4
3.2 PROVE EFFETTUATE 4
3.3 IDROGEOLOGIA 4
3.4 PROBLEMATICHE RISCONTRATE 4

4 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO 4

4.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 5
4.2 MODELLAZIONE GEOTECNICA 6
4.3 PERICOLOSITÀ SISMICA 6

5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE 7

6 - MODALITA' COSTRUTTIVE 8

7 - VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI: IDENTIFICAZIONE DEI RELATIVI STATI LIMITE . 8

7.1 VERIFICHE GEO: APPROCCI PROGETTUALI E VALORI DI PROGETTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI. 9

8 - VERIFICHE DI SICUREZZA 10

8.1 CARICO LIMITE PER I PALI 10
8.2 CALCOLO DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE 13
8.3 AZIONI SUL SINGOLO PALO:VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU E SLE) 15
8.3.1 Azione di progetto sul singolo palo allo SLU 16
8.3.2 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio SLE 18

9 - STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE 19

10 - RISULTATI DELLE ANALISI E LORO COMMENTO 19

11 - PIANI DI CONTROLLO E MONITORAGGIO 19

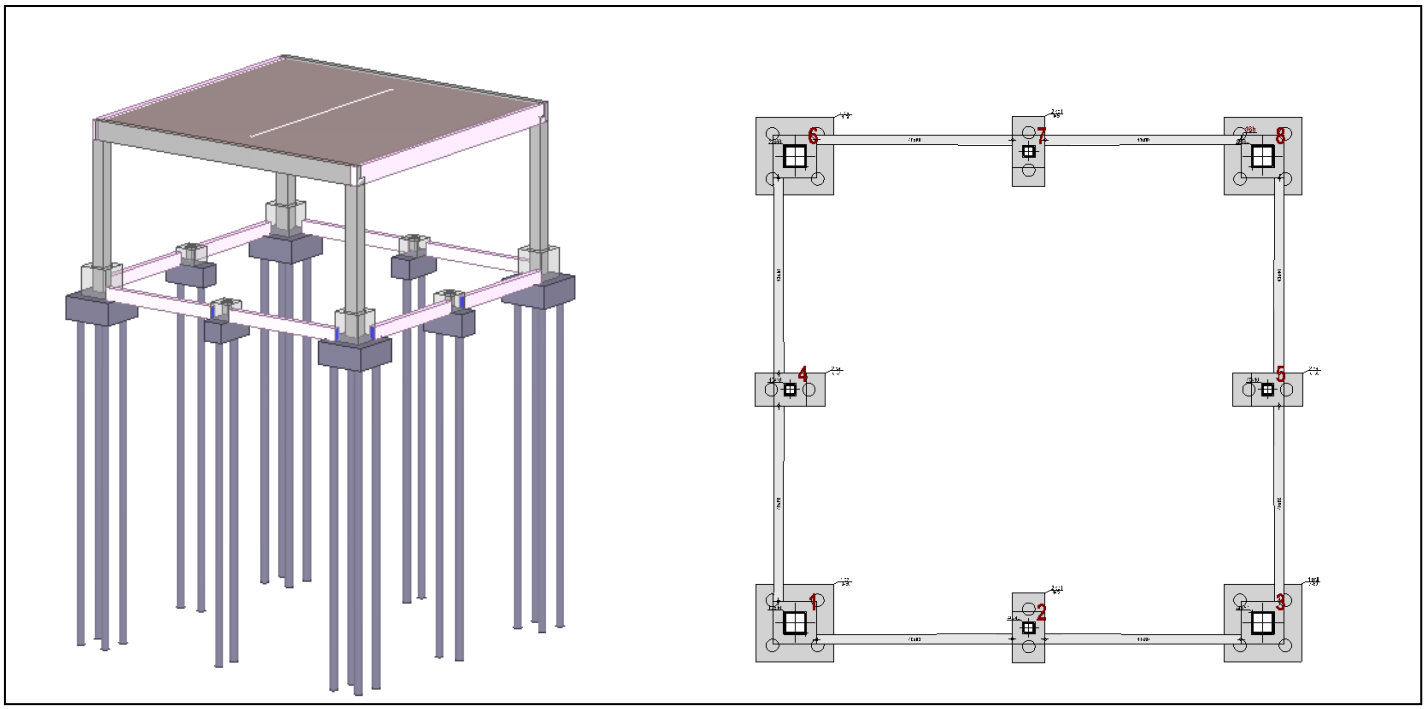
12 - ALLEGATI:CALCOLO CARICO LIMITE VERTICALE E ORIZZONTALE 20

13 - ALLEGATI:CALCOLO CEDIMENTI FONDAZIONE SU PALI 22

1-DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione 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.

L'analisi è stata condotta sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e di laboratorio a disposizione. L'intervento previsto consiste nella realizzazione di una struttura in elementi prefabbricati e precompressi in C.A.P. adibita ad attività produttiva in via P. Togliatti nel comune di Castel San Giorgio (SA). La fondazione da realizzare sarà di tipo profondo e sarà costituita da pali trivellati in opera di diametro 50 cm, lunghezza 20 metri, collegati in testa da plinti a base quadrata dotati di travi di collegamento. Di seguito si riporta un'immagine dell'opera da realizzare.



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 ed 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 E PROVE EFFETTUATE

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 Area di sedime

L'area di sedime della struttura da realizzare ha impronta in pianta di circa 20x 20 m. Dalla relazione geologica si evince che i plinti saranno attestati su di uno strato di terreni piroclastici a tessitura limo sabbiosa a circa 3,00 m di profondità (1,60 altezza del bicchiere + 1,40 altezza plinto) dal piano campagna.

3.2 Prove effettuate

Al fine di determinare le caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "volume significativo" dell'opera in esame, sono state condotte delle prove geotecniche riassunte nella relazione geologica di modellazione del sito. In particolare durante l'esecuzione del sondaggio meccanico spintosi fino a m 23, sono state effettuate 2 prove DPSH, 4 prove S.P.T. con lo scopo di determinare il valore dei principali parametri geomeccanci dei terreni (in particolare ad una profondità maggiore dei 15 m dove saranno attestati i pali di fondazione) ed una prospezione sismica MASW.
Le indagini realizzate hanno permesso di ricostruire le stratigrafie dei terreni nonché le caratteristiche meccaniche dei litotipi interessati dall' intervento da realizzare

3.3 Idrogeologia

Durante le prove eseguite non sono state rinvenute falde idriche per profondità minore di 15 m dal piano campagna.
In particolare così come riportato nella relazione **"Geologica illustrativa" a firma del Dr. Geologo Serio Giulio**, nel sito di interesse la falda più superficiale si attesta a non meno di 30 metri di profondità con oscillazioni stagionali di qualche metro.

3.4 Problematiche riscontrate

L'area è caratterizzata da una morfologia sub-pianeggiante e non sono evidenti né segni di dissesto in atto né forme di erosione o deposito.

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 Vs,

30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu, 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 alla base della progettazione dell'apparato fondale, considerando gli effetti di disturbo e trascurando la coesione drenata a vantaggio di sicurezza è riassunta nella seguente tabella:

Descrizione del terreno	Q_i	Q_f	C_m	Ad	Ps	K_z	K_o	Ø	C'	C_u	Ed	VEd
	[m]	[m]			[N/m³]	[N/cm³]	[N/cm³]		[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	
Stratigrafie												
Terreni fondazioni dirette												
Terreni piroclastici a tessitura limosa	0	1,00	-	-	16000	1	80	24	0	0	3	-
Sabbia alluvionale debolmente ghiaiosa	1,00	2,00	-	-	17000	1	60	26	0	0	4	-
Terreno piroclastici a tessitura limo sabbiosa	2,00	8,60	-	-	18000	1	60	24	0	0	3	-
Tereni piroclastici da limosa a limo argillosa	8,60	13,0	-	-	16000	1	60	24	0	0	6	-
Terreni piroclastici misti a sabbia e ghiaia	15,0	16,8	-	-	18000	300	60	28	0	0	8	-
Tufo grigio campano	16,8	23,0	-	-	19000	300	60	36	0	0	14	-
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												
Ad=Addensamento dello strato												
Ps=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)												
Ø=Angolo di attrito interno												
C'=Coesione efficace												
C_u=Coesione												
Ed=Modulo edometrico.												
VEd=Variazione del modulo edometrico con la profondità.												

4.2 Modellazione geotecnica

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellata secondo lo schema di Winkler, sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidezze offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera / terreno. In particolare si sono assunti valori della costante di sottofondo compresi tra 1.5-2.0 kg/cm^3.

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
[ssdc]												
0	15	B	ca	T	N	A	S	N	C	NO	NO	5

Fattori di struttura

Dir. X			Dir. Y			Dir. Z	qSLD
q	αu/α1	Kw	q	αu/α1	Kw	q	
3.15	1.05	1.00	3.15	1.05	1.00	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	0.0442	1.500	1.586	2.365	0.287	0.152	0.455	1.777
SLD	50	0.0567	1.500	1.529	2.363	0.320	0.163	0.489	1.827
SLV	475	0.1404	1.493	1.428	2.459	0.394	0.187	0.562	2.162
SLC	975	0.1786	1.434	1.405	2.485	0.413	0.194	0.581	2.315

Classe Edificio	Vita Nominale	Periodo di Riferimento	Latitudine	Longitudine	Altitudine	Ampl. Topog.	
						Categoria	Coefficiente
	[anni]	[anni]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
2	50	50	40.7814	14.6983	90	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 – [ND] = Non Dissipativa – [-] = Nessuna.

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 - [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

Classe Edificio	Vita Nominale	Periodo di Riferimento	Latitudine	Longitudine	Altitudine	Ampl. Topog.	
						Categoria	Coefficiente
	[anni]	[anni]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		

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.

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.

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 (in datum ED50).

Longitudine Longitudine geografica del sito (in datum ED50).

Altitudine Altitudine geografica del sito.

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

$\alpha u/\alpha 1$ Rapporto di sovraresistenza.

Kw Fattore di riduzione di q0.

qSLD Fattore di riduzione dello spettro di risposta allo SLD per sisma orizzontale e verticale (significativo nel caso di calcolo con DM 14/09/2005 o OPCM 3274).

NOTE

[-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato
Categoria topografica
T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i = 15°
T2: Pendii con inclinazione media i > 15°
T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° = i = 30°
T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°

5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione sono consone alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche. In particolare data la natura sciolta e poco addensata del terreno, tenendo inoltre presente gli scarichi trasmessi dalla sovrastruttura in fondazione e volendo eliminare o ridurre notevolmente i cedimenti differenziali si è optato per un tipo di fondazioni che trasmettesse le azioni a terreni di caratteristiche meccaniche compatibili con lo stato tensionale e deformativo previsto in progetto.

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

- fondazioni indirette di tipo a pali

6 - MODALITA' COSTRUTTIVE

Nella fattispecie, i pali da realizzare sono di diametro pari a 50 cm, lunghezza pari a 20 m., interasse 1,80 m. onde evitare fenomeni di sovrappressione ed in numero pari a 4 per ogni plinto disposto ai vertici della struttura da realizzare. La tipologia adottata è di tipo "PALI TRIVELLATI".

7 - VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI: IDENTIFICAZIONE DEI RELATIVI STATI LIMITE

Le verifiche della sicurezza in fondazione sono condotte nei riguardi dello stato limite ultimo e dello stato limite di esercizio. Le verifiche nei riguardi dello stato limite ultimo (SLU) previste dalla Normativa sono:

EQU - perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi;

STR - raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;

GEO – raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

ULP – perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento);

HYD - erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici.

Verifiche EQU: Il manufatto è soggetto ad azioni di tipo verticale e di tipo orizzontale. Come si evince dal diagramma delle pressioni sul terreno di fondazione, in particolar modo dalla portanza dei carichi in esercizio sui pali, queste ultime sono tutte di compressione. Pertanto essendo le pressioni di compressione sicuramente non si hanno fenomeni di perdita di equilibrio della struttura.

Verifiche STR: le verifiche di resistenza degli elementi strutturali di fondazione sono state eseguite contestualmente alla verifica degli elementi strutturali in elevazione.

Verifiche GEO: le verifiche di resistenza del terreno interagente con la struttura sono condotte confrontando i valori di resistenza con quelli di progetto, secondo l'Approccio 2, come riportato nelle pagine seguenti.

Verifiche UPL e HYD : poiché nel terreno di fondazione non vi è la presenza della falda non si hanno fenomeni di galleggiamento o di sifonamento.

7.1 Verifiche GEO: Approcci progettuali e valori di progetto dei parametri geotecnici.

La verifica di resistenza del terreno interagente con la struttura viene condotta con l'**Approccio 2** con la Combinazione (**A1 + M1 + R3**), nella quale i coefficienti A1 sono gli stessi delle verifiche strutturali, i coefficienti M1 sono tutti unitari ed il coefficiente R3 per la verifica della capacità portante assume i valori indicati nelle tabelle seguenti.

Carico assiale — γ_R

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Carico trasversale — γ_T

Tabella 6.4.VI - *Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.*

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
γ_T =1,0	γ_T =1,6	γ_T =1,3

*Punto 6.4.3.1.1*_Resistenza caratteristica R_k del palo singolo

Prove di carico statico su pali Pilota

$$R_{c,k} = \mathrm{Min}\left\{\frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_1};\frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2}\right\}$$

$$R_{t,k} = \mathrm{Min}\left\{\frac{(R_{t,m})_{media}}{\xi_1};\frac{(R_{t,m})_{min}}{\xi_2}\right\}$$

Tabella 6.4.III - *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota.*

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

Metodi analitici (parametri geotecnici) o Empirici (prove in sito)

$$R_{c,k} = \mathrm{Min}\left\{\frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3};\frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4}\right\}$$

$$R_{t,k} = \mathrm{Min}\left\{\frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3};\frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4}\right\}$$

Tabella 6.4.IV – *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
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Prove dinamiche su pali Pilota

$$R_{c,k} = \mathrm{Min}\left\{\frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_5};\frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6}\right\}$$

Tabella 6.4.V - *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota.*

Numero di prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

I pali di fondazione sono lunghi m.20 e pertanto si appoggiano sullo strato della serie tufo-grigio campano mediamente addensati come si evince dalla sezione stratigrafica .

Le strutture delle fondazioni (pali) sono collegate in testa da plinti con travi di collegamento. L'altezza dei plinti è di 1,4 m. con la base posta a quota -3.00 m. circa dal piano di campagna.

8 - 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 sulla scorta deelle ipotesi progettuali adottate e che andranno perfezionate in fase esecutiva.

8.1 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).

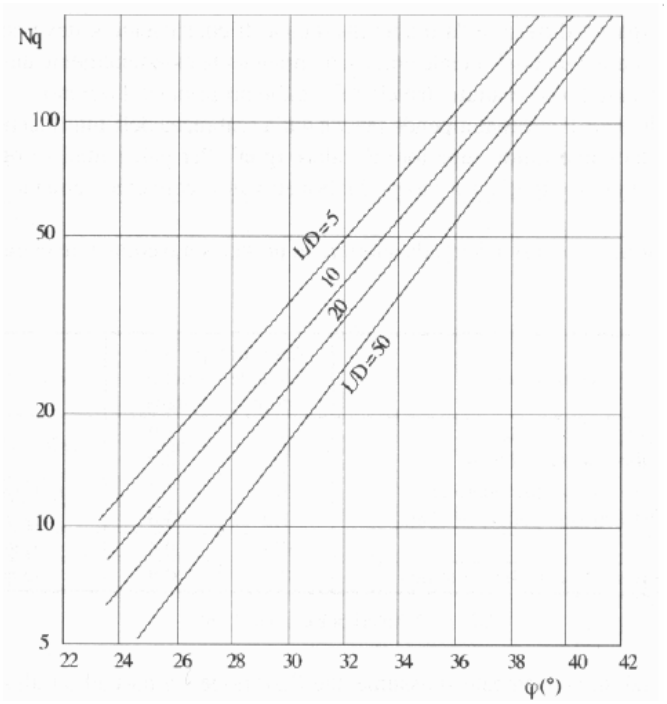
In particolare se uno strato è stato dichiarato incoerente il suo contributo al carico limite viene sempre valutato in condizioni drenate a prescindere dal metodo di calcolo richiesto (drenato/non drenato).

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

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

dove:

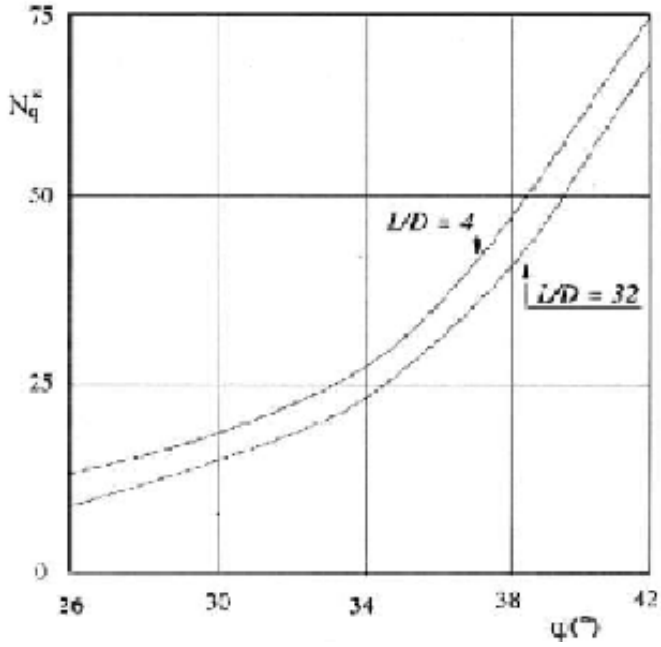
- Per la determinazione dei valori di N_q vengono usati i grafici di Berezantzev $N_q = N_q(L/D;\ \phi)$ in cui L è la lunghezza del palo, D è il diametro e ϕ è l'angolo di attrito;
- $N_c=(N_q-1)\cot g(\phi)$;
- c è la coesione;
- q è la pressione litostatica alla punta del palo.



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 Nc=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 <u>resistenza laterale</u> 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 μ=A·tanϕ, 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.

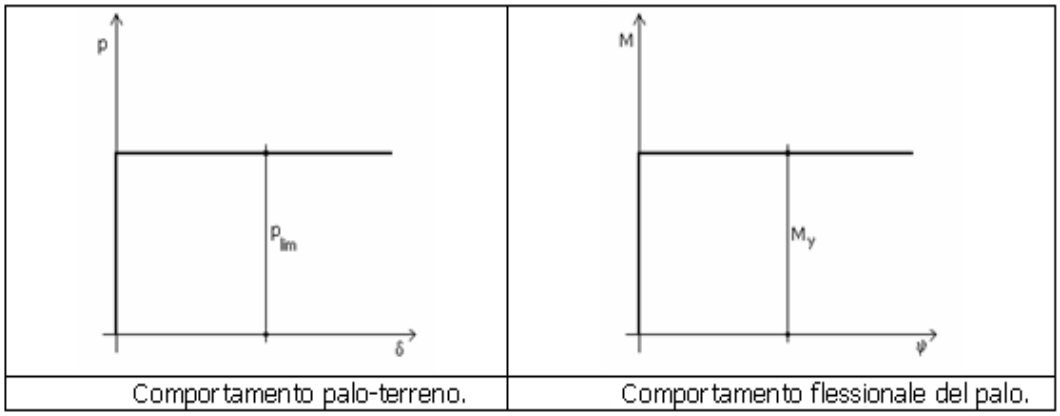
In allegato alla presente è riportato il valore della resistenza di progetto, che qui sinteticamente è fornita dal valore di: 823050 N (tenendo conto anche degli effetti di gruppo).

8.2 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.

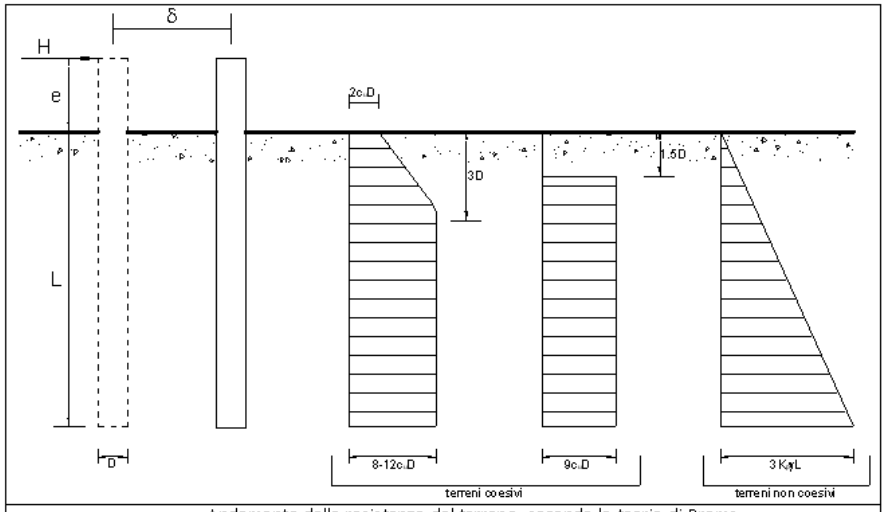
Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto).

Mentre, il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze 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).*



Andamento della resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms.

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

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

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 $p=2c_uD$, cresce linearmente fino alla profondità 3D per poi rimanere costante e pari a $p=8\text{-}12c_uD$ 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 $9c_uD$ 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.

In allegato alla presente è riportato il valore della resistenza di progetto, che qui sinteticamente è fornita dal valore di: 104263 N (tenendo conto anche degli effetti di gruppo).

8.3 Azioni sul singolo palo:Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU e SLE)

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 di sicurezza 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

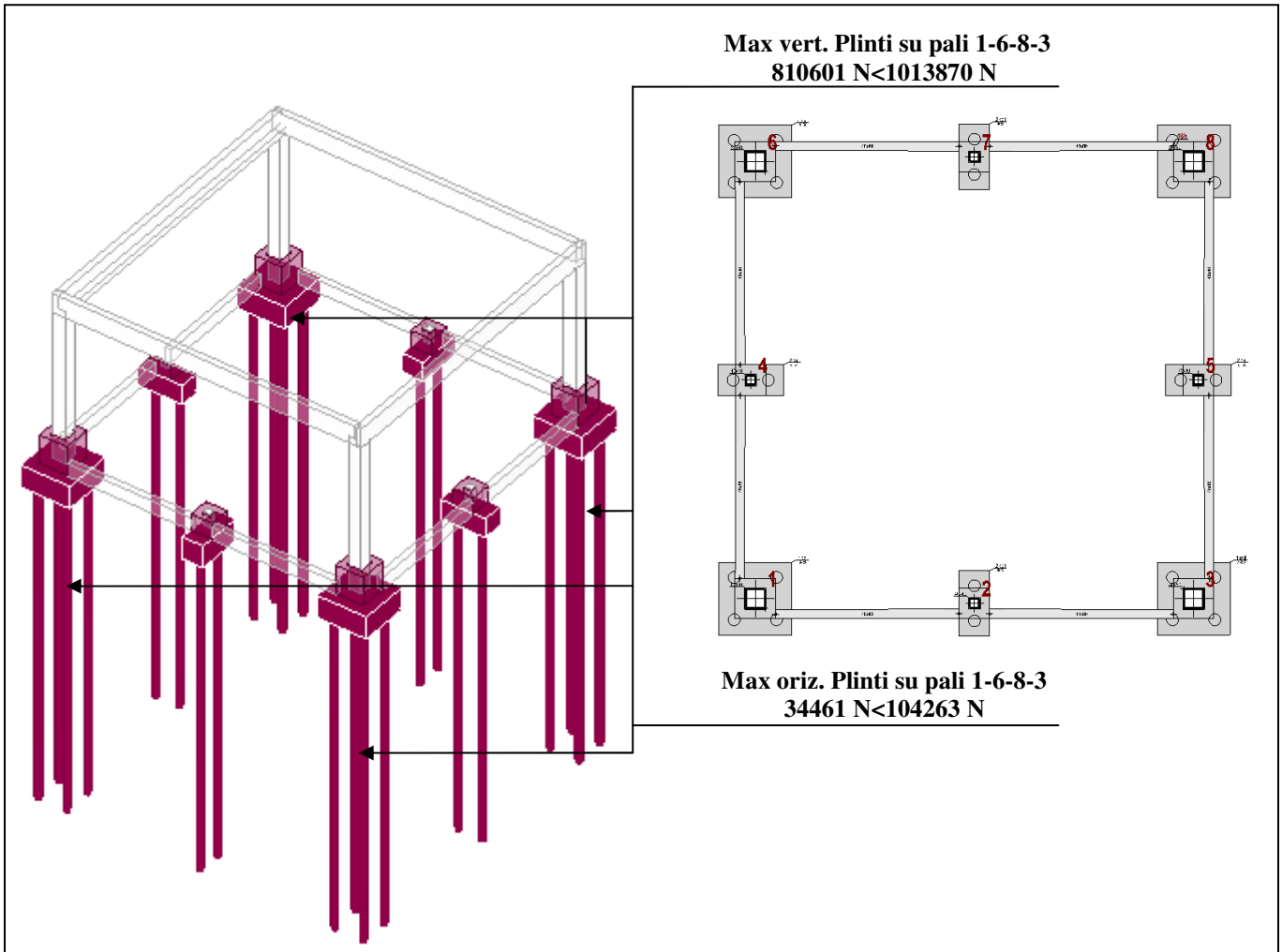
8.3.1 Azione di progetto sul singolo palo allo SLU

Le azioni sul terreno derivano dalle azioni agenti sulla struttura fattorizzate con i coefficienti A1 secondo la combinazione:

$$F_d = \gamma_G \bullet G_k + \gamma_P \bullet P_k + \gamma_q \bullet [Q_{k1} + \Sigma\ (\psi_{0i} \bullet Q_{ki})]$$ (scritta in forma compatta)

nonché dalla combinazione dei carichi prevista in condizioni sismiche:

$$F_{d,su} = E + G_k + P_k + \Sigma\ (\psi_{2,i} \bullet Q_{ki})$$ (scritta in forma compatta)



Rappresentazione degli elementi fondali con le massime azioni sollecitanti ai fini della resistenza di progetto.

PLINTI SU PALI - SOLLECITAZIONI E VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (Fondazione)

pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale

PLINTO SU PALI		QMax Vrt	QMax Orz	QdVrt	QdVPnt	QdVLtrl	QdOrz	MMax Orz	Tipo Rottura	Prof Cern	CS Vert	CS Oriz
		[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[Nm]		[m]		
PLINTO 1		810598	34461	1013870	113450	900420	104263	-	-	3.08	1.25	3.05
PLINTO 2		109894	14430	1013870	113450	900420	104263	-	-	3.08	9.23	7.42
PLINTO 3		810598	34461	1013870	113450	900420	104263	-	-	3.08	1.25	3.05
PLINTO 4		109894	14430	1013870	113450	900420	104263	-	-	3.08	9.23	7.42
PLINTO 5		109894	14430	1013870	113450	900420	104263	-	-	3.08	9.23	7.42
PLINTO 6		810598	34461	1013870	113450	900420	104263	-	-	3.08	1.25	3.05
PLINTO 7		109894	14430	1013870	113450	900420	104263	-	-	3.08	9.23	7.42

pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale

PLINTO SU PALI		QMax Vrt	QMax Orz	QdVrt	QdVPnt	QdVLtrl	QdOrz	MMax Orz	Tipo Rottura	Prof Cern	CS Vert	CS Oriz
		[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[Nm]		[m]		
PLINTO 8		810598	34461	1013870	113450	900420	104263	-	-	3.08	1.25	3.05

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.
QdVLtrl 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.

8.3.2 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio SLE

Gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici dei cedimenti che possono compromettere la funzionalità dell'opera. I cedimenti sono calcolati con il metodo di Poulus.

I valori dei moduli edometrici considerati nel calcolo sono:

γ = 1,60 t/mc peso specifico terreno piroclastico per i primi 8.60 m.

31 [Kg/cm²] Modulo Elastico Normale Terreno

γ = 1,7 t/mc peso specifico terreno in successione stratigrafica :sabbia alluvionale debolmente ghiaiosa

44 [Kg/cm²] Modulo Elastico Normale Terreno

γ = 1,7 t/mc peso specifico medio terreni in successione stratigrafica compresi tra13,00 e 23,00 m. dal piano campagna

60 [Kg/cm²] Modulo Elastico Normale Terreno (a vantaggio di sicurezza per aumentare l'entità dei cedimenti si è assunto un Ed pari a quello minore dei terreni considerati)

I cedimenti sul terreno derivano dalle azioni trasmesse dalla sovrastruttura secondo le combinazioni di carichi:

combinazione rara $F_d = \sum_{j=1}^{m}(G_{Kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{n}(\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^{l}(P_{kh})$

combinazione frequente $F_d = \sum_{j=1}^{m}(G_{Kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^{n}(\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^{l}(P_{kh})$

combinazione quasi permanente $F_d = \sum_{j=1}^{m}(G_{Kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^{n}(\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^{l}(P_{kh})$

nonché dalla combinazione dei carichi prevista in condizioni sismiche:

$F_{d,su} = E + G_k + P_k + \Sigma\ (\psi_{2,i} \bullet Q_{ki})$ (scritta in forma compatta)

Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito considerando la massima azione sul terreno ottenuta dall'inviluppo delle condizioni di carico previste. Dai calcoli riportati in allegato alla seguente si evince che i cedimenti massimi che si hanno utilizzando la teoria di Poulus sono dell'ordine di 0,38 cm. L'entità di questi cedimenti è compatibile con la funzionalità dell'opera.

Max cedimento 0.38 cm

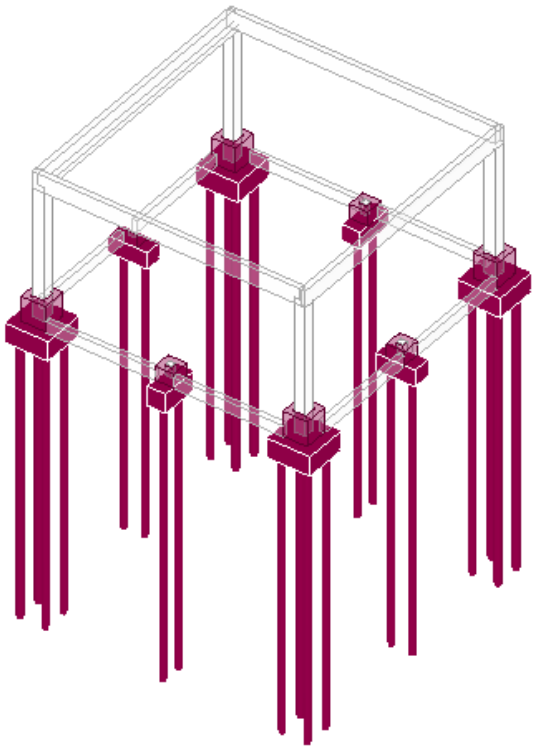


Diagramma delle massime tensioni di compressione indotte sul terreno ai fini del calcolo dei cedimenti.

In allegato alla seguente si calcola il cedimento assoluto con il metodo di Poulus che consiste nel sostituire il gruppo di pali ed il terreno interposto con un unico palo equivalente.

Il cedimento calcolato sebbene ininfluente;

1) avviene quasi totalmente all'atto della realizzazione della struttura;

2) le travi di collegamento (di adeguata rigidezza) ripartiscono uniformemente eventuali cedimenti differenziali.

9 - STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Esclusione della verifica a liquefazione
Secondo quanto riportato nelle norme attuali D.M.14/01/2008 al punto ***7.11.3.4.1*** e di cui in seguito si riporta il testo:

"La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo *M* inferiore a 5;

2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1*g*;

3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;

4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata ($N1)60 > 30$ oppure $qc1N > 180$ dove ($N1)60$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e $qc1N$ è il valore della resistenza determinata in prove penetro metriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;

5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $Uc < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $Uc > 3,5$"

In riferimento alla relazione geologica redatta dal dott. Serio Giulio, tenendo presente la stratigrafia, **la categoria sismica del terreno**, e la distribuzione granulometrica del sito oggetto dell'intervento, sono da escludere possibili fenomeni di liquefazioni sotto eventi ciclici (sisma).
In particolare dalla sezione stratigrafia riportata nella relazione geologica si riscontra l'assenza di falda per profondità dal piano di campagna superiore a 15 m.

10 - RISULTATI DELLE ANALISI E LORO COMMENTO

Dalla relazione geologica e dall'inquadramento dell'opera nell'area interessata, lo studio eseguito consente di esprimere un giudizio favorevole delle opere fondali al tipo di sovrastruttura che si va a realizzare .

11 - PIANI DI CONTROLLO E MONITORAGGIO

Si prescrive che:
- in corso d'opera si deve riscontrare la rispondenza della caratterizzazione geotecnica assunta in progetto e la situazione reale.
- la sistemazione esterna dovrà evitare infiltrazioni di acqua tale da variare le caratteristiche geomeccaniche del terreno di fondazione.

La relazione geologica e geotecnica sono reciprocamente coerenti.

Il Progettista

12 - ALLEGATI:CALCOLO CARICO LIMITE VERTICALE E ORIZZONTALE

Calcolo portanza pali (medio-grande diametro) ai sensi del D.M.18/01/2008

TERRENO INCOERENTE

DATI GENERALI	
L (cm)	2000
D (cm)	50.00
N° Strati	3
Coef.Punta	1.35
Coef.Laterale	1.15
Coef.Totale	1.70
P.S. Sovr.	1700
H Sovrac.	300.00
P. Terreno-Palo	1500.00

$P = A_p(P_b + \Sigma p_i)$

$Ap = (D/2)^2 xp$

$P_b = Nc_{(base)} \times c_{(base)}$

$p_i = Nq_i x g_i x L_i$

$S = \Sigma si$

$S_i = s_i x As$

$As = DxpxL$

$s_i = k_i x \mu_i x y_i x L_i$

$Q_{lim} = P + S$

$P_{eser} < Q_{lim}/FS - PP_{PALO}$

RISULTATI	
PP_{PALO} (kg)	9817.48
Q_{lim} (kg)	201265.71
Punta/1.35	25961.77
Laterale/1.15	153073.73
Totale/1.3	162371.68

Help

	CARATTERISTICHE		PORTANZA DI PUNTA		PORTANZA LATERALE	
STRATO 1	L_1 (cm)	860	Ap (cm^2)	1963.50	As (cm^2)	314159.27
	g_1 (kg/m^3)	1700	$Nc_{(base)}$	26.3		
	f_1 (°)	24.00	$c_{(base)}$ (kg/cm^2)	0.00		
	c_1 (kg/cm^2)	0.00	Pb (kg/cm^2)	0.00		
	Nq_1	0.00				
	k_1	0.50			s_1 (kg/cm^2)	0.27
	μ_1	0.44	p_1 (kg/cm^2)	0.00	S_1 (kg)	36881.86
STRATO 2	L_2 (cm)	440				
	g_2 (kg/m^3)	1700				
	f_2 (°)	26.00				
	c_2 (kg/cm^2)	0.00				
	Nq_2	0.00				
	k_2	0.50			s_2 (kg/cm^2)	0.56
	μ_2	0.48	p_2 (kg/cm^2)	0.00	S_2 (kg)	38914.53
STRATO 3	L_3 (cm)	700				
	g_3 (kg/m^3)	1700				
	f_3 (°)	28.00				
	c_3 (kg/cm^2)	0.00				
	Nq_3	15.00				
	k_3	0.50			s_3 (kg/cm^2)	0.91
	μ_3	0.55	p_3 (kg/cm^2)	17.85	S_3 (kg)	100238.40
			P (kg)	35048.39	S (kg)	176034.79
			Resistenza di progetto=	101388.01	Kg.	

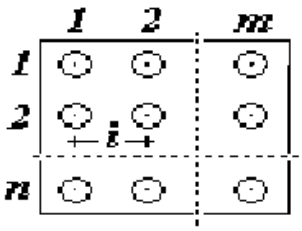
L = Lunghezza del tratto
gt = peso specifico del terreno (*)
f = angolo di attrito del terreno
c = coesione
Nq = vedi Tab.1 nella scheda Tabelle
k = vedi Tab.2 nella scheda Tabelle
m = vedi Tab.2 nella scheda Tabelle

(*) Avendo a che fare con terreni incoerenti, e quindi molto permeabili, ci si trova in condizioni drenate nelle quali conviene fare riferimento alla pressioni effettive; quindi nel caso di terreni immersi si deve considerare g' (peso specifico del terreno immerso)

La capacità portante di più pali collegati da una testata, è pari alla somma delle capacità dei singoli pali, ridotta della efficienza della palificata, che secondo l'equazione di Converse-Labarre è:

$$E_p = 1 - \Theta \cdot [(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n] / (90 \cdot m \cdot n)$$

dove:



Θ= ArcTg(D/i), espresso in gradi
n, m= Numero di pali in direzione X, Y
i= Interasse tra i pali

Interferenza no

D=	0.50	Diametro Palo
n=	2.00	Numero pali in direzione x
m=	2.00	Numero file di pali in direzione y
i=	1.80	Interasse pali
E=	1.00	Efficienza della palificata

La capacità portante del singolo palo è:

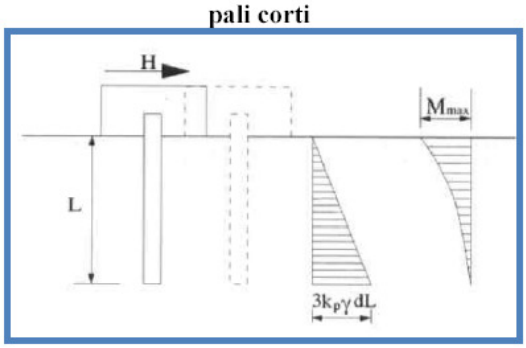
Il Tecnico

Qlim= 201265.71 Kg

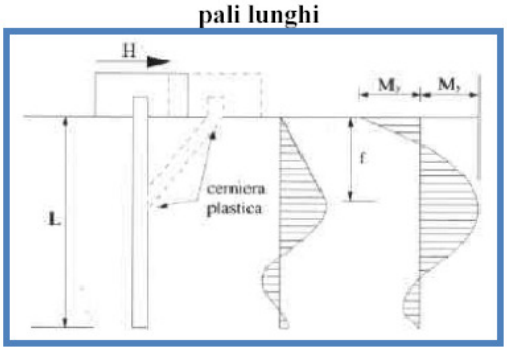
Rd= 101388.01 Kg = 101388.01 daN

Carico limite orizzontale per pali (broms)

Cinematismi di rottura :1 terreno — **pali corti**



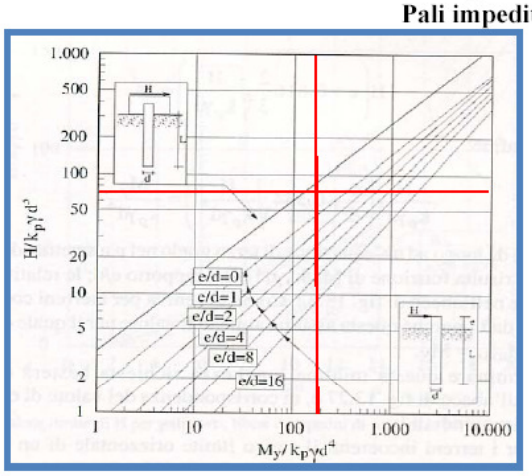
Cinematismi di rottura :2 palo — **pali lunghi**

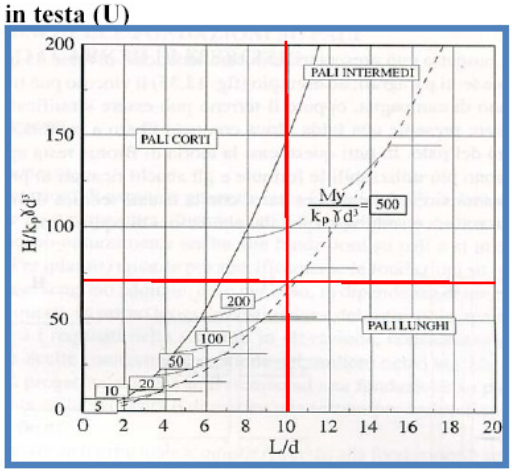


Abaco per la determinazione di Hlim

Pali impediti di ruotare in testa (U)

Lungh. (m)
20





$M_y/k_p\gamma d^4$	118	$H/k_p\gamma d^3$	57	L/d min =	10	L/d =	40.0

Palo Lungo

$$\frac{H}{K_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \sqrt[3]{\left(3{,}676 \cdot \frac{M_y}{K_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2}$$

My (Nm)=	296200	*m. plasticizzazione*
φ =	24	*angolo attrito*
Kp=	2.37	*spinta passiva*
γ (N/mc) =	17000	*peso specifico terreno*
d(m)=	0.5	*diametro palo*

H lim= **288028.3** *newton* η= 0.8

Carico trasversale	γ_T

Tabella 6.4.VI - *Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.*

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
γ_T =1,0	γ_T =1,6	γ_T =1,3

Tabella 6.4.IV – *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
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

H rd = H lim* η /(1.3 x 1.7) = **104263.6** *newton*

Hs= **34461** *newton* C.S.= **3.03**

z Cerniera= 3.08 *metri* Verificato

13 - ALLEGATI:CALCOLO CEDIMENTI FONDAZIONE SU PALI

Il calcolo dei cedimenti è stato effettuato considerando l'inviluppo delle combinazioni di carico allo stato limite ultimo tenendo conto anche della presenza del sisma.

Il metodo adottato per il calcolo dei cedimenti di fondazioni su pali è quello suggerito da Poulos e David (1980) e consiste nel sostituire il gruppo di pali ed il terreno interposto con un unico palo equivalente;quest'ultimo puo' essere scelto con lo stesso ingombro in pianta del gruppo reale e con una lunghezza equivalente Le,oppure con la stessa lunghezza del gruppo reale e con un diametro equivalente De. Randolph (1994) suggerisce di adottare quest'ultimo criterio, ponendo:

$$De=\left(\sqrt{\frac{4}{\pi}Ag}=1{,}13\sqrt{Ag}\right)$$

nella quale Ag rappresenta l'area del gruppo di pali in pianta. Il modulo Eeq del palo equivalente potrà essere assunto pari a:

$$Eq=E+(Ep-E)\frac{Ap}{Ag}$$

Dove Ep rappresenta il modulo di Young del palo, E quello medio del mezzo elastico con il quale si schematizza il terreno attraversato dai pali; Ap l'area occupata dalla sezione dei pali.

Il cedimento del singolo palo equivalente, viene poi valutato utilizzando la formula:

$$ws=\frac{IwQ}{EL}=w1Q$$

nella quale w1 è la cedevolezza assiale del palo ed Iw è un coefficiente dimensionale funzione di differenti parametri come il rapporto L/D, Ep/E ecc.

Sostituendo ai simboli innanzi indicati e considerando un carico assiale di 2400000 N (ottenuto come somma dei singoli carichi assiali rispetto all'inviluppo delle condizioni di carico) sul palo equivalente otteniamo:

Ap=0,19 mq
Ag=9.61 mq
Eq=6159 kg/cmq
Iw = 2 (L/D=40; Eq= 6159 Kg/cmq)
Ws= 2 x 2400000/(6159 x 2000) = 0.38 cm