



D.G.R. N. 29/6 DEL 21.07.2021 - FINANZIAMENTI PER LA PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO IN AREE PERIMETRATE DEL PAI "LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DELL'AREA SA TREGONAIA" CUP: B43D2100609000

PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTISTI IN R.T.P.

Ing. Paolo Marras (capogruppo)

Geol. Mario Alberto Antonini (mandante)

Ing. Gian Franco Casiddu (mandante e giovane professionista)

ENTE APPALTANTE



COMUNE DI OSSI

Via Roma n°48
07045 - Ossi (SS)

ALLEGATO

C

TITOLO

Relazione tecnica
specialistica strutture

DATA

DICEMBRE 2025

IL R.U.P.

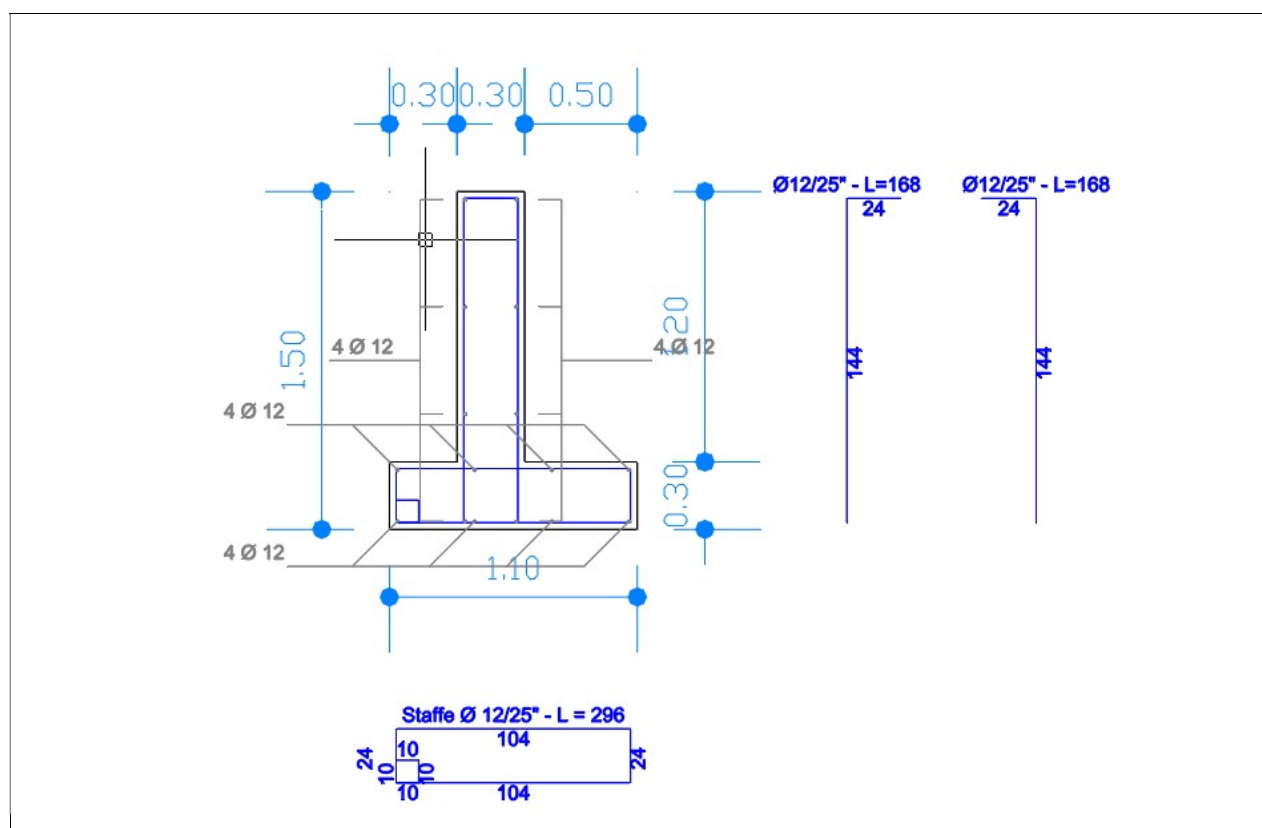
Ing. Giovanni Pietro Pischedda

IL SINDACO

Dott. Pasquale Lubinu

RELAZIONE DI CALCOLO

Comune di Ossi - Muro di sostegno percorso a valle "Sa Tregonaia"



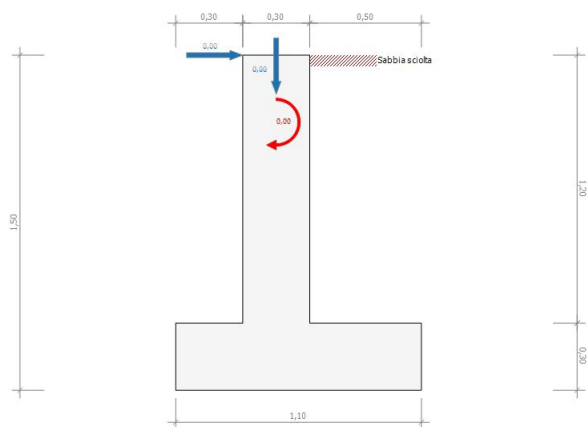
Ing. Marras Paolo
Viale Umberto I
Sassari SS
02000800900

1 Dati del muro di sostegno

1 Geometria del muro

NOME DEL MURO:

MURO PERCORSO DI
VALLE



Normativa di riferimento: Stati limite Norme Tecniche 2018

Dimensioni del Muro:				
Altezza	H	1,20 m		
Larghezza	I	0,30 m		
Risega interna	R _i	0,00 m		
Risega esterna	R _e	0,00 m		
Lunghezza	L	2,00 m		
Dimensioni della Fondazione:			Dimensioni del Dente di fondazione:	
Altezza	h	0,30 m	Dente:	No
Larghezza	I	1,10 m	Altezza	a 0,00 m
Mensola interna	M _i	0,50 m	Larghezza	b 0,00 m
Mensola esterna	M _e	0,30 m	Posizione	x 0,00 m

2 Terreni e falda

TERRENO INTERNO: STRATIGRAFIA

Strato	Tipo di materiale	Altezza [m]
1	Sabbia sciolta	1,50

TERRENO ESTERNO:

Tipo di materiale	Altezza sul piano di imposta fondazione [m]	% Spinta passiva [%]
Sabbia densa	0,00	0,0

TERRENO DI FONDAZIONE:

Tipo di materiale	Affondamento dal piano campagna originario [m]
Sabbia densa	0,00

FALDA

Altezza falda (da piano imposta fondazioni)	Z _W	NON PRESENTE
---	----------------	--------------

Metodo di calcolo delle spinte: Coulomb

3 Carichi

Descrizione	N [kg]	T [kg]	M [kg m]	q [kg/cm ²]
Carichi esterni	0,00	0,00	0,00	0,000

AZIONE SISMICA

Caratteristiche del sito	
Comune: Ossi	Provincia:
Longitudine: 8,593 °	Latitudine: 40,676 °
Categoria di sottosuolo: C	Amplificazione topografica: T3
Caratteristiche dell'edificio	
Coefficiente d'uso C _U : 1,0	Classe d'uso: II
Accelerazione al suolo	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S _S : 1,50	Coefficiente di amplificazione topografica S _T : 1,20
Accelerazione a _g : 0,500 m/s ²	

2 Risultati : Approccio 2

1 Spinte

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO

Descrizione terreno	K _a	K _p	Spinta H [kg]	Spinta v [kg]	Spinta [kg]	Braccio [m]	Incl. [°]
Sabbia sciolta	0,321	0,000	801,31	270,71	845,80	0,50	18,7

SPINTA SISMICA

Descrizione terreno	K _a	K _p	ΔSpinta H [kg]	ΔSpinta v [kg]	DeltaSpinta [kg]	Braccio [m]	Incl. [°]
Sabbia sciolta	0,416	0,000	33,58	11,34	35,45	0,50	18,7

SPINTA STATICA DEL TERRENO INTERNO SUL PARAMENTO DI MONTE

Descrizione terreno	K _a	K _p	Spinta H [kg]	Spinta v [kg]	Spinta [kg]	Braccio [m]	Incl. [°]
Sabbia sciolta	0,321	0,000	394,49	133,27	416,39	0,40	18,7

SPINTA DEL TERRENO ESTERNO

Descrizione terreno	K _p	% Spinta passiva	Spinta H [kg]	Spinta v [kg]	Spinta [kg]	Braccio [m]	Incl. [°]
Sabbia densa	3,537	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0

2 Sollecitazioni agenti sul muro

PESI AGENTI

Peso muro [kg]	Peso soletta fondazione [kg]	Peso terreno interno [kg]	Peso terreno esterno [kg]	Sovraccarico [kg]
900,00	825,00	1 080,00	0,00	0,00

3 Verifiche

1 Verifiche a scivolamento

Condizione	Taglio sollecitante [kg]	Taglio resistente [kg]	Fs	Verifica
A1+M1+R3	801,31	1 167,72	1,46	SI
Sisma	769,18	1 263,14	1,64	SI

2 Verifiche a ribaltamento

Condizione	Momento ribaltante [kg m]	Momento stabilizzante [kg m]	Fs	Verifica
EQU	202,29	1 390,50	6,87	SI
Sisma	189,56	1 776,75	9,37	SI

3 Verifiche di capacità portante

Metodo di calcolo: Vesic

Condizione	Pressione agente [kg/cm ²]	Pressione limite [kg/cm ²]	Fs	Verifica
A1+M1+R3	0,42	1,34	3,18	SI
A*+M1+R*	0,30	0,58	1,94	SI

Scheda tecnica del materiale

Calcestruzzo

Nome: **C25/30**

Classe di resistenza: C25/30

Descrizione:

Tipologia del materiale: calcestruzzo

Caratteristiche del calcestruzzo

Densità ρ : 2 500,00 kg/m³

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione f_{ck} : 253,82 kg/cm²

Resistenza media a trazione semplice f_{ctm} : 26,08 kg/cm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 5% $f_{ctk,5}$: 18,25 kg/cm²

Modulo Elastico E_{cm} : 320 562,28 kg/cm²

Coefficiente di dilatazione termica lineare α_t : 1E-05

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo γ_c : 1,5

Resistenza a trazione di progetto, frattile 5% $f_{ctd,5}$: 12,17 kg/cm²

Resistenza caratteristica cubica a compressione R_{ck} : 305,81 kg/cm²

Resistenza cilindrica media f_{cm} : 335,40 kg/cm²

Resistenza media a flessione f_{cfm} : 31,29 kg/cm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 95% $f_{ctk,95}$: 33,90 kg/cm²

Coefficiente di Poisson ν : 0,20

Coefficiente correttivo per la resistenza a compressione α_{cc} : 0,85

Resistenza a compressione di progetto f_{cd} : 143,83 kg/cm²

Resistenza a trazione di progetto, frattile 95% $f_{ctd,95}$: 22,60 kg/cm²

Acciaio per cemento armato

Nome: **B450C**

Descrizione:

Tipologia del materiale: acciaio per cemento armato

Caratteristiche dell'acciaio

Tensione caratteristica di snervamento f_{yk} : 4 587,16 kg/cm²

Modulo elastico E_S : 206 000,00 kg/cm²

Allungamento sotto carico massimo A_{gt} : 67,5 ‰

Coefficiente di omogeneizzazione n : 15

Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio γ_s : 1,15

Densità ρ : 7 800,00 kg/m³

Tensione ammissibile σ_s : 2 650,36 kg/cm²

Descrizione

Nome: **Sabbia densa**

Descrizione:

Tipologia del materiale: **Terreno non coesivo**

Parametri del terreno

Angolo d'attrito interno Φ_i : 34

Coesione c' : 0,00 kg/cm²

Densità \square : 1 850,00 kg/m³

Modulo elastico E : 816 kg/cm²

Angolo d'attrito terreno - calcestruzzo Φ_{ter-cl} : 0

Costante di Winkler k_W : 5,00 kg/cm³

OCR: : --

CR:: --

RR: --

Descrizione

Nome: **Sabbia densa**

Descrizione:

Tipologia del materiale: **Terreno non coesivo**

Parametri del terreno

Angolo d'attrito interno Φ_i : 34

Coesione c' : 0,00 kg/cm²

Densità \square : 1 850,00 kg/m³

Modulo elastico E : 816 kg/cm²

Angolo d'attrito terreno - calcestruzzo Φ_{ter-cl} : 0

Costante di Winkler k_W : 5,00 kg/cm³

OCR: : --

CR:: --

RR: --

Descrizione

Nome: **Sabbia sciolta**

Tipologia del materiale: **Terreno non coesivo**

Descrizione:

Parametri del terreno

Angolo d'attrito interno ϕ_i : 28

Coesione c' : 0,00 kg/cm²

Densità ρ : 1 800,00 kg/m³

Modulo elastico E : 255 kg/cm²

Angolo d'attrito terreno - calcestruzzo ϕ_{ter-cl} : 0

Costante di Winkler kW : 1,50 kg/cm³

OCR: : --

CR:: --

RR: --

7 Armatura teorica

1 SLU

Parte	A _s SUP [cm ²]	A _s INF [cm ²]	M _{sd} [kg m]	N _{sd} [kg]	V _{sd} [kg]	C _{sic}	ε _{cls} [‰]	ε _{fe} [‰]	Verifica
Muro	4,52	4,52	-179,15	-1 343,25	-512,84	28,1	3,5	35,5	SI
Soletta interna	4,52	4,52	-152,02	364,23	-500,00	31,4	3,5	36,7	SI
Soletta esterna	4,52	4,52	179,02	-168,11	1 087,07	27,4	3,5	36,1	SI

2 SLE rara

Parte	A _s SUP [cm ²]	A _s INF [cm ²]	M _{sd} [kg m]	N _{sd} [kg]	σ _{cls} [kg/cm ²]	σ _{cls} LIMITE [kg/cm ²]	σ _{feT} [kg/cm ²]	σ _{feC} [kg/cm ²]	σ _{fe} LIMITE [kg/cm ²]	Verifica
Muro	4,52	4,52	-137,80	-1 033,27	1,63	152,29	26,05	18,85	2 752,29	SI
Soletta interna	4,52	4,52	-116,94	280,18	1,53	152,29	133,99	5,48	2 752,29	SI
Soletta esterna	4,52	4,52	129,92	-168,11	1,82	152,29	96,04	13,53	2 752,29	SI

3 SLE quasi permanente

Parte	A _s SUP [cm ²]	A _s INF [cm ²]	M _{sd} [kg m]	N _{sd} [kg]	σ _{cls} [kg/cm ²]	σ _{cls} LIMITE [kg/cm ²]	σ _{feT} [kg/cm ²]	σ _{feC} [kg/cm ²]	Verifica
Muro	4,52	4,52	-137,80	-1 033,27	1,63	152,29	26,05	18,85	SI
Soletta interna	4,52	4,52	-116,94	280,18	1,53	152,29	133,99	5,48	SI
Soletta esterna	4,52	4,52	129,92	-168,11	1,82	152,29	96,04	13,53	SI

MICROPALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

NTC2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» - D.M. 17 gennaio 2018

NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Definizione

I micropali possono essere suddivisi in due tipologie:

- Micropali Tubifix: con iniezioni ripetute;
- Micropali Radice: semplice getto di microcalcestruzzo o iniezione a bassa pressione.

Le armature metalliche dei micropali Radice possono essere tubolari non valvolati o barre d'acciaio.

I micropali Tubifix, invece, sono costituiti da elementi tubolari, sigillati nel terreno per mezzo di iniezioni di malte cementizie eseguite in più riprese, ad alta pressione, attraverso apposite valvole di non ritorno localizzate nella parte più profonda del micropalo in modo da realizzare un bulbo idoneo a trasmettere i carichi in profondità qualunque sia la natura del terreno di fondazione

La miscela cementizia iniettata normalmente ha la seguente composizione:

- cemento 100 kg
- acqua 50 l
- additivo 0.5-1 kg

Comportamento dei micropali tubifix nei confronti dello sforzo assiale

La capacità portante dovuta alla resistenza a compressione (o a trazione) e allo svergolamento è praticamente indipendente dalla natura del terreno, purché l'iniezione sia condotta in fasi successive a pressioni crescenti. Pertanto sono le dimensioni trasversali dell'anima tubolare in acciaio che determinano la capacità portante dei micropali Tubifix.

Per il calcolo delle portate a compressione si assume la sezione nominale del tubo, mentre per il calcolo della portata a trazione si assume la minima sezione reagente in corrispondenza del filetto di giunzione.

Carico critico

Il micropalo Tubifix è un elemento strutturale di notevole snellezza, appare quindi opportuno verificare la stabilità dell'equilibrio elastico dell'elemento immerso nel terreno.

Come schema di calcolo si assume, a favore di sicurezza, che il fusto sia incernierato in testa, nella fondazione, e nel bulbo e si suppone, inoltre, che il micropalo sia infisso in un mezzo elastico.

Il carico critico verrà determinato con la seguente relazione:

$$P_k = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L^2} \cdot \left(m^2 + \frac{\beta \cdot L^4}{m^2 \cdot \pi^4 \cdot E \cdot J} \right)$$

avendo indicato con:

P_k	Carico critico
E	Modulo di elasticità dell'acciaio
J	Momento d'inerzia della sezione reagente
L	Lunghezza tra due estremità del micropalo supposte vincolate
β	Modulo di reazione del terreno per unità di spostamento laterale
m	Numero (intero) di semionde di inflessione del fusto

$$\beta = K \cdot D_p$$

D_p	Diametro di perforazione
K	Modulo di Winkler

Per valori molto elevati di L l'ipotesi di deformata unica ($m=1$) porta a dei valori di P_k eccessivi e fisicamente inverosimili, il valore minimo di P_k si avrà per $m>1$.

Introducendo la grandezza $\lambda = L / m$ (semilunghezza d'onda):

$$P_k = \pi^2 \cdot E \cdot J \cdot \left(\frac{1}{\lambda^2} + \frac{\beta \cdot \lambda^2}{\pi^4 \cdot E \cdot J} \right)$$

Per ottenere il valore di P_k dalla precedente si può considerare λ una variabile continua rispetto alla quale P_k può essere derivato:

$$\frac{dP_k}{d\lambda} = \pi^2 \cdot E \cdot J \cdot \left(-\frac{2}{\lambda^3} + \frac{2 \cdot \beta \cdot \lambda}{\pi^4 \cdot E \cdot J} \right) \cdot \left(-\frac{2}{\lambda^3} + \frac{2 \cdot \beta \cdot \lambda}{\pi^4 \cdot E \cdot J} \right) = 0$$

$$\lambda = \pi \cdot 4 \sqrt{\frac{E \cdot J}{\beta}}$$

$$P_k = 2 \cdot \sqrt{\beta \cdot E \cdot J}$$

$$J = \frac{\pi}{64} \cdot (D_e^4 - D_i^4) + \frac{\pi}{64} \cdot \frac{1}{n} \cdot D_i^4 + \frac{\pi}{64} \cdot \frac{K_i}{n} \cdot (D_p^4 - D_e^4)$$

D_i	Diametro interno del tubolare
D_e	Diametro esterno del tubolare
D_p	Diametro di perforazione
n	Modulo di omogenizzazione acciaio-calcestruzzo
K_i	Coefficiente compreso tra 0 e 1 indicativo del grado di partecipazione acciaio-calcestruzzo

Portata laterale – Mayer - Modificato

Il calcolo della portanza geotecnica del micropalo TUBIFIX è sviluppato con le metodologie in uso per la stima della portanza dei pali; per i micropali, però, si assumono le seguenti correzioni:

- si trascura la portata di punta a causa delle limitate dimensioni della sezione;
- si introducono nel calcolo la lunghezza e il diametro del bulbo iniettato e non quello medio del palo;
- si considera che le pressioni di iniezione portino ad un aumento della resistenza laterale unitaria.

Pertanto una valutazione attendibile della portanza di micropali TUBIFIX è condizionata dalla difficoltà di una stima dell'entità della sbulbatura (diametro bulbo) e dell'entità del miglioramento della resistenza tangenziale unitaria τ .

Il carico limite laterale si individua moltiplicando la resistenza laterale unitaria per la superficie laterale.

$$Q_L = D_S \cdot \pi \cdot \sum (\tau_f H)$$

Dove:

$D_S = \alpha D_f$ Diametro medio del bulbo, dato dal diametro del foro D_f maggiorato di un coefficiente α dipendente dal metodo di sigillatura, IRS (iniezione ripetitiva e selettiva) o IGU (iniezione globale con processo di messa in pressione unico), e dal tipo di terreno.

Per i micropali tipo RADICE $D_S = D_f$

τ_f Resistenza tangenziale unitaria relativa ad ogni strato;

H Spessore di ogni strato.

La tensione tangenziale unitaria τ_f relativa ad ogni strato è valutata come segue:

– Condizione drenata

$$\tau_f = \sigma_h \operatorname{tg} \delta + \alpha c'$$

dove

$$\sigma_h = \sigma_{\max} = \sigma_{v0}' \operatorname{tg}^2(45 + \phi/2) \quad \text{tipo TUBIFIX}$$

$$\sigma_h = \sigma_{v0}' K_0 \quad K_0 \text{ coeff. spinta a riposo} \quad \text{tipo RADICE}$$

α = coefficiente d'adesione ricavato dalla seguente espressione

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Caquot – Kerisel

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \quad \text{per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \quad \text{per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \quad \text{per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \quad \text{per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

– Condizione non drenata

$$\tau_f = \alpha c_u \quad \text{con } c_u \text{ coesione non drenata}$$

METODO DI BUSTAMANTE E DOIX

Le formulazioni di *Bustamante e Doix* richiedono come parametri caratterizzanti del terreno la p_{\lim} determinata con il pressiometro di Menard o i risultati di prove SPT (N_{spt}):

$$p_{\lim} \cong p_a \cdot \frac{N_{\text{SPT}}}{2} \quad (\text{terreni sabbiosi})$$

in cui p_a è la pressione atmosferica di riferimento ed s_u la coesione non drenata.

Nel caso di terreni argillosi si assume:

$$p_{\lim} \cong 10 \times s_u \quad (\text{terreni argillosi})$$

TERRENI SABBIOSI

Nel caso di micropali in terreni sabbiosi si possono ipotizzare le seguenti relazioni tra il diametro di perforazione d_{perf} e il diametro della zona iniettata d_{in} :

$$d_{\text{in}} \cong 1.5 \cdot d_{\text{perf}} \quad (\text{iniezioni ripetute})$$

$$d_{\text{in}} \cong 1.15 \cdot d_{\text{perf}} \quad (\text{iniezione unica})$$

Il valore limite della tensione tangenziale lungo il tratto iniettato può essere assunta pari mediamente a:

$$f_s \cong \frac{1}{10} p_{\text{lim}}$$

La quantità minima di miscela da iniettare è data dalla seguente espressione:

$$1.5 \cdot V_{in} = 1.5 \cdot \frac{\pi \cdot d_{in}^2}{4} l_{in}$$

essendo l_{in} la lunghezza del tratto iniettato.

TERRENI ARGILLOSI

Nel caso di micropali in terreni argillosi valgono le seguenti relazioni tra il diametro di perforazione d_{perf} e il diametro della zona iniettata d_{in} :

$$d_{in} \cong 1.5 - 2 \cdot d_{\text{perf}} \quad (\text{iniezioni ripetute})$$

$$d_{in} \cong 1.2 \cdot d_{\text{perf}} \quad (\text{iniezione unica})$$

La tensione tangenziale lungo il tratto iniettato è assunta pari a:

$$f_s = 0.033 + 0.067 p_{\text{lim}} \quad (\text{iniezione unica})$$

$$f_s = 0.095 + 0.085 p_{\text{lim}} \quad (\text{iniezioni ripetute})$$

In tal caso la quantità minima di miscela da iniettare varia da $1.5 - 2.0 V_{in}$, nel caso di un'unica iniezione, a $2.5 - 3.0 V_{in}$, nel caso di iniezioni ripetute.

I valori delle pressioni si intendono tutti espressi in N/mm².

Carico limite

Il carico limite viene valutato come sommatoria sui singoli tratti della tensione tangenziale moltiplicata per la superficie laterale del tratto medesimo. Tale sommatoria è estesa solo al tratto iniettato e nel computo viene trascurato il contributo della resistenza di punta.

Carico ammissibile

Il carico ammissibile, dal punto di vista geotecnico, è valutato assumendo un coefficiente di sicurezza η rispetto al carico ultimo per attrito laterale (Q_L).

Il coefficiente di sicurezza η può essere modificato. Pertanto il valore di carico geotecnico ammissibile Q_{amm} è:

$$Q_{\text{amm}} = \frac{Q_L}{\eta}$$

Nel valutare il carico ammissibile geotecnico non viene considerato il peso del micropalo.

Micropalo in condizioni d'esercizio

Analisi del micropalo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti**.

Il metodo degli elementi finiti modella il micropalo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del micropalo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni **e** (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice \mathbf{B} è dimostrato essere la trasposta della matrice \mathbf{A} .
D'altra parte, le forze interne \mathbf{F} sono legate agli spostamenti interni \mathbf{e} dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$ si ricava l'espressione degli spostamenti esterni \mathbf{X} :

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti \mathbf{X} è possibile ricavare le forze interne \mathbf{F} necessarie per il progetto della struttura.

La matrice $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$ è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per micropali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_i pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

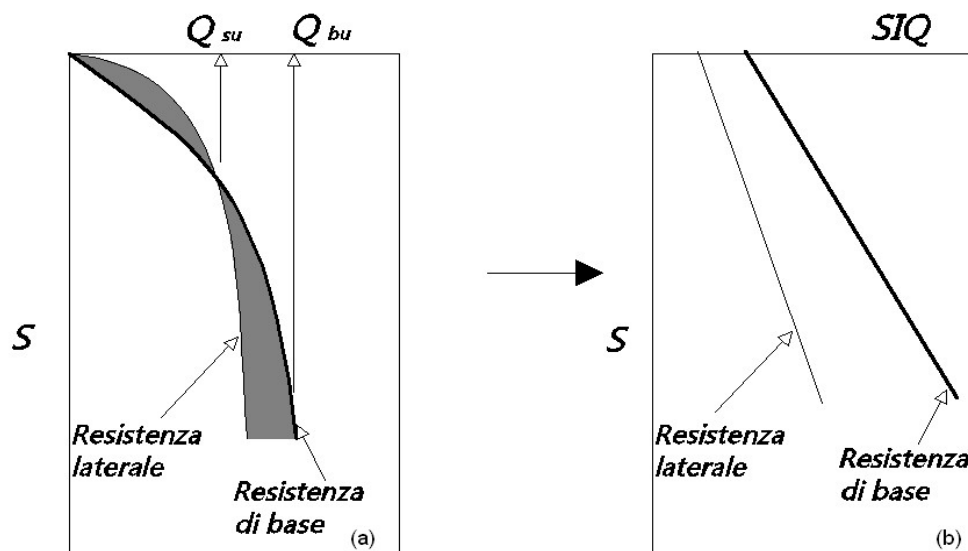
B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (Q_{su}) e la *resistenza di base ultima* (Q_{bu}) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (Terzaghi, 1943). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'accorciamento del palo.

Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'attrito laterale ultimo Q_{su} . In particolare se $Q \leq Q_{su}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4}{\pi} \frac{Q(L_o + K_e L_a)}{d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{su}$ bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi} \frac{1}{d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_e)]$$

I parametri della formula sono:

- d_s : diametro testa del palo.
- E_c : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $E_c=2610 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm^2 e il valore di
- $E_c=2610 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo da 40 N/mm^2 .

- L_0 : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- L_a : lunghezza attiva del palo.
- k_e : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva L_a . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo L_a oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- M_s : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- d_s : diametro testa.
- Q_s : attrito.
- Q_{su} : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{bu} Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- d_b : diametro della base del palo.
- Q_b : resistenza alla base.
- Q_{bu} : resistenza ultima alla base
- E_b : modulo di taglio corrispondente a $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza $S_s = S_b$ e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

$$f = \eta(Q - \alpha) - \beta$$

- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6 Q_{bu}$
- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

Efficienza e cedimento del reticolo

Usualmente i micropali vengono realizzati a gruppo, pertanto necessita considerare il loro comportamento d'insieme sia riguardo alla portata ammissibile che ai cedimenti. In relazione a questi ultimi, il cedimento di un gruppo di micropali viene valutato, a partire dal cedimento del singolo micropalo, con la seguente espressione:

$$w_g = w_s \cdot \left(\frac{0,6 \cdot B}{0,3 \cdot B + 0,3} \right)^2 \quad \text{Skempton (1953)}$$

dove

w_s cedimento del singolo micropalo

B dimensione minima della maglia di micropali.

Per la portanza ammissibile di gruppo, a causa dell'interazione tra gli elementi del reticolo, viene solitamente introdotto il termine dell'*efficienza* che riduce la portanza globale data dalla somma del carico ammissibile dei singoli micropali; infatti l'espressione per il carico ammissibile di gruppo risulta:

$$Q_g = E \cdot \sum_i Q_{AMMi}$$

dove

$Q_{AMM i}$ portanza ammissibile del singolo micropalo i .

E efficienza del gruppo di micropali.

Per quest'ultimo parametro sono riportati dei valori di riferimento in base alla litologia e all'interasse con cui sono disposti i micropali:

Terreno	$I < 8D$	$3D < I < 8D$	$I < 3D$
Sabbie	1	1	1
Argille	1	0.75-1	0.75

Oppure può essere utilizzata l'espressione di Converse – Labarre che si pone nella seguente forma:

$$E = 1 - \operatorname{atn}\left(\frac{D}{I}\right) \cdot \left(\frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n}\right)$$

nella quale

D diametro medio del bulbo

I interasse tra i micropali; per quelli inclinati l'interasse è riferito alla base del bulbo.

m, n numero di micropali presenti nella maglia che definisce il reticolo.

Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidità relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidità e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al., 2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}}\right)^{0.50}$$

in cui $\tau_c = a_{\max} \rho_1 H_1$; a_{\max} accelerazione sismica, ρ_1 densità del terreno, H_1 spessore dello strato, V_{s1} e V_{s2} , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è modulo di rigidità dello strato superiore di terreno, E_p modulo di elasticità del palo, d diametro del palo, L lunghezza del palo.

Micropalo

Descrizione	Micropalo di valle
Tipologia	TUBIFIX
Iniezione	IGU: Iniezione globale messa in pressione unica
Diametro di perforazione	0,18 m
Alfa	1,10
Diametro bulbo	0,20 m
Lunghezza bulbo	7,00 m
Lunghezza fusto	1,00 m
Diametro esterno tubolare	114,30 mm
Spessore tubolare	8,00 mm
Calcestruzzo tipo	2
Acciaio tipo	1

SISMA

Accelerazione sismica	0,6
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0,012
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0,006

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Kg/cm2]	Ec [Kg/cm2]	fck [Kg/cm2]	fcd [Kg/cm2]	fctd [Kg/cm2]	fctm [Kg/cm2]
1	C20/25	250	299600	200	113.3	10.1	22.1

2	C25/30	300	314750	250	141,6	11,4	25,6
3	C28/35	350	323080	280	158,6	12,6	27,6
4	C40/50	500	352200	400	226,6	16,3	35

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [Kg/cm ²]	f _{yk} [Kg/cm ²]	f _{yd} [Kg/cm ²]	f _{tk} [Kg/cm ²]	f _{td} [Kg/cm ²]	ep _{tk}	ep _{d ult}	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0,5
4	S235H	2141370	2447,28	2128,11	3670,92	2128,11	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	2141370	2855,16	2482,97	4384,71	2482,97	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	2141370	3670,92	3191,66	5200,47	3670,92	0,012	0,01	1	0,5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

Strat. Nr. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m ³]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m ³]	c [kg/cm ²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm ²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	3,00	1800,00	0,00	0,00	28,00	No	1,00	150,00	0	
2	8,00	2300,00	0,00	0,00	45,00	No	1,00	1000,00	0	

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm ²]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R 3	285,75	284,76	45/0,00	1240,22	261515,00	149113,00	409387,80	--	19138,16 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:			
Numero verticali di indagine			1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)			1,70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)			1,70
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Base	261515,00	261515,00	261515,00
Laterale	149113,00	149113,00	149113,00
Totale	409387,80	409387,80	409387,80
Coefficiente parziale resistenza caratteristica			R3
Base			1,35
Laterale			1,15
Resistenza di progetto base			113949,90 kg
Resistenza di progetto laterale			76272,62 kg
Resistenza di progetto			188982,30 kg
Azioni di progetto			10500,00 kg
Fattore sicurezza verticale			18,00

Resistenza di progetto carichi trasversali

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:	
Numero verticali di indagine	1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)	1,70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)	1,70
Momento plasticizzazione	12237,26 kgm

Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
19138,16	19138,16	19138,16
Coefficiente parziale resistenza caratteristica		1,3
Resistenza di progetto		8659,80 kg
Azioni di progetto		9500,00 kg
Fattore sicurezza orizzontale		0,91

Cedimento (Poulos e Davis 1968)

Carico applicato	2000,00 kg
Coefficiente influenza	0,08
Cedimento	0,01 cm

Cedimento (Fleming 1992)

Lunghezza	8,00 m
Diametro testa	0,20 m
Diametro punta	0,20 m
Tratto attrito laterale nullo	0,00 m
Modulo elastico sezione	3,09E+07 kN/mq
Punto di applicazione risultante resistenza attiva	0,45
Fattore flessibilità terreno/palo	1,00E-03
Carico applicato	500,00 kN
Carico limite laterale	860,18 kN
Carico limite di punta	1508,58 kN
Modulo elastico terreno corrispondente	1,47E+04 kN/mq
Accorciamento elastico	1,86 mm
Cedimento rigido	0,28 mm
Cedimento totale	2,13 mm

Modello ad elementi finiti

Max spostamento lineare del terreno	0,013 cm
Tipo analisi	Lineare
Massimo numero di iterazioni	1,00
Fattore di riduzione molla fondo scavo	1,00
Numero di elementi	10,00
Nodo sulla superficie del terreno [< n° nodi]	1,00
Modulo di reazione Ks	Bowles

Carichi

Forze orizzontali (Fo) positive dirette da destra a sinistra. Forze verticali (Fv) positive dirette verso il basso. Coppie (M) positive orarie.

Nodo	Fo [kg]	M [kgm]	Fv [kg]
1	1500,00	3000,00	30000,00

ANALISI AD ELEMENTI FINITI [Stratigrafia di riferimento...1]

El. No	Lunghezza [m]	Ks [kg/cm³]	Sforzo normale [kg]	Momento [kgm]	Taglio [kg]	Reazione terreno [kg]	Rotazione (°)	Spostamen to [m]	Pressione terreno [kg/cm²]
1	0,8	0	30000	2999,95	1471,17	28,73	-0,579	0,0672	0
2	0,8	0,013	30062,83	1822,91	1365,68	105,22	-0,649	0,0586	0,075
3	0,8	0,013	30125,66	730,42	1312,59	52,91	-0,686	0,0493	0,063
4	0,8	0,013	30188,5	-319,55	1076,77	236,05	-0,692	0,0396	0,051
5	0,8	0,159	30251,33	-1180,87	397,98	678,57	-0,67	0,0301	0,479
6	0,8	0,159	30314,16	-1499,2	-136,72	534,65	-0,631	0,021	0,334
7	0,8	0,159	30376,99	-1389,81	-454,16	317,43	-0,589	0,0124	0,198
8	0,8	0,159	30439,82	-1026,46	-568,41	114,21	-0,554	0,0045	0,071
9	0,8	0,159	30502,66	-571,71	-489,93	-78,5	-0,531	-0,0031	-0,049
10	0,8	0,159	30565,49	-179,79	-224,8	-265,16	-0,52	-0,0104	-0,166
11		0,159	30628,32	-0,05	0	0	0	0	0

ARMATURE

Nodo	Z	Nd	Md	Td	Nr.	Nu	Mu	Cond.	Ver.	Def.	Def.	Asse	Passo	Res.	Sicur	Cond.
	[m]	[kg]	[kgm]	[kg]	Barre	[kg]	[kgm]	Verifi	Press	Max	Max	Neutr	Staffe	Tagli	ezza	Verifi

					Diam etro			ca Flessi one	o- Flessi one	Cls	Fe	o [cm]	[cm]	o [kg]	taglio	ca Tagli o
1	0	30000 ,00	2999, 95	1471, 17		--	--	1,29	Verifi cata	--	--	--	--	37795 ,05	25,69	Verifi cata
2	0,8	30062 ,83	1822, 91	1365, 68		--	--	1,89	Verifi cata	--	--	--	--	37795 ,05	27,67	Verifi cata
3	1,6	30125 ,66	730,4 2	1312, 59		--	--	3,01	Verifi cata	--	--	--	--	37795 ,05	28,79	Verifi cata
4	2,4	30188 ,50	- 319,5 5	1076, 77		--	--	3,73	Verifi cata	--	--	--	--	37795 ,05	35,10	Verifi cata
5	3,2	30251 ,33	- 1180, 87	397,9 8		--	--	2,48	Verifi cata	--	--	--	--	37795 ,05	94,97	Verifi cata
6	4	30314 ,16	- 1499, 20	- 136,7 2		--	--	2,15	Verifi cata	--	--	--	--	37795 ,05	276,4 4	Verifi cata
7	4,8	30376 ,99	- 1389, 81	- 454,1 6		--	--	2,25	Verifi cata	--	--	--	--	37795 ,05	83,22	Verifi cata
8	5,6	30439 ,82	- 1026, 46	- 568,4 1		--	--	2,63	Verifi cata	--	--	--	--	37795 ,05	66,49	Verifi cata
9	6,4	30502 ,66	- 571,7 1	- 489,9 3		--	--	3,23	Verifi cata	--	--	--	--	37795 ,05	77,14	Verifi cata
10	7,2	30565 ,49	- 179,7 9	- 224,8 0		--	--	4,01	Verifi cata	--	--	--	--	37795 ,05	168,1 3	Verifi cata
11	8	30628 ,32	-0,05	--		--	--	4,39	Verifi cata	--	--	--	--	37795 ,05	--	Verifi cata

Ing. Paolo Marras

Indice

1.Micropalo	9
2.Stratigrafia	10
3.Carico limite verticale	10
4.RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI	10
5.RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI TRASVERSALI	11
6.Dati Fem	11
7.Analisi ad elementi finiti	11
8.Verifiche sezioni	12
Indice	13