



Anas SpA Società' con Socio Unico
Cap. Soc. € 2.269.892.000,00 - Iscr. R.E.A. 1024951 - P.IVA 02133681003 - C.F. 80208450587
Sede Legale: Via Monzambano, 10 - 00185 Roma - Tel. 06 44461 - Fax 06 4456224
Sede Compartimentale: Corso G. Matteotti, 8 - 10121 Torino - Tel. 011 573911 - Fax 011 5162982

Compartimento della Viabilità' per il Piemonte

**Barriere paramassi a rete:
dimensionamento delle fondazioni,
controllo e collaudo**

Dott. Ing. Marco Mancina
ANAS SpA





Struttura di fondazione

Composta di cavi, chiodature, micropali e/o plinti di calcestruzzo (spesso ancorati al terreno con bulloni o micropali).

Ha la funzione di trasmettere le forze trasmesse dal blocco alla barriera al terreno.

Attrezzature Adeguate per la Realizzazione

In relazione alle difficoltà ambientali, tipiche dei cantieri montani, è indispensabile l'impiego di attrezzatura di perforazione, che abbia le caratteristiche di essere leggera e facilmente movimentabile per i necessari spostamenti su versante, adatta alla tipologia di sottosuolo.

Qualora necessario si può ricorrere all'impiego di elicottero

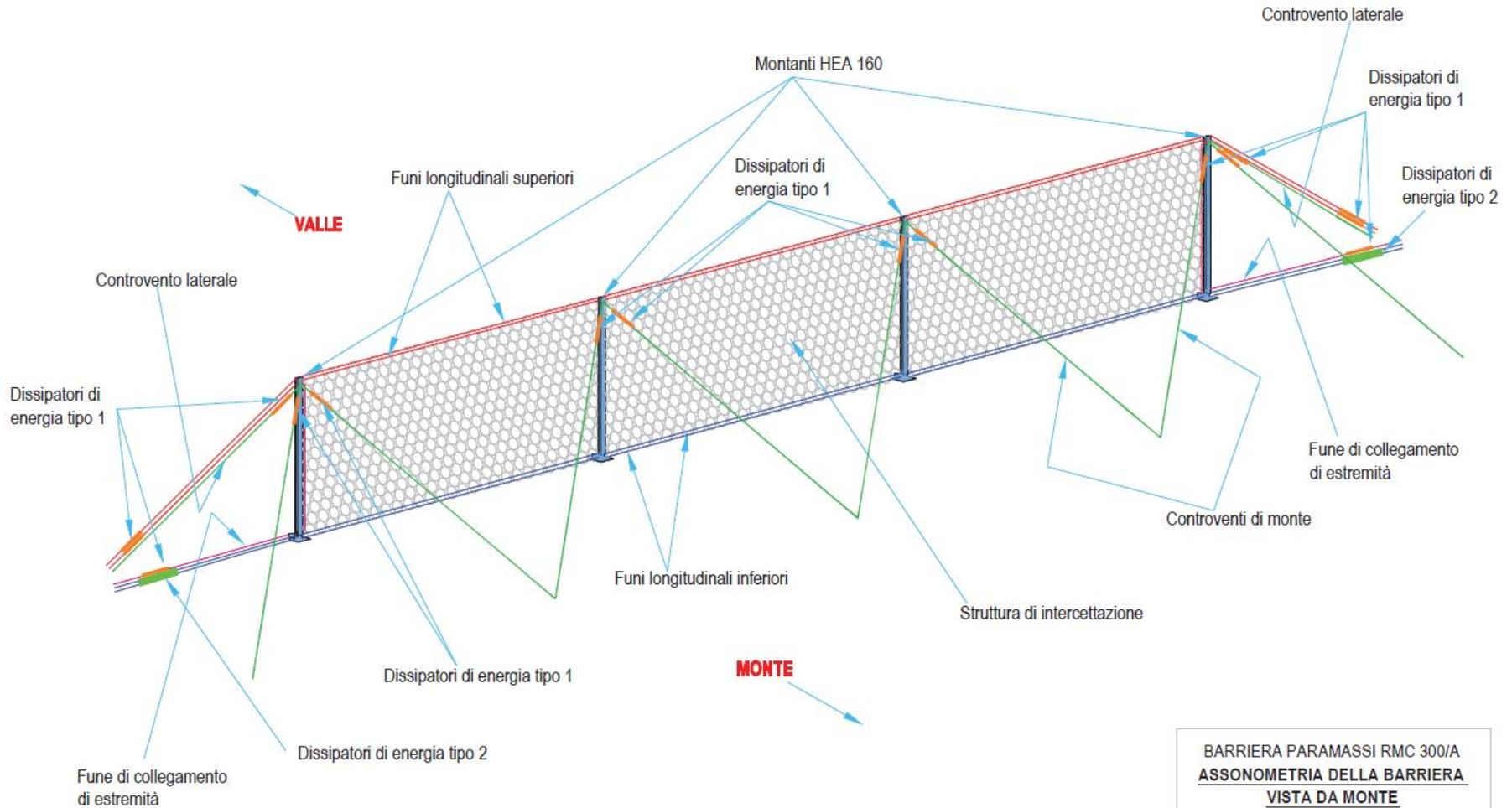




Anas SpA Società con Socio Unico
Cap. Soc. € 2.269.892.000,00 - Iscr. R.E.A. 1024951 - P.IVA 02133681003 - C.F. 80208450587
Sede Legale: Via Monzambano, 10 - 00185 Roma - Tel. 06 44461 - Fax 06 4456224
Sede Compartmentale: Corso G. Matteotti, 8 - 10121 Torino - Tel. 011 573911 - Fax 011 5162982

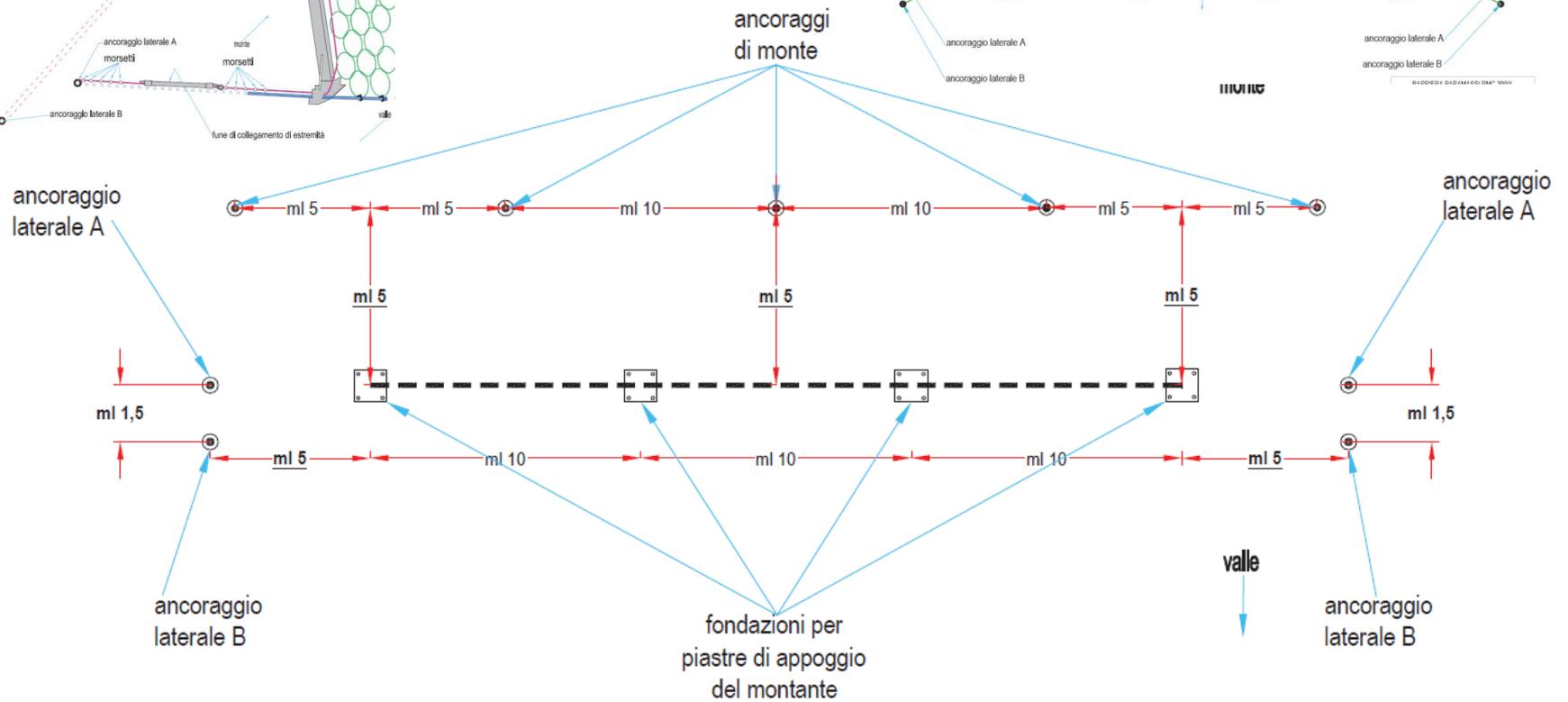
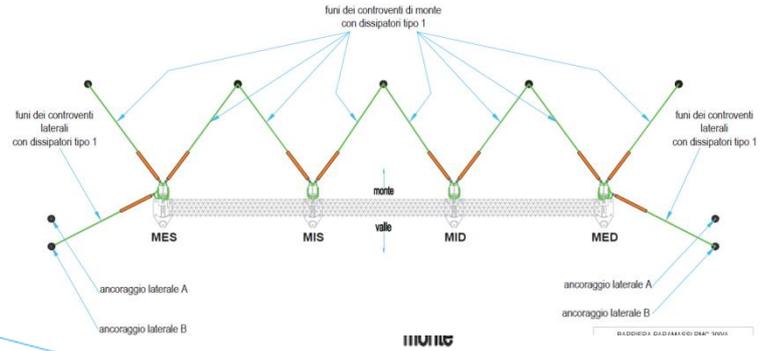
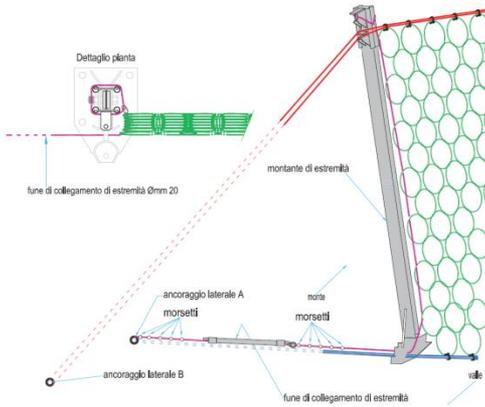
Compartimento della Viabilità per il Piemonte

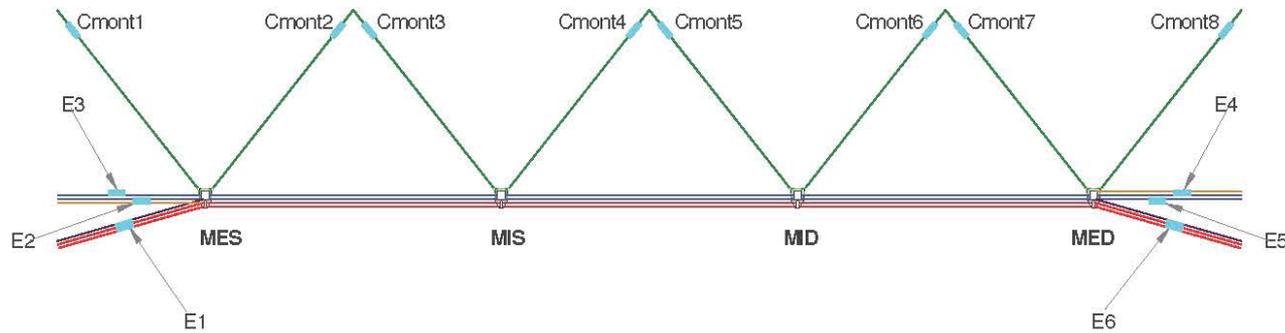




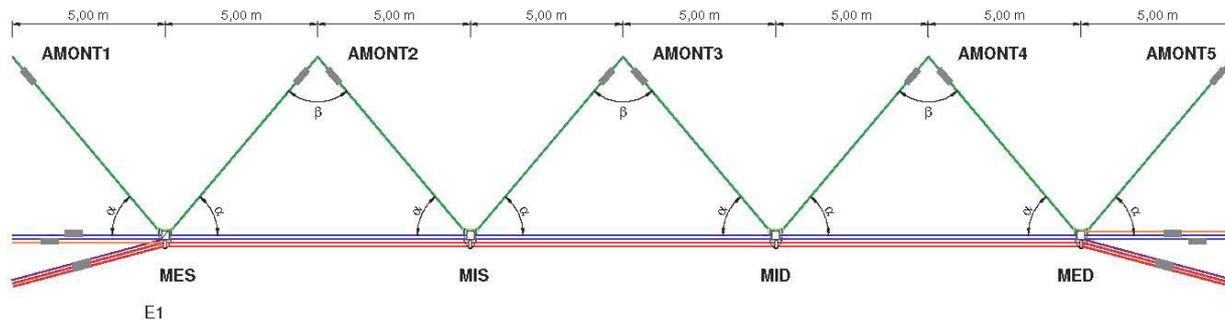
BARRIERA PARAMASSI RMC 300/A
ASSONOMETRIA DELLA BARRIERA
VISTA DA MONTE







$$T_L = \max \{ E1, (E2+E3), (E4+E5), E6 \}$$

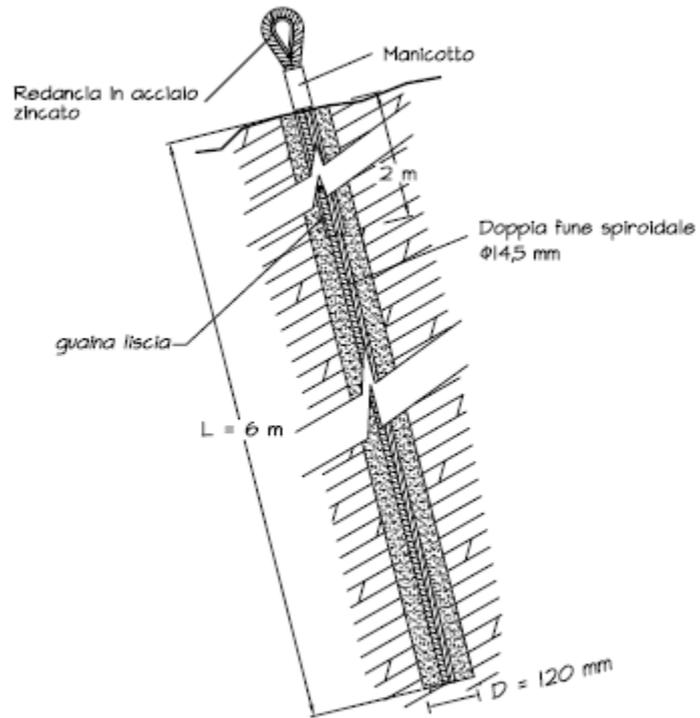


$$T_M = \max \{ AMONT1, AMONT2, AMONT3, AMONT4, AMONT5 \}$$

$$N = \max \{ N_{MES}, N_{MIS}, N_{MID}, N_{MED} \}$$

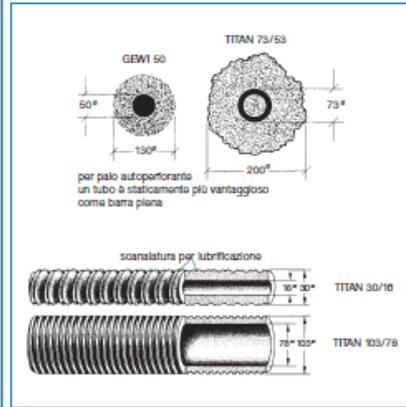
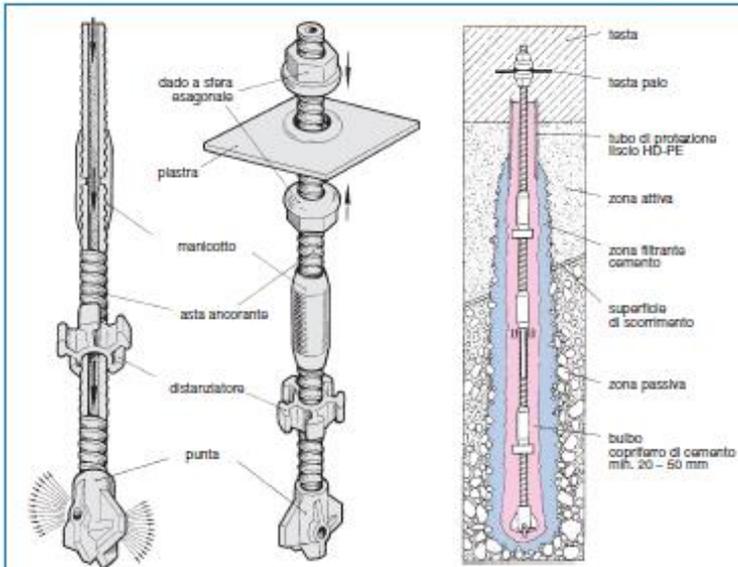
$$V = \max \{ V_{MES}, V_{MIS}, V_{MID}, V_{MED} \}$$





Tiranti di ancoraggio dei controventi di monte e laterali

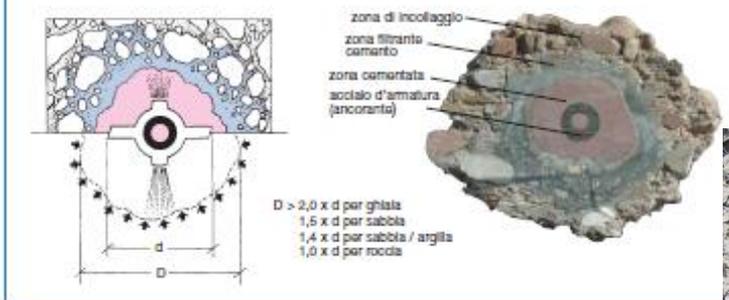




Pilinkopfausbildung bei Schnitzzug

z. B. Ankerstift TITAN 30/11

$F \times \sin \alpha = \text{Schnitzzug [kN]}$
 $\alpha [m] = \text{Oberstand der Ankerkopflase über dem Boden (Einspannung)}$
 $M_{a0} = \text{aufnehmbares Biegemoment des Ankerstift TITAN 73/53}$
 $M_{a1} = \text{vorhandenes Biegemoment (Bemessungswert)}$
 $M_{a0} = \gamma \times F \times \sin \alpha \times \alpha \leq \frac{I_p \times W_t}{\gamma_s} = M_{a1}$
 $M_{a0} = 59 \text{ kN/cm}^2 \times 33,1 \text{ cm}^3 = 20,3 \text{ kN m}$
 1,1

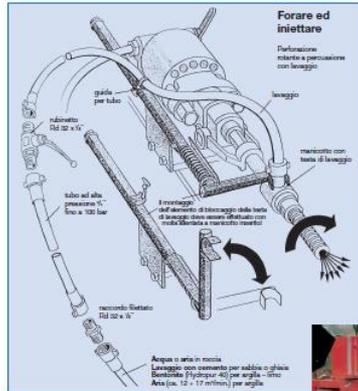


Pilinkopfausbildung als Flexkopf (System Gedbrugg)

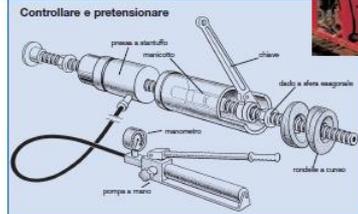
Flexkopf
 Ankerungsmatte (leichte Ankerung)
 Mittel
 Stahltragglied
 Ø14,5: 30/11
 Ø18,5: 40/16

bei Überlastung bleibt das Stahltragglied unbeschädigt und der Flexkopf wird ersetzt.





Stazione d'iniezione adatta



Perforazione diretta
 iniettando la miscela di sostegno fino al completamento della perforazione

a/c - 0,7
 10 - 20 bar

Iniezione dinamica
 con pasta di cemento

a/c - 0,4
 20 - 60 bar



Tipi di punta:

Punta per terreno argilloso:

utilizzo:
 argilla, torono sabbioso-coerente, torono misto senza ostacoli < 50 S.P.T.



Punta a croce:

per sabbia e ghiaia stratificata compatta con ostacoli > 50 S.P.T.



Punta a bottone:

per roccia disgregata, scisto; resistenza < 70 MPa



Punta a croce in acciaio migliorato:

per dolomite, granito, anarzia; resistenza 70 - 150 MPa



Punta a bottone in acciaio migliorato:

per cemento armato o roccia - resistenza > 70 MPa



Punta a gradino:

per superfici di separazione e perforazioni a stabilita' direzionale (deviazione < 2 % della lunghezza o silta < 4,2 m)

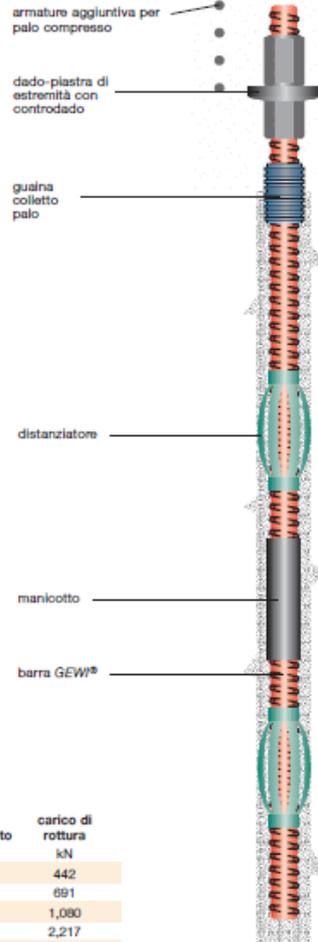
tutta con fori (Venturi)

S.P.T. Standard Penetration Test

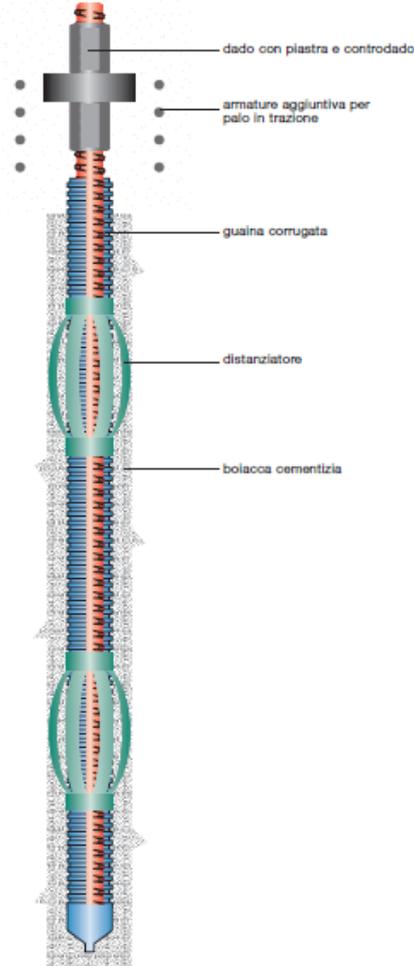




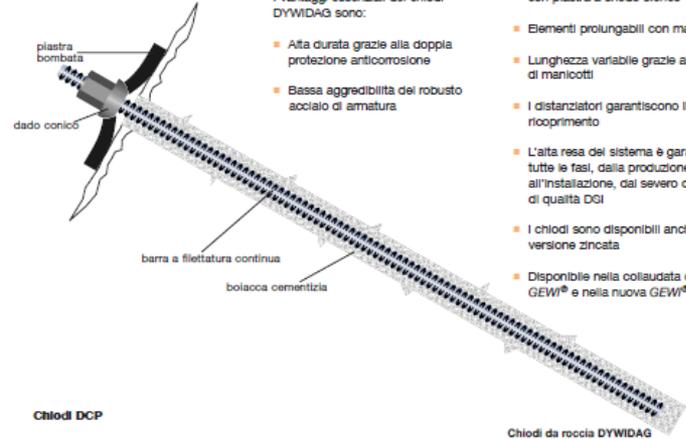
Palo GEW[®] a semplice protezione



Palo GEW[®] a doppia protezione



Chiodi standard



Caratteristiche e vantaggi

I vantaggi essenziali dei chiodi DYWIDAG sono:

- Alta durata grazie alla doppia protezione anticorrosione
- Bassa aggredibilita' del robusto acciaio di armatura

- Compensazione angolare fino a 15°, con piastra a snodo sterico
- Elementi prolungabili con manicotti
- Lunghezza variabile grazie all'utilizzo di manicotti
- I distanziatori garantiscono il ricoprimento
- L'alta resa del sistema è garantita in tutte le fasi, dalla produzione all'installazione, dal severo controllo di qualità DGI
- I chiodi sono disponibili anche nella versione zincata
- Disponibile nella collaudata qualità GEW[®] e nella nuova GEW[®] Plus

carico di iervamento kN	carico di rottura kN
402	442
628	691
962	1,080
1758	2,217
442	442





NORMA UNI 11211-4

Fondazioni

Il calcolo strutturale delle fondazioni deve essere sviluppato considerando la resistenza ultima di progetto.

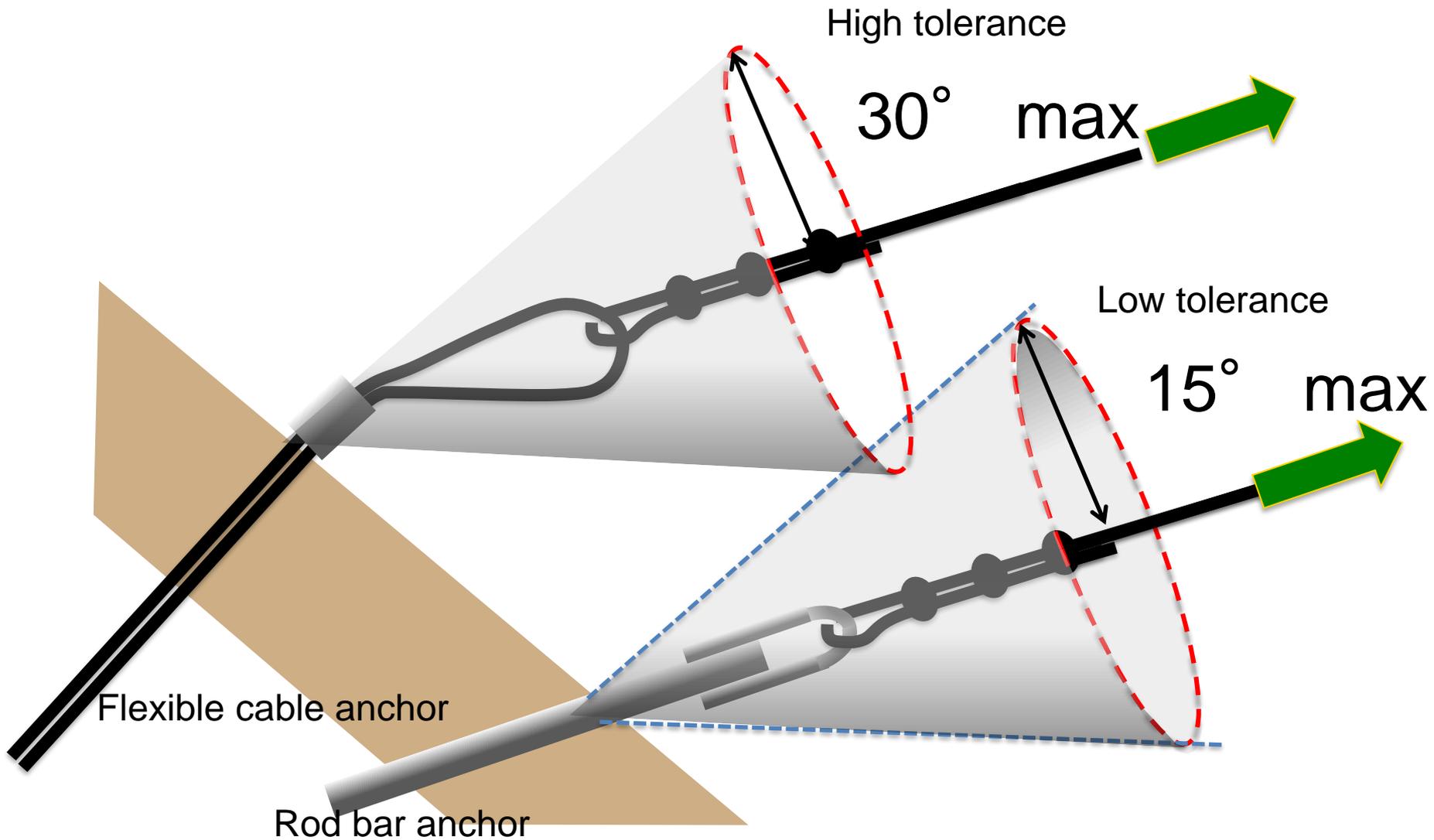
Le verifiche delle strutture di fondazione devono essere eseguite allo stato limite ultimo, secondo quanto previsto dalle normative vigenti.

Per gli ancoraggi dei controventi si devono considerare quattro meccanismi di rottura:

- a) Rottura del materiale che costituisce il tirante o la testa di ancoraggio;
- b) Rottura per sfilamento dell'ancoraggio dal bulbo o dal getto di fondazione;
- c) Rottura per sfilamento dell'ancoraggio a livello dell'interfaccia bulbo-terreno;
- d) Rottura per instabilità globale del terreno, ancoraggi compresi.

Per non pregiudicare la resistenza dell'ancoraggio in barra, la direzione della risultante della forza di trazione non deve, per quanto possibile, eccedere di 15° la direzione di perforazione dell'ancoraggio. Nel caso di angoli superiori, è possibile prevedere l'impiego di dispositivi atti a deviare la forza







NTC 2018

Per dimostrare che la fondazione è in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite, deve verificarsi:

$$F_{cd} \leq R_{cd}$$

in cui: F_{cd} è il carico assiale di progetto, R_{cd} è la capacità portante di progetto allo stato limite ultimo del tirante per carichi assiali.

L'azione di progetto ($N_t = F_{cd}$) applicata al tirante può esprimersi come:

$$F_{c,d} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q$$

in cui: G_1 , G_2 e Q sono rispettivamente le azioni caratteristiche permanenti strutturali, permanenti non strutturali e temporanee variabili, γ_{G1} , γ_{G2} e γ_Q sono i coefficienti parziali moltiplicatori dei carichi da assumere in base alle Norme Tecniche:

Le verifiche devono essere effettuate con almeno uno dei seguenti due approcci:

Approccio 1

Combinazione 1 A1+M1+R1

Combinazione 2 A2+M2+R2

Approccio 2

A1+M1+R3

In queste espressioni il segno “+” deve essere interpretato come “combinato con”.





Anas SpA Società con Socio Unico
Cap. Soc. € 2.269.892.000,00 - Iscr. R.E.A. 1024951 - P.IVA 02133681003 - C.F. 80208450587
Sede Legale: Via Monzambano, 10 - 00185 Roma - Tel. 06 44461 - Fax 06 4456224
Sede Compartmentale: Corso G. Matteotti, 8 - 10121 Torino - Tel. 011 5739111 - Fax 011 5162982

Compartimento della Viabilità per il Piemonte

Fondazione delle funi





Per la valutazione del carico limite si può procedere in prima approssimazione con formule teoriche o con correlazioni empiriche. La conferma sperimentale con prove di trazione in sito nelle fasi di progetto e di collaudo è sempre necessaria.

Gli ancoraggi preliminari di prova (ancoraggi di progetto) - sottoposti a sollecitazioni più severe di quelle di verifica e non utilizzabili per l'impiego successivo - devono essere realizzati con lo stesso sistema costruttivo di quelli definitivi, nello stesso sito e nelle stesse condizioni ambientali.

Gli ancoraggi preliminari di prova devono essere realizzati dopo l'esecuzione di quelle operazioni, quali scavi e riporti, che possano influire sulla capacità portante della fondazione.

Nelle valutazioni si terrà conto della variazione della resistenza allo sfilamento nel tempo, per effetto del comportamento viscoso del terreno e dei materiali che costituiscono l'ancoraggio.

Il numero di prove di progetto non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero degli ancoraggi è inferiore a 30,
- 2 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 31 e 50,
- 3 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 51 e 100,
- 7 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 101 e 200,
- 8 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 201 e 500,
- 10 se il numero degli ancoraggi è superiore a 500.





La combinazione di riferimento è quella dell'approccio 2:

A1+M1+R3

La normativa definisce tre serie di coefficienti parziali.

- A** Coefficienti da applicare alle azioni (permanenti, variabili e sismiche)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti strutturali G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali G_2	Favorevole	γ_{G2}	0	0	0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili Q	Favorevole	γ_Q	0	0	0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

- M** Coefficienti parziali riduttivi delle resistenze dei materiali (angolo d'attrito, coesione, resistenza a taglio non drenata)

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente Parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1.0	1.0



- **R** coefficienti che operano direttamente sulla resistenza del sistema, definiti di volta in volta in base alla struttura geotecnica analizzata, che nel caso dei tiranti valgono:

	γ_R
tiranti permanenti $\gamma_{a,p}$	1.2
tiranti temporanei $\gamma_{a,t}$	1.1





Rottura del materiale che costituisce il tirante o la testa di ancoraggio

Il carico limite di progetto R_{cd} è ricavato come:

$$R_{cd} = A_{arm} f_{yd} = A_{arm} f_{yk} / \gamma_s$$

in cui:

R_{cd} è la resistenza di progetto;

A_{arm} = Area dell'armatura;

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento.

γ_s è il coefficiente parziale definito dalla normativa, che nel nostro caso vale 1,15 (barre e funi) 1,05 per acciai(micropali).

Nel caso in esame si dovrà verificare:

$$F_{cd} \leq R_{cd}$$

Dove:

F_{cd} è l'azione di progetto





Rottura per sfilamento dell'ancoraggio dal bulbo o dal getto di fondazione

Per quanto riguarda l'aderenza malta – acciaio, la resistenza di calcolo può essere calcolata con l'espressione:

$$R_{sd} = \pi \cdot d \cdot L_s \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau_{cls}$$

Dove:

d somma dei diametri dei fili, trefoli, barre contenuti in una unica guaina o perforazione;

coefficiente correttivo (γ) dipendente dallo stato delle superfici e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi ;

coefficiente correttivo (δ) dipendente dal numero di tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina o perforazione;

L_s è la lunghezza di ancoraggio.

τ_{cls} resistenza tangenziale della malta, che si può determinare in funzione della resistenza caratteristica a compressione della malta (f_{ck}/R_{ck}).





Per quanto riguarda i valori γ e δ , questi possono essere ricavati dalle seguenti tabelle in funzione della tipologia del tirante impiegato.

TIPOLOGIA	γ
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1,3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
fili lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1,7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2,5

Tabella 1 - Valori di γ per diversi tipi di tirante





n	1	2	3	4	5	6
δ	1	0,89	0,81	0,72	0,63	0,55

n	7	8	9	10	11	12
δ	0,48	0,42	0,36	0,32	0,28	0,24

(n.b.: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione)

Tabella 2 - valori di δ per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio

n	1	2	3	4
δ	1	0,8	0,6	0,5

(Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.)

Tabella 3 - valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione





Per quanto riguarda la tensione tangenziale della malta questa è ricavata a partire dall'Rck di questa come indicato nelle NTC 2018:

Rck

$$f_{ck} = 0,83 R_{ck}$$

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$$

$$f_{bk} = 2,25 \eta f_{ctk}$$

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

in cui:

f_{bd} è la resistenza tangenziale di aderenza di progetto;

f_{bk} è la resistenza caratteristica di aderenza;

γ_c è il coefficiente parziale definito dalla normativa, che nel nostro caso vale 1,5.

la resistenza allo sfilamento malta-acciaio può essere quindi calcolata con l'espressione:

$$R_{sd} = \pi \cdot d \cdot L_s \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot f_{bd}$$

Nel caso in esame si dovrà verificare:

$$F_{cd} \leq R_{ad}$$

Dove:

F_{cd} è l'azione di progetto





Rottura per sfilamento dell'ancoraggio a livello dell'interfaccia bulbo-terreno

Approccio b) con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristiche dei parametri geotecnici dedotti dai risultati da prove in sito e/o laboratorio

Il carico limite di progetto Rcd è ricavato come:

$$R_{ad} = R_{ak} / \gamma_a$$

in cui:

R_{ad} è la resistenza di progetto;

R_{ak} è la resistenza caratteristica;

γ_a è il coefficiente parziale definito dalla normativa.

	γ _R
tiranti permanenti γ _{a,p}	1.2
tiranti temporanei γ _{a,t}	1.1

La resistenza caratteristica può essere calcolata con l'espressione:

$$R_{sk} = \pi \cdot D_s \cdot L_s \cdot \tau_{sk}$$

in cui:

D_s è il diametro della perforazione;

τ_{sk} è il valore caratteristico della tensione di adesione malta-terreno;

L_s è la lunghezza di ancoraggio.





Il valore caratteristico della resistenza laterale deve essere determinato come:

$$\tau_{sk} = \text{Min} \left\{ \frac{\tau_{s,media}}{\xi_3}, \frac{\tau_{s,minima}}{\xi_4} \right\}$$

In cui i valori ξ_3 e ξ_4 sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate n come riportato nella tabella.

n	1	2	3	4	≥ 5
ξ_3	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
ξ_4	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55

Per quel che riguarda i parametri di resistenza medi da introdurre nel calcolo allo stato limite ultimo, possono essere assunti gli stessi valori utilizzati nella progettazione tradizionale con i coefficienti globali di sicurezza.





Per quanto riguarda D_s diametro da porre a base dei calcoli, questo è ottenuto a partire dal diametro di perforazione D ($D_s = \alpha * D$), eventualmente incrementato da un eventuale coefficiente maggiorativo (α) del diametro di perforazione adottato, che è possibile ricavare in funzione della litologia e della tecnologia di iniezione adottata, attraverso abachi forniti da Bustamante e Doix, (1985);

τ_s di progetto della resistenza tangenziale all'interfaccia malta-terreno, che si può determinare in funzione della resistenza alla penetrazione (N_{spt}) o dai risultati di prove pressiometriche; Il valore della resistenza tangenziale all'interfaccia τ_{sd} da introdurre nei calcoli è ricavabile dal valore medio della resistenza a rottura s determinabile a partire dagli abachi di Bustamante e Doix, (1985).

In essi sono riportati, in base alla litologia dell'ammasso e alla tecnologia di iniezione, i valori limite di resistenza dell'interfaccia. In funzione della resistenza alla penetrazione (N_{spt}) o dai risultati di prove pressiometriche, è possibile ricavare il valore della resistenza laterale unitaria s . La curva a cui fare riferimento dipende dal tipo di iniezione secondo quanto riportato nella tabella seguente, dove con IRS, viene ad essere indicata una tipologia di iniezione ripetuta e selettiva, mentre con IGU, viene ad essere indicata una tipologia di iniezione effettuata in una unica soluzione.





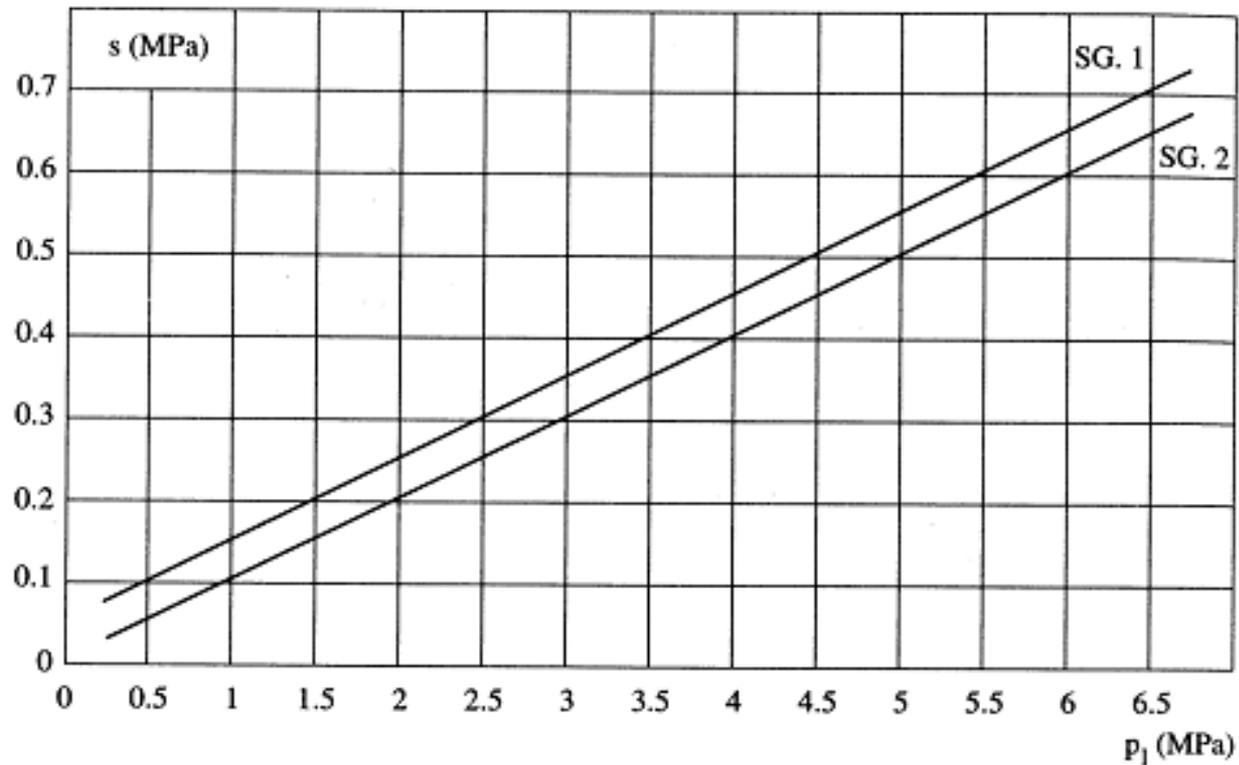
Indicazioni per la scelta del valore di s		
TERRENO	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$





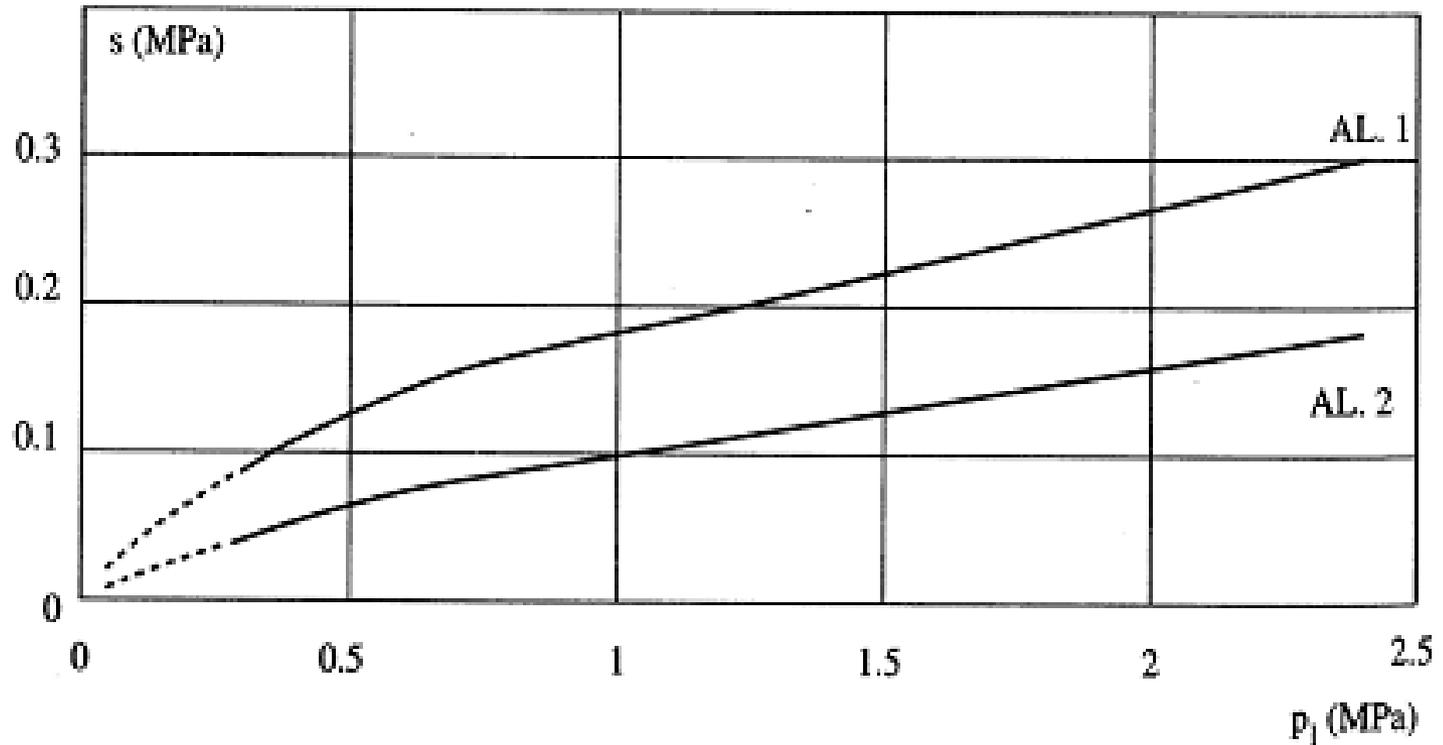
Valori del coefficiente α ($V_s = L_s \cdot \pi \cdot d_s^2 / 4$)				
TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1,2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1,8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcari marnosi	1,8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcari alterati o fratturati	1,8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	





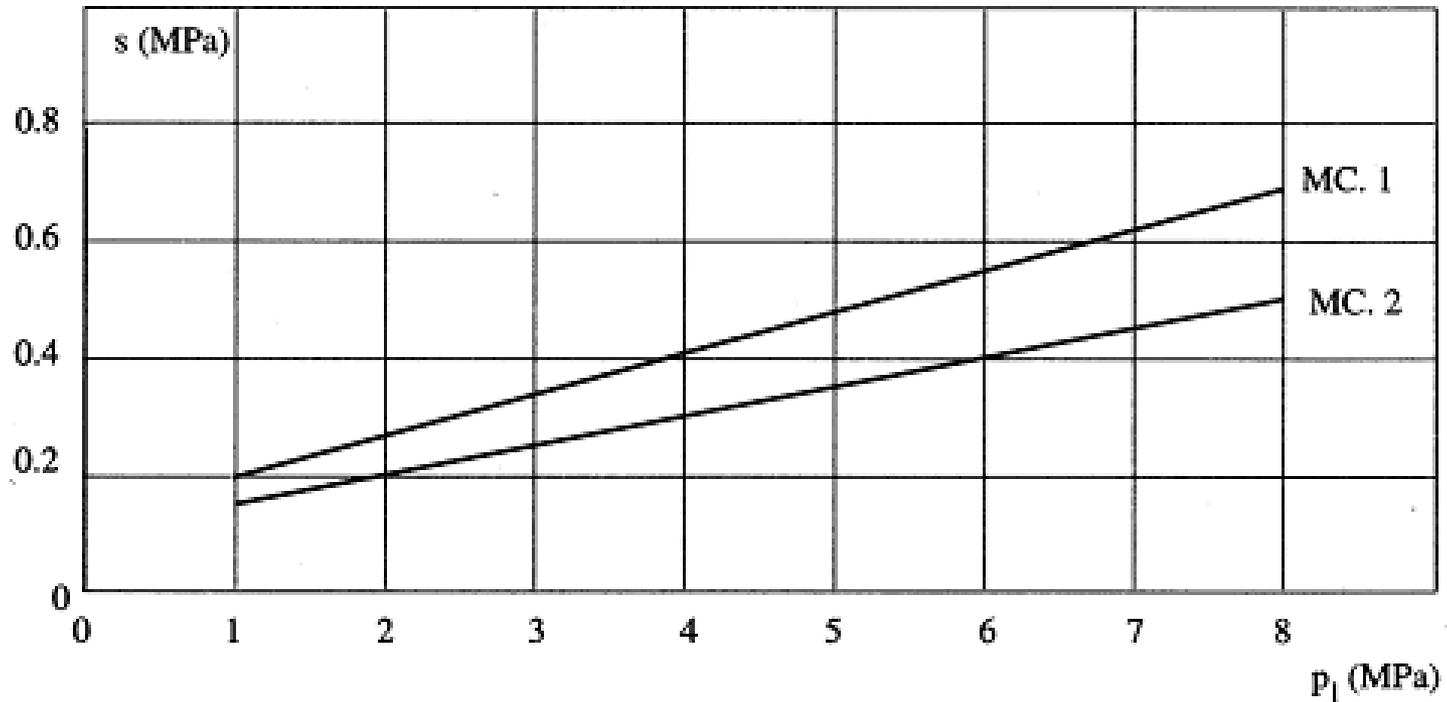
	20	40	60	80	100	N_{SPT}
sciolto	moderatamente addensato	addensato	molto addensato			





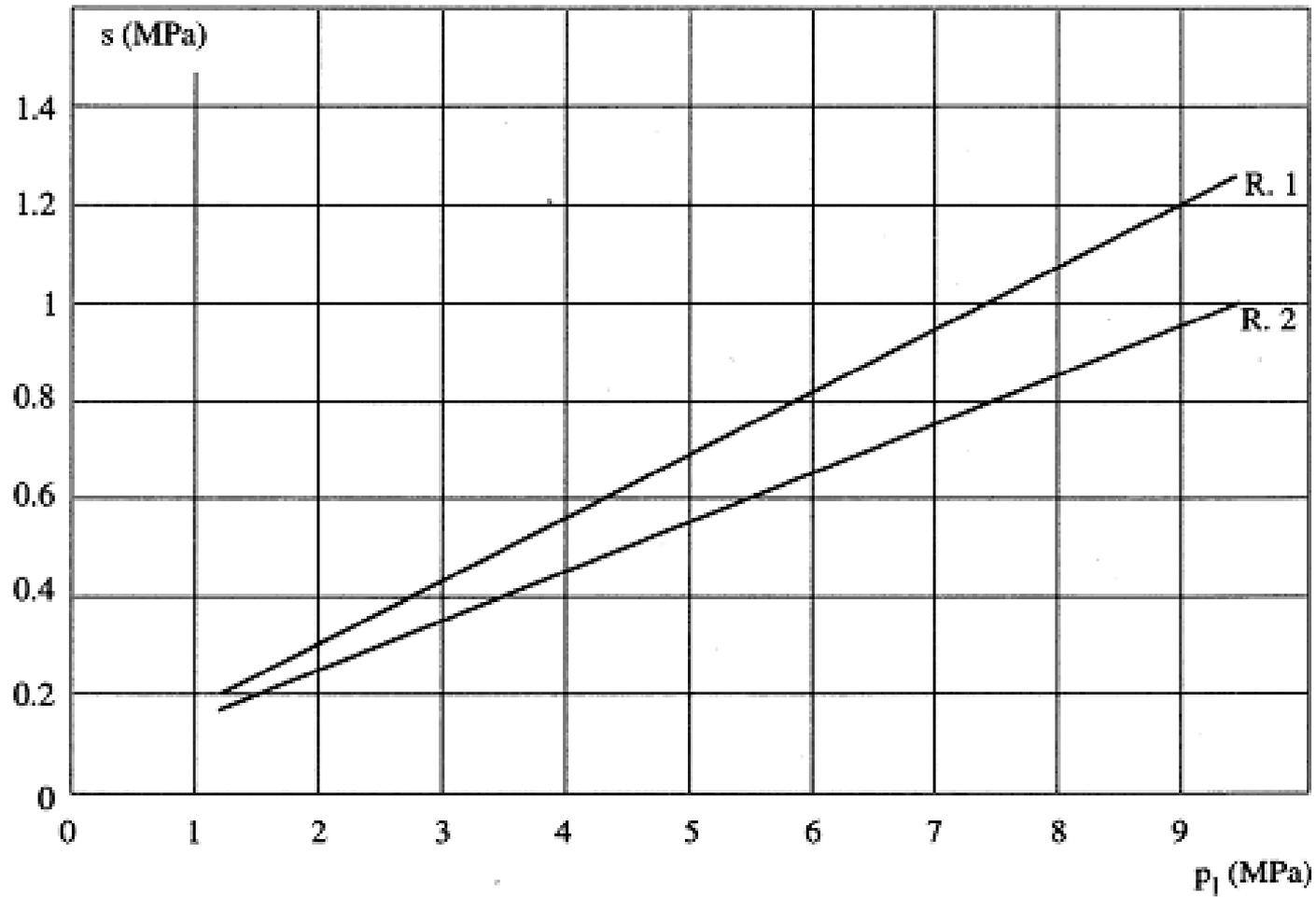
4		8	15	30	N_{SPT}
molle	moderat. consistente	consistente	molto consistente		dura





20		40		60		80		100		N_{SPT}
tenera		alterata		fratturata						intgra







In letteratura si trovano valori di aderenza di progetto malta-roccia mediamente compresi tra 0.4 e 1 MPa (da ISRM, News Journal, 1995 vol. 2).

Table 4 Rock/Grout Bond Values Which have been Recommended for Design (after Littlejohn and Bruce [18])

Rock type	Working bond (N mm ⁻²)	Ultimate bond (N mm ⁻²)	Factor of safety	Source
<i>Igneous</i>				
Medium hard basalt		5.73	3-4	India - Rao (1964)
Weathered granite		1.50-2.50		Japan - Suzuki <i>et al.</i> (1972)
Basalt	1.21-1.38	3.86	2.8-3.2	Britain - Wycliffe-Jones (1974)
Granite	1.38-1.55	4.83	3.1-3.5	Britain - Wycliffe-Jones (1974)
Serpentine	0.45-0.59	1.55	2.6-3.5	Britain - Wycliffe-Jones (1974)
Granite and basalt		1.72-3.10	1.5-2.5	USA - PCI (1974)
<i>Metamorphic</i>				
Manhattan schist	0.70	2.80	4.0	USA - White (1973)
Slate and hard shale		0.83-1.38	1.5-2.5	USA - PCI (1974)
<i>Calcareous sediments</i>				
Limestone	1.00	2.83	2.8	Switzerland - Lovinger (1966)
Chalk - Grades I-III (N = SPT in blows/0.3 m)	0.905N	0.22-1.07 0.01N	2.0 (Temporary) 3.0-4.0 (Permanent)	Britain - Littlejohn (1970)
Tertiary limestone	0.83-0.97	2.76	2.9-3.3	Britain - Wycliffe-Jones (1974)
Chalk limestone	0.86-1.00	2.76	2.8-3.2	Britain - Wycliffe-Jones (1974)
Soft limestone		1.03-1.52	1.5-2.5	USA - PCI (1974)
Dolomitic limestone		1.38-2.07	1.5-2.5	USA - PCI (1974)
<i>Arenaceous sediments</i>				
Hard coarse-grained sandstone	2.45		1.75	Canada - Coates (1970)
Weathered sandstone		0.69-0.85	3.0	New Zealand - Irwin (1971)
Well-cemented mudstones		0.69	2.0-2.5	New Zealand - Irwin (1971)
Bunter sandstone	0.40		3.0	Britain - Littlejohn (1973)
Bunter sandstone (UCS > 2.0 N mm ⁻²)	0.60		3.0	Britain - Littlejohn (1973)
Hard fine sandstone	0.69-0.83	2.34	2.7-3.3	Britain - Wycliffe-Jones (1974)
Sandstone		0.83-1.73	1.5-2.5	USA - PCI (1974)
<i>Argillaceous sediments</i>				
Keuper marl		0.17-0.25 (0.45 c _u)	3.0	Britain - Littlejohn (1970)
Weak shale		0.35		c _u + undrained cohesion Canada - Golder Brawner (1973)
Soft sandstone and shale	0.10-0.14	0.37	2.7-3.7	Britain - Wycliffe-Jones (1974)
Soft shale		0.21-0.83	1.5-2.5	USA - PCI (1974)
<i>General</i>				
Competent rock (where UCS > 20 N mm ⁻²)	Uniaxial compressive strength = 30 (up to a maximum value of 1.4 N mm ⁻²)	Uniaxial compressive strength = 10 (up to a maximum value of 4.2 N mm ⁻²)	3	Britain - Littlejohn (1972)
Weak rock	0.35-0.70			Australia - Koch (1972)
Medium rock	0.70-1.05			
Strong rock	1.05-1.40			
Wide variety of igneous and metamorphic rocks	1.05		2	Australia - Stundard CA35 (1973)
Wide variety of rocks	0.98 0.50 0.70			France - Fargot (1972) Switzerland - Walther (1959) Switzerland - Comte (1965) Switzerland - Comte (1971)
	0.70	1.20-2.50	2-2.5 (Temporary) 3 (Permanent)	Italy - Mascardi (1973)
	0.69	2.76	4	Canada - Golder Brawner (1973)
	1.4	4.2 15-20% of grout crushing strength	3 3	USA - White (1973) Australia - Longworth (1971)
Concrete		1.38-2.76	1.5-2.5	USA - PCI (1974)



Nei casi in esame si dovrà verificare:

$F_{cd} \leq R_{ad}$

Dove:

F_{cd} è l'azione di progetto

La minima lunghezza della fondazione può essere definita sulla base dei risultati delle seguenti due verifiche:

aderenza malta – terreno che definisce la lunghezza di fondazione;

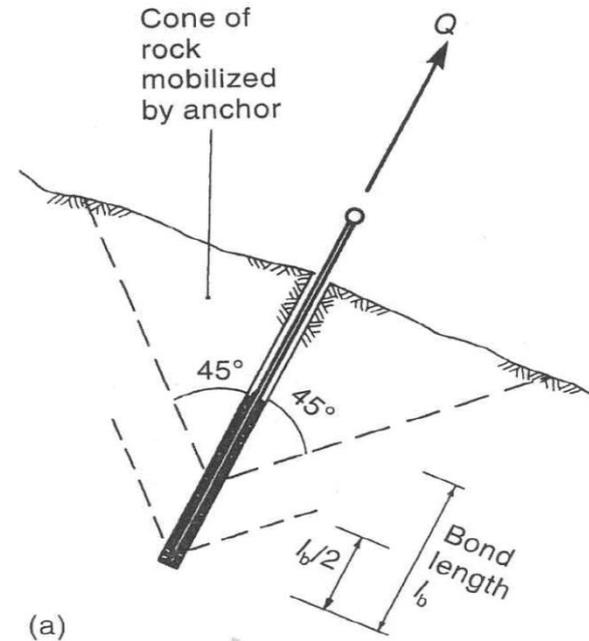
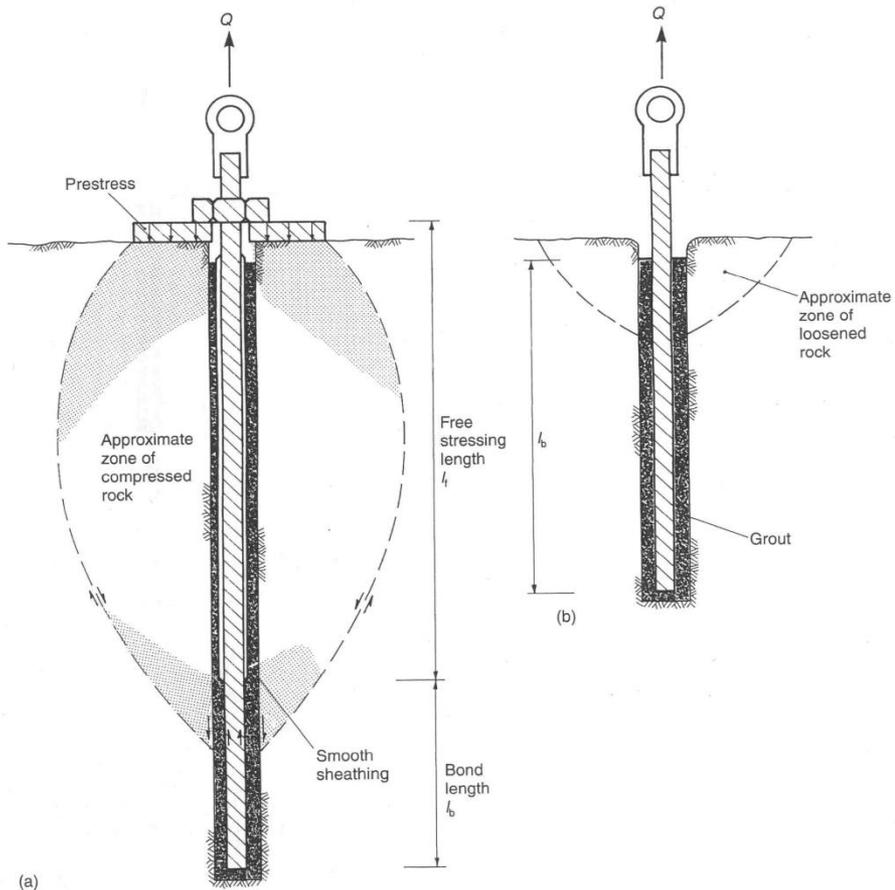
aderenza malta - acciaio;

In prima approssimazione sarà assunta come lunghezza minima della fondazione dell'ancoraggio, la più grande tra le due lunghezze così valutate





Rottura per instabilità globale del terreno, ancoraggi compressi.



Wyllie D.C. (1992)

Figure 9.17 Mechanism of support of tension loads by (a) prestressed and (b) passive anchors.

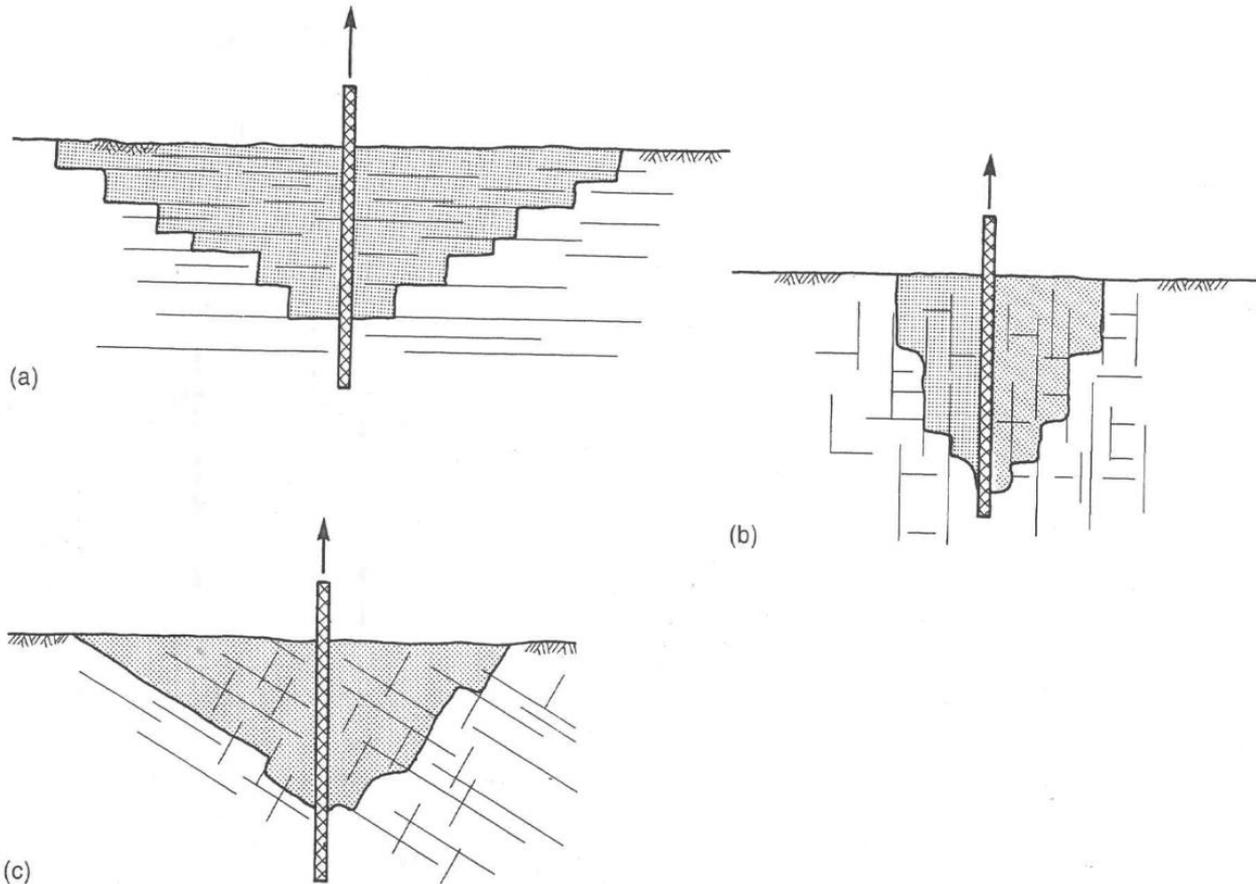


Figure 9.21 Influence of structural geology on the shape of cones of rock mobilized by uplift anchors: (a) wide cone formed in horizontal bedded formation; (b) narrow cone formed along vertical joints; and (c) surface of cone formed along conjugate joints.



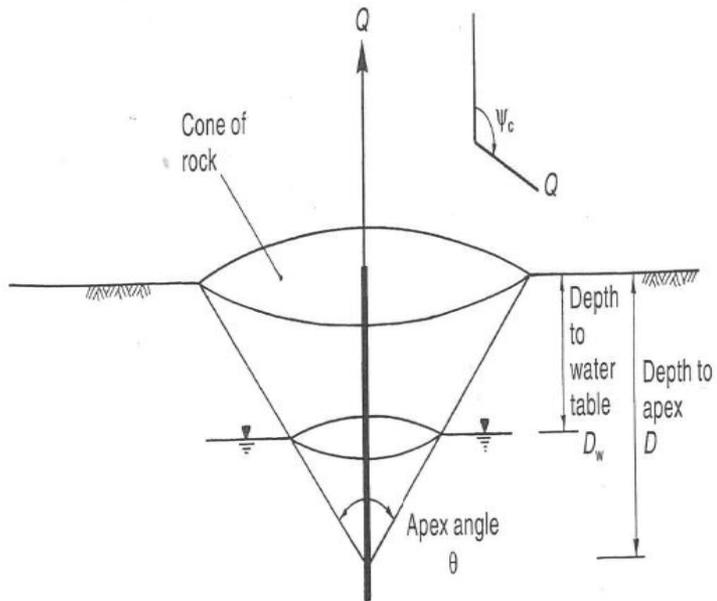


Figure 9.22 Cone of rock mobilized by tie-down anchor to resist uplift load.

$$W_c = \frac{\pi}{3} \tan^2 \left(\frac{\theta}{2} \right) [D^3 \gamma_r - (D - D_w)^3 \gamma_w]$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{u(r)}}{2} \left[m - (m^2 + 4s)^{1/2} \right] \frac{1}{FS}$$

$$f_{(r)} = \frac{\sigma_t \pi D^2 \tan(\theta/2)}{\cos(\theta/2)}$$

$$Q = \frac{(f_{(r)} + W_c \cos \Psi_c)}{FS}$$

Wyllie D.C. (1999)





Il carico limite di progetto R_{cd} è ricavato come:

$$R_{cd} = R_{ak} / \gamma_a$$

in cui:

R_{cd} è la resistenza di progetto;

R_{ak} è la resistenza caratteristica, pari a Q ;

γ_a è il coefficiente parziale definito dalla normativa.

Nel caso in esame si dovrà verificare:

$$F_{cd} \leq R_{cd}$$

Dove:

F_{cd} è l'azione di progetto





RMC 300/A (Prove MEL)

- $T_{Lc} = 300,00 \text{ kN} = \text{massimo carico su ancoraggi laterali}$
- $T_{Mc} = 243,37 \text{ kN} = \text{massimo carico su ancoraggi di monte}$
- $N_c = 275,55 \text{ kN} = \text{massimo carico di compressione alla base del montante}$
- $V_c = 207,63 \text{ kN} = \text{massimo carico di taglio alla base del montante}$

$F_{c,d} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q$

La combinazione di riferimento è quella dell'approccio 2:

A1+M1+R3

La normativa definisce tre serie di coefficienti parziali.

- **A** Coefficienti da applicare alle azioni (permanenti, variabili e sismiche)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti strutturali G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali G_2	Favorevole	γ_{G2}	0	0	0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili Q	Favorevole	γ_Q	0	0	0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

- **M** Coefficienti parziali riduttivi delle resistenze dei materiali (angolo d'attrito, coesione, resistenza a taglio non drenata)

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente Parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_t	1.0	1.0

- **R** Coefficienti che operano direttamente sulla resistenza del sistema, definiti di volta in volta in base alla struttura geotecnica analizzata, che nel caso dei tiranti valgono:

	γ_R
tiranti permanenti $\gamma_{a,p}$	1.2
tiranti temporanei $\gamma_{a,t}$	1.1

AZIONE DI PROGETTO

$F_{c,d} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q = 1.5 \times 300 = 450 \text{ kN}$





Rottura del materiale che costituisce il tirante

Cavallotti di fune in acciaio spiroidale $\varnothing = 20 \text{ mm}$

(Classe 1770 N/mm² – UNI EN 12385/10)

$R_{ad} = A_{arm} f_{yd} = A_{arm} f_{yk} / \gamma_s$

in cui:

R_{ad} è la resistenza di progetto;

A_{arm} = Area dell'armatura;

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento.

γ_s è il coefficiente parziale definito dalla normativa, che nel nostro caso vale 1,15 (barre e funi) 1,05 per acciai(micropali).

Nel caso in esame si dovrà verificare:

$R_{ad} = 550 / 1.15 = 478,26 \text{ kN}$

$F_{cd} = 450 \text{ kN}$

$F_{cd} \leq R_{ad}$

Dove:

F_{cd} è l'azione di progetto



Rottura per sfilamento dell'ancoraggio dal bulbo o dal getto di fondazione



Per quanto riguarda l'aderenza malta – acciaio, la resistenza di calcolo può essere calcolata con l'espressione:

$$R_{sd} = \pi \cdot d \cdot L_s \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau_{cls}$$

Dove:

d somma dei diametri dei fili, trefoli, barre contenuti in una unica guaina o perforazione;

coefficiente correttivo (γ) dipendente dallo stato delle superfici e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi ;

TIPOLOGIA	γ
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1,3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
fili lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1,7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2,5

Tabella 1 - Valori di γ per diversi tipi di tirante

coefficiente correttivo (δ) dipendente dal numero di tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina o perforazione;

n	1	2	3	4	5	6
δ	1	0,89	0,81	0,72	0,63	0,55

n	7	8	9	10	11	12
δ	0,48	0,42	0,36	0,32	0,28	0,24

(n.b.: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione)

Tabella 2 - valori di δ per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio

n	1	2	3	4
δ	1	0,8	0,6	0,5

(Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.)

Tabella 3 - valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione

Ls è la lunghezza di ancoraggio.

f_{ctk} resistenza tangenziale della malta, che si può determinare in funzione della resistenza caratteristica a compressione della malta (f_{ck}/R_{ck}).

Per quanto riguarda la tensione tangenziale della malta questa è ricavata a partire dall' R_{ck} di questa come indicato nelle NTC 2018:

R_{ck}

$$f_{ck} = 0,83 R_{ck}$$

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$$

$$f_{cbk} = 2,25 \eta f_{ctk} \quad (\eta = 1 \text{ per } d_{arm} \leq 32 \text{ mm})$$

$$f_{bd} = f_{cbk} / \gamma_c$$

in cui:

f_{bd} è la resistenza tangenziale di aderenza di progetto;

f_{cbk} è la resistenza caratteristica di aderenza;

Per un $R_{ck} = 30$ MPa si avrà una $F_{bd} = 2.69$ MPa

γ_c è il coefficiente parziale definito dalla normativa, che nel nostro caso vale 1,5.

la resistenza allo sfilamento malta-acciaio può essere quindi calcolata con l'espressione:

$$R_{sd} = \pi \cdot x_2 \times 20 \times 8000 \times 2 \times 0,89 \times 2,69 / 1,5 = 1604,54 \text{ kN}$$

$$F_{cd} = 450 \text{ kN}$$

$$F_{cd} \leq R_{ad}$$

Dove:

F_{cd} è l'azione di progetto



Rottura per sfilamento dell'ancoraggio a livello dell'interfaccia bulbo-terreno

Approccio b) con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristiche dei parametri geotecnici dedotti dai risultati da prove in sito e/o laboratorio

Il carico limite di progetto Rcd è ricavato come:

$$R_{cd} = R_{ak} / \gamma_a$$

in cui:

R_{ad} è la resistenza di progetto;

R_{ak} è la resistenza caratteristica;

γ_a è il coefficiente parziale definito dalla normativa

	γ _R
tiranti permanenti γ _{a,p}	1.2
tiranti temporanei γ _{a,t}	1.1

La resistenza caratteristica può essere calcolata con l'espressione:

$$R_{sk} = \pi \cdot D_s \cdot L_s \cdot \tau_{sk}$$

in cui:

D_s è il diametro della perforazione;

τ_{sk} è il valore caratteristico della tensione di adesione malta-terreno;

L_s è la lunghezza di ancoraggio.

Il valore caratteristico della resistenza laterale deve essere determinato come:

$$\tau_{sk} = \text{Min} \left\{ \frac{\tau_{s,media}}{\xi_3}, \frac{\tau_{s,minima}}{\xi_4} \right\}$$

In cui i valori ξ₃ e ξ₄ sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate n come riportato nella tabella.

n	1	2	3	4	≥5
ξ ₃	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
ξ ₄	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55

Per quel che riguarda i parametri di resistenza medi da introdurre nel calcolo allo stato limite ultimo, possono essere assunti gli stessi valori utilizzati nella progettazione tradizionale con i coefficienti globali di sicurezza.





Nei casi in esame si dovrà verificare:

$$R_{sk} = \pi \cdot x_{90} \cdot 8000 \cdot (50/1,8) = 628,31 \text{ kN}$$

$$R_{ad} = R_{ak} / \gamma_a = 628,31/1,2 = 523,59 \text{ kN}$$

$$F_{cd} \leq R_{ad}$$

$$F_{cd} = 450 \text{ kN}$$

$$F_{cd} \leq R_{ad}$$

Dove:

F_{cd} è l'azione di progetto

La minima lunghezza della fondazione può essere definita sulla base dei risultati delle seguenti due verifiche:

aderenza malta – terreno che definisce la lunghezza di fondazione;

aderenza malta - acciaio;

In prima approssimazione sarà assunta come lunghezza minima della fondazione del tirante, la più grande tra le due lunghezze così valutate

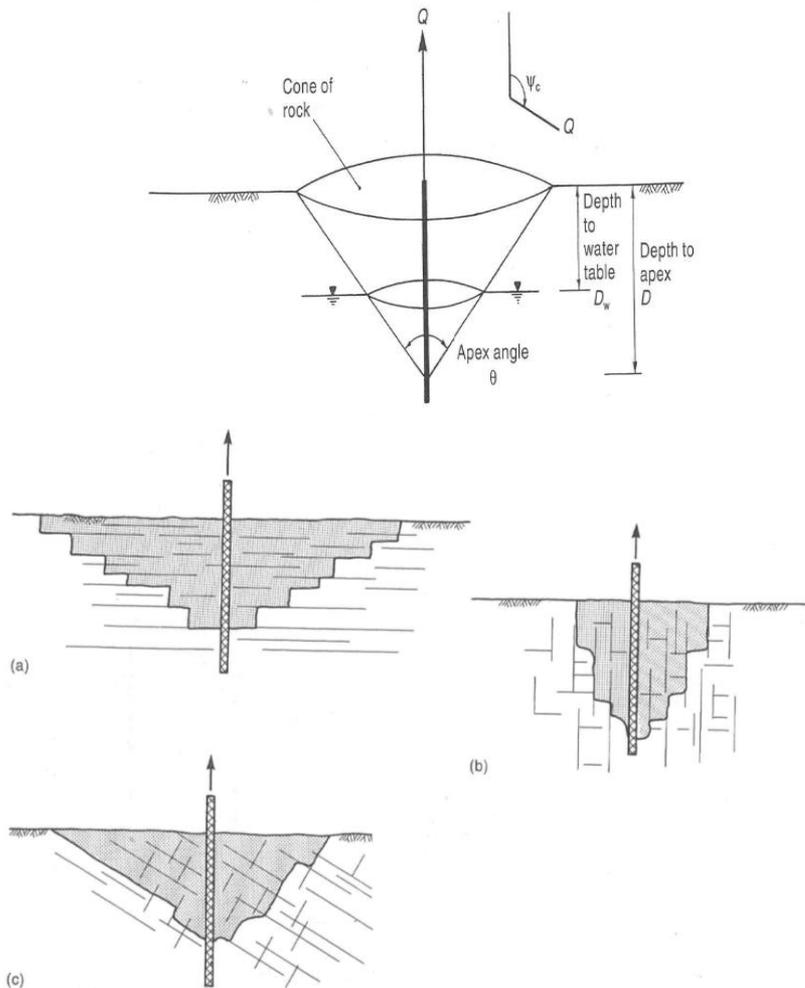


Rottura per instabilità globale del terreno, ancoraggi compressi



Anas SpA Società con Socio Unico
Cap. Soc. € 2.269.892.000,00 - Iscr. R.E.A. 1024951 - P.IVA 02133681003 - C.F. 80208450587
Sede Legale: Via Monzambano, 10 - 00185 Roma - Tel. 06 44461 - Fax 06 4456224
Sede Compartmentale: Corso G. Matteotti, 8 - 10121 Torino - Tel. 011 5739111 - Fax 011 5162982

Compartimento della Viabilità per il Piemonte



GSI = 40

$m_b = 19$

$\sigma_c = 70$ MPa

$m = 2.229$

$s = 0.0013$

Peso del cuneo di roccia:

$$W_c = \frac{\pi}{3} \tan^2 \left(\frac{\theta}{2} \right) [D^3 \gamma_r - (D - D_w)^3 \gamma_w]$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$W = 1471,86 \text{ kN}$$

Resistenza a trazione della roccia fratturata:

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{td(t)}}{2} \left[m - (m^2 + 4s)^{1/2} \right] \frac{1}{FS}$$

$$FS = 2 \div 4 \text{ (nel nostro caso 2)}$$

$$\sigma_t = 0,0204 \text{ MPa}$$

Forza resistente sulla superficie del cono:

$$f_{(r)} = \frac{\sigma_t \pi D^2 \tan(\theta/2)}{\cos(\theta/2)}$$

$$f_{(r)} = 1,8396 \text{ kN}$$

Capacità del cuneo di roccia di resistere alla forza di trazione:

$$Q = \frac{(f_{(r)} + W_c \cos \Psi_c)}{FS}$$

Con $FS = 1$

$$Q = 1473,70 \text{ kN}$$

$$Rak = Q$$

$$Rad = Rak / \gamma_a = Q / \gamma_a$$

$$Rad = 1473,0 / 1,2 = 1228,08 \text{ kN}$$

$$Fcd \leq Rad$$

$$Fcd = 450 \text{ kN}$$

$$Fcd \leq Rad$$

Dove:

Fcd è l'azione di progetto





Anas SpA Società con Socio Unico
Cap. Soc. € 2.269.892.000,00 - Iscr. R.E.A. 1024951 - P.IVA 02133681003 - C.F. 80208450587
Sede Legale: Via Monzambano, 10 - 00185 Roma - Tel. 06 44461 - Fax 06 4456224
Sede Compartimentale: Corso G. Matteotti, 8 - 10121 Torino - Tel. 011 5739111 - Fax 011 5162982

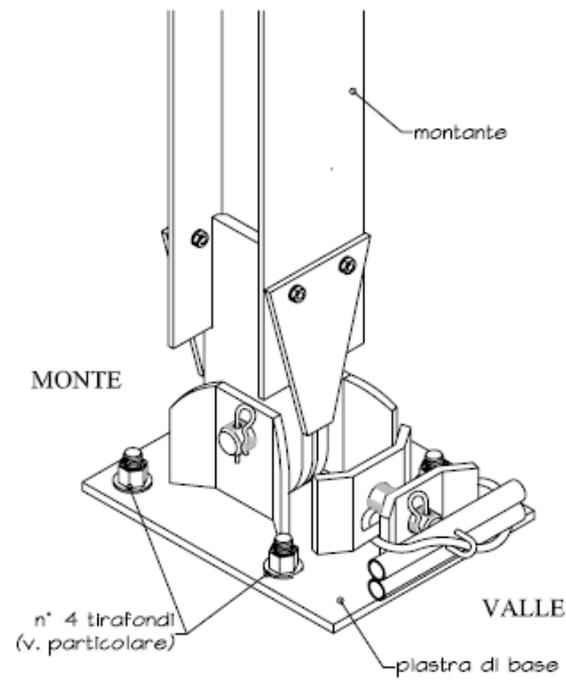
Compartimento della Viabilità per il Piemonte

Fondazione dei Montanti

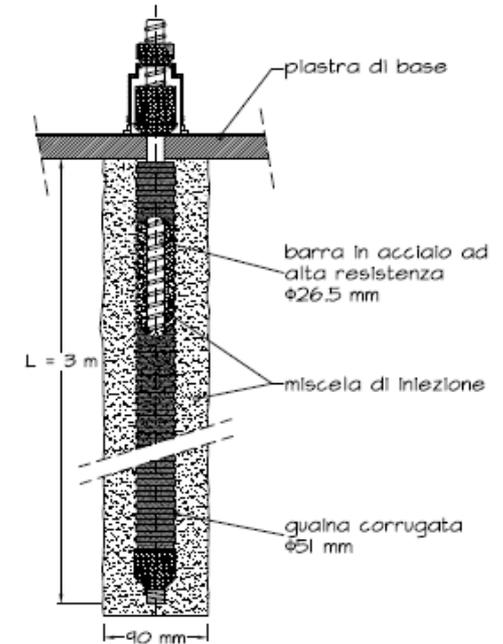




Piastra di base con i tirafondi

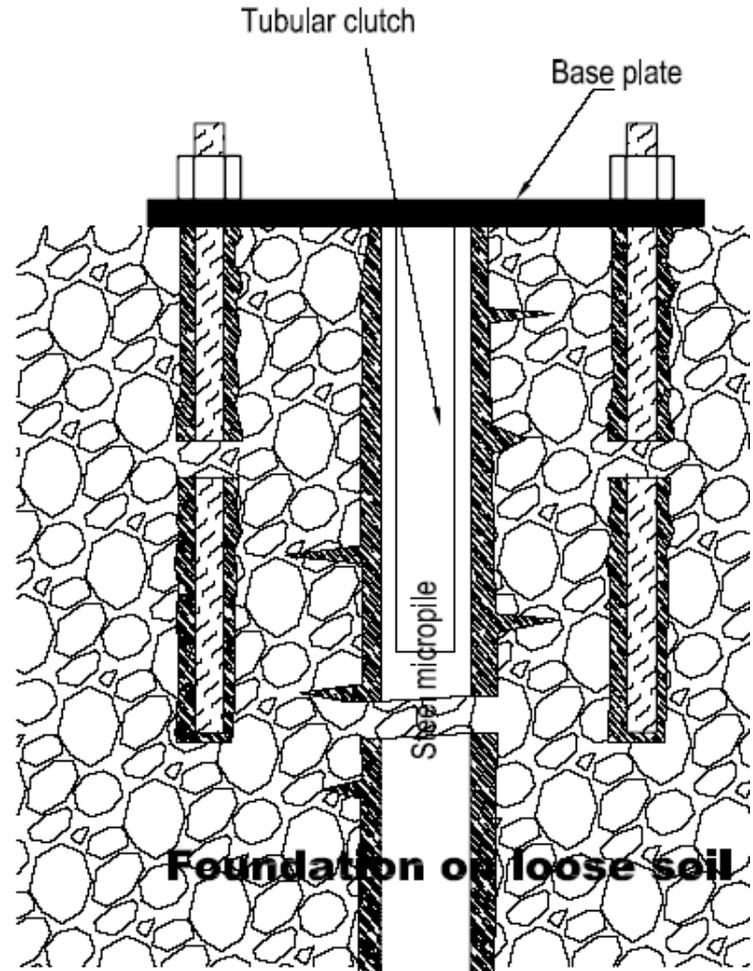
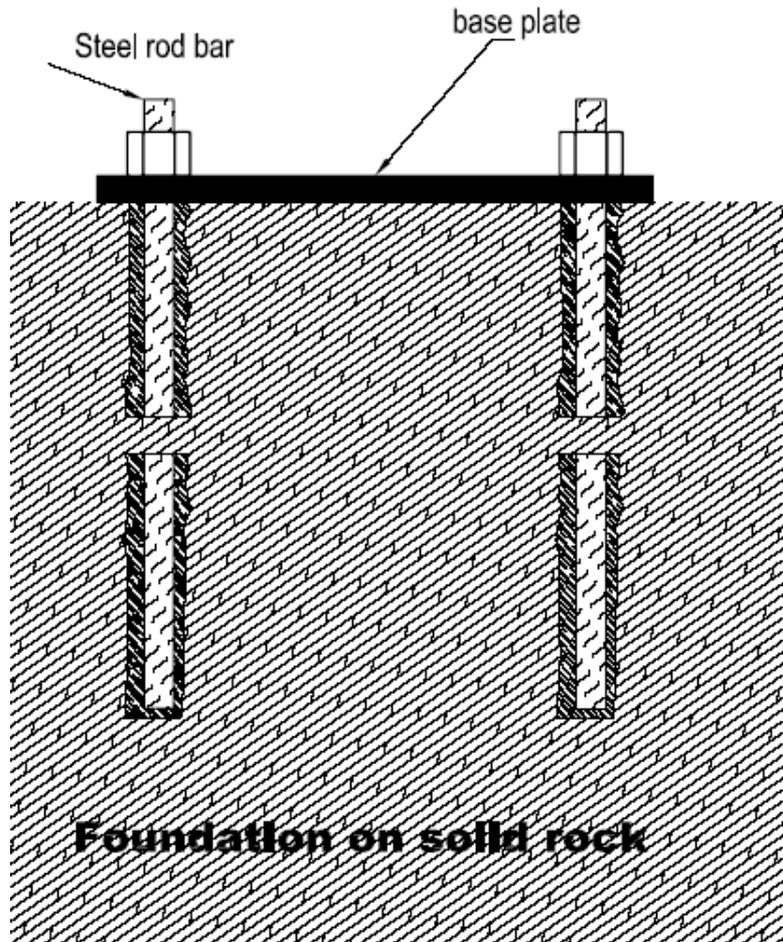


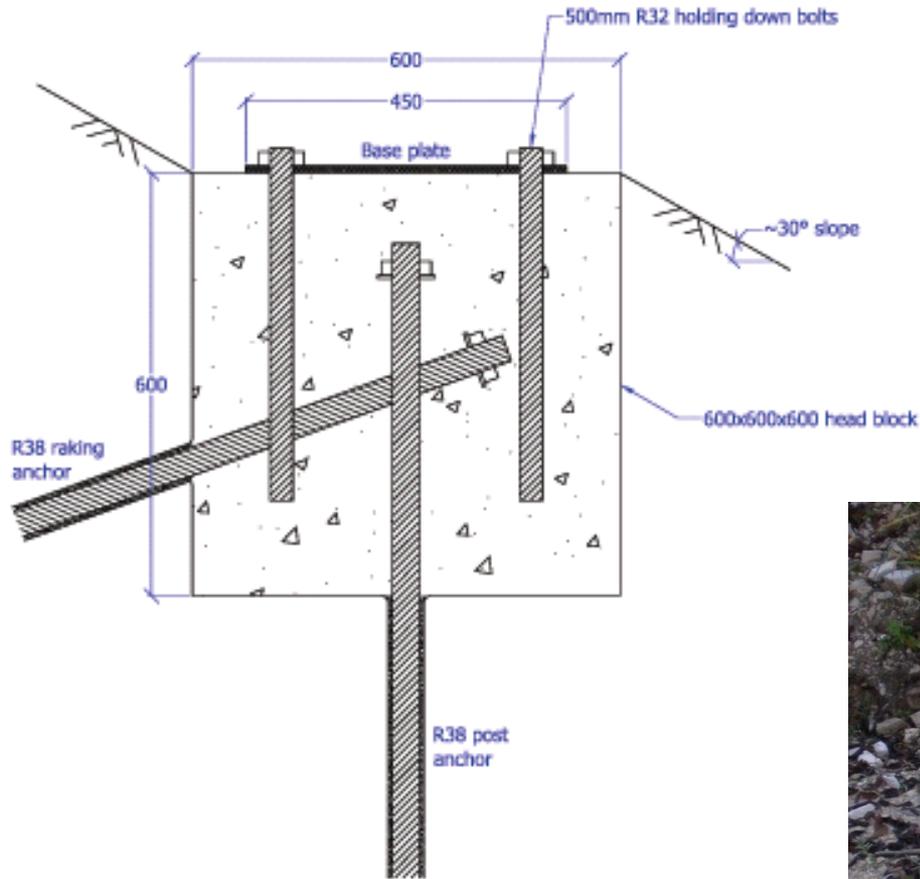
Particolare dei tirafondi

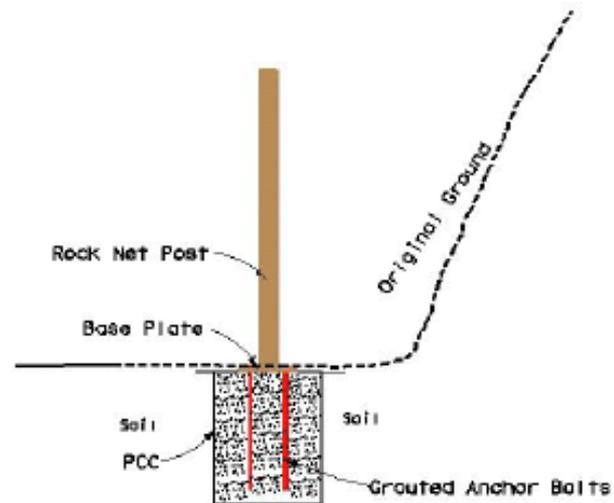
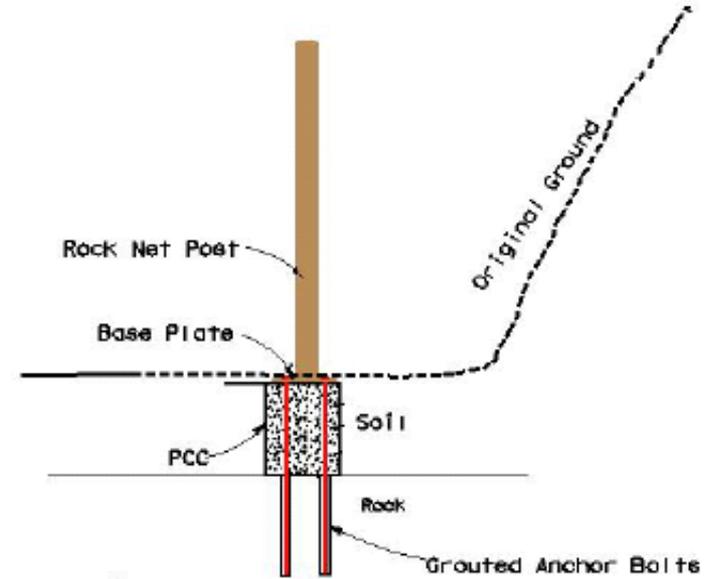
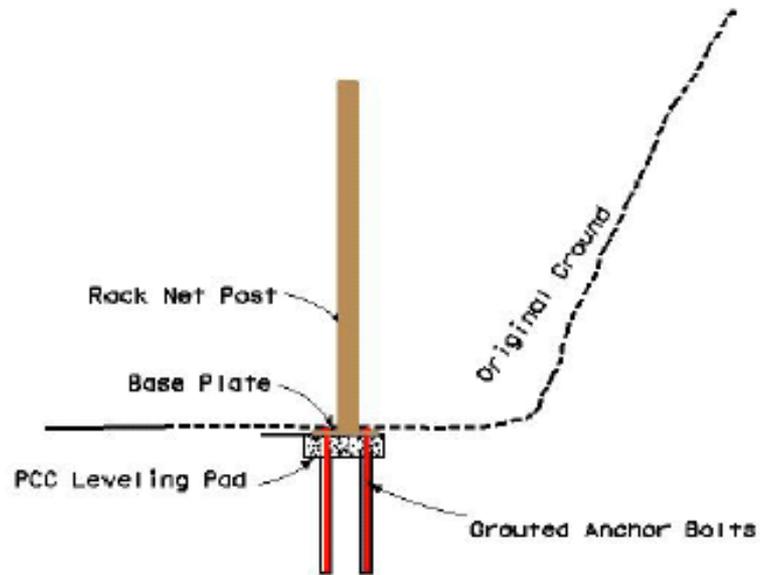


Fondazione dei montanti











Fondazione appoggiata direttamente su roccia di qualità

Realizzata appoggiando direttamente la piastra sulla roccia e collegando la piastra con i tirafondi (in genere quattro) alla roccia.

Il montante trasmette alla fondazione una forza normale N ed una forza tangenziale H

Sul singolo tirafondo agirà una forza di taglio pari a $H/4$ ed una forza normale pari a $N/4$;

Tale forze andranno combinate con gli apposti coefficienti previsti dalla Normativa e diverranno F_{NC} e F_{VC}

Per la forza normale l'approccio è il medesimo di quello visto per gli ancoraggi





Grouting



Installation of the the footplate





Per la forza di taglio, la sollecitazione di taglio massima agente è pari a:

$$\tau = 4F_{cv}/3A_b < f_{vd}$$

Resistenza di calcolo di taglio acciaio $f_{vd} = f_{ys}/\gamma_M \sqrt{3}$

$\gamma_M = 1,05$ acciaio per profilati

$\gamma_M = 1,15$ acciaio per barre e trefoli

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0,5}$$

che deve risultare:

$$\sigma_{id} < f_{yd}$$

f_{yd} ricavata in funzione della tipologia dell'acciaio fornita dalla Normativa vigente.





Fondazione su detrito

In questo caso si elementi di fondazione indiretta (micropali, ancoraggi, etc) collegati al plinto di fondazione, dove la piastra di base della barriera verrà collegata con i tirafondi.

Micropali

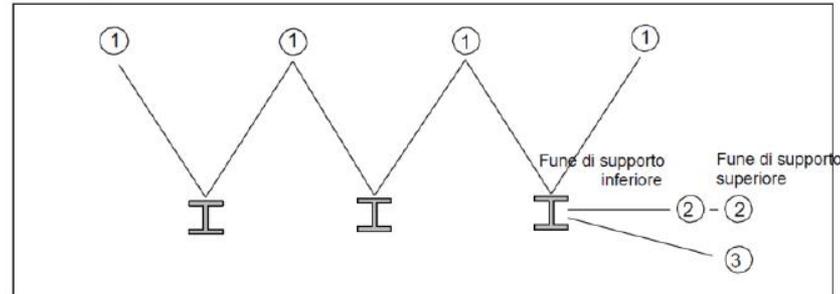
Per il calcolo della capacità portante di un micropalo, deve essere valutato:

- Il carico limite dei micropali iniettati a pressione (semplice e/o ripetute) utilizzando il metodo di Bustamante e Doix (1985);
- la capacità portante per instabilità dell'equilibrio elastico (Timoshenko, 1961);
- la verifica alle forze orizzontali e verifica strutturale della sezione costituente il micropalo;





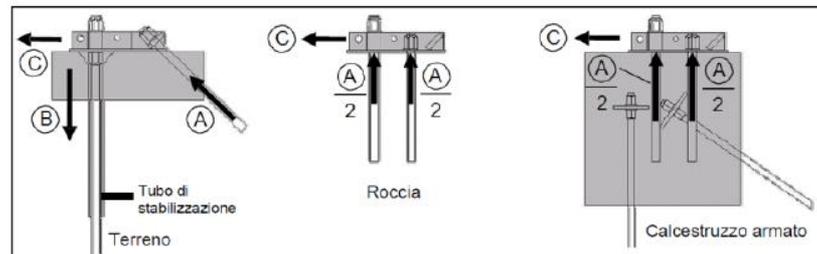
Ancoraggio in fune



No.	Applicazione	Tipo di ancoraggio	Carico di esercizio = Carico di rottura
1	Ancoraggio di monte (funi di controvento)	Type III 18.5 mm	300 kN
2	Ancoraggi laterali (funi di supporto)	Type III 18.5 mm	290 kN
3	Ancoraggi laterali (controventi laterali)	Type III 18.5 mm	150 kN

IMPORTANTE: In caso di utilizzo di ancoraggi in barra con testa flessibile, è necessario prevedere un plinto in calcestruzzo armato per scaricare gli sforzi di taglio..

Ancoraggio della piastra di base



No.	Tipologia di ancoraggio	Tipo di ancoraggio	Working Load = Pull Test Load
A	Ancoraggio a trazione, piastra di base Terreno	GEWI NG 32	120 kN
B	Ancoraggio a compressione, piastra di base Terreno	GEWI NG 32	100 kN
C	Forza parallela alla piastra di base Roccia / Calcestruzzo	GEWI NG 32	190 kN





Carico limite alle forze verticali

Il carico limite a forze verticali, si può quindi esprimere attraverso la relazione:
dove:

$$Q_{lim} = P + S$$

P: carico limite alla punta

S: carico limite laterale

Per quanto riguarda il carico limite laterale S, è ricavato attraverso l'espressione:

$$S = \pi ds s L_s$$

dove:

L_s : lunghezza del bulbo di fondazione;

ds : diametro maggiorato per effetto della tecnologia;

s : resistenza tangenziale all'interfaccia fra zona iniettata e terreno;

Il carico limite alla punta P, determinato in funzione di quella laterale e stimato pari al 10-15% del carico limite laterale S.

Qualora il tratto iniettato del micropalo raggiunga la superficie del terreno si raccomanda che, per i primi 5 m, venga considerato in ogni caso del tipo IGU.

Si raccomanda infine che la lunghezza L_s depurata di tale tratto, sia pari ad almeno 4 m.





Per dimostrare che la fondazione è in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite, deve verificarsi:

$$F_{c,d} \leq R_{c,d}$$

in cui:

$F_{c,d}$ è il carico assiale di progetto, $R_{c,d}$ è la capacità portante di progetto allo stato limite ultimo del micropalo per carichi assiali:

Le verifiche devono essere effettuate con l'approccio:

Approccio 2

A1+M1+R3

In queste espressioni il segno “+” deve essere interpretato come “combinato con”.





L'azione di progetto ($N = F_{c,d}$) applicata al micropalo può esprimersi come:

$$F_{c,d} = \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_Q \cdot Q$$

in cui: $G1$, $G2$ e Q sono rispettivamente le azioni caratteristiche permanenti strutturali, permanenti non strutturali e temporanee variabili.

I coefficienti parziali moltiplicatori dei carichi relativi alla combinazione di carico considerata si ricavano dalla seguente tabella.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti strutturali G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali G_2	Favorevole	γ_{G2}	0	0	0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili Q	Favorevole	γ_Q	0	0	0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3



Il carico limite di progetto Rcd è ricavato come:

$$Rcd = Rsd$$

in cui Rsd è la resistenza laterale di progetto.

Quest'ultima può essere calcolata con l'espressione:

$$Rsd = \pi \cdot ds \cdot Ls \cdot \tau_{sd}$$

in cui:

ds è il diametro della perforazione;

τ_{sd} è il valore di progetto della tensione di adesione malta-terreno;

Ls è la lunghezza di ancoraggio.





I valori delle resistenze di progetto sono ricavati dai valori caratteristici, τ_{sk} , tramite il coefficiente parziale γ_s ; per quest'ultimo si può fare riferimento al valore proposto per i pali, riportato nella tabella di seguito riportata:

$$\tau_{sd} = \tau_{sk} / \gamma_s$$

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^o	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^o da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Il valore caratteristico della resistenza laterale deve essere determinato come:

$$\tau_{sk} = \text{Min} \left\{ \frac{\tau_{s,media}}{\xi_3}, \frac{\tau_{s,minima}}{\xi_4} \right\}$$

In cui i valori ξ_3 e ξ_4 sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate n come riportato nella tab 5





n	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

Tab. 5

Per quel che riguarda i parametri di resistenza medi da introdurre nel calcolo, possono essere assunti gli stessi valori utilizzati nella progettazione tradizionale con i coefficienti globali di sicurezza ricavati dagli abachi di Bustamante e Doix.





capacità portante per instabilità dell'equilibrio elastico (Timoshenko, 1961);

Per quanto riguarda il carico critico relativo ad instabilità di tipo elastico del micropalo, questo può essere espresso attraverso la relazione:

$$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0,5}$$

in cui $\beta = k \cdot D$, viene ad esprimere la reazione laterale per unità di lunghezza e spostamento.

Il valore del coefficiente di sicurezza, viene assunto per questa tipologia di fenomenologia pari a:

$$\eta = P_k / N \quad \text{con } \eta > 10.$$





verifica alle forze orizzontali e verifica strutturale della sezione costituente il micropalo

La verifica alle forze orizzontali del micropalo viene svolta considerando il valore del momento agente in testa, ipotizzando la testa del palo impedita di ruotare:

Verifica dei micropali alle forze orizzontali – condizione limite

Il comportamento del palo singolo sottoposto a forze orizzontali viene analizzato con il metodo di Broms.

Con tale metodo si assume che il comportamento dell'interfaccia palo/terreno sia di tipo rigido–perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume inoltre che la forma della sezione del palo sia influente, e che il valore della pressione p sia determinato solo dalla dimensione d della sezione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento.





Per un terreno coesivo, si assume che la resistenza del terreno sia costante e pari a:

$$p = 9 c_u d$$

a partire da una profondità della testa del palo pari a $1.5d$.

I possibili meccanismi di rottura di pali vincolati in testa sono illustrati in figura, relativamente al caso di palo “corto”, “intermedio” e “lungo”, insieme alle distribuzioni delle reazioni del terreno.

I pali “corti” sono quelli in cui il carico limite dipende esclusivamente dalla resistenza del terreno, mentre il carico limite dei pali “intermedi” e “lunghi” dipende principalmente dal momento di plasticizzazione del palo stesso.

Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a M_y , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura, attraverso le espressioni:



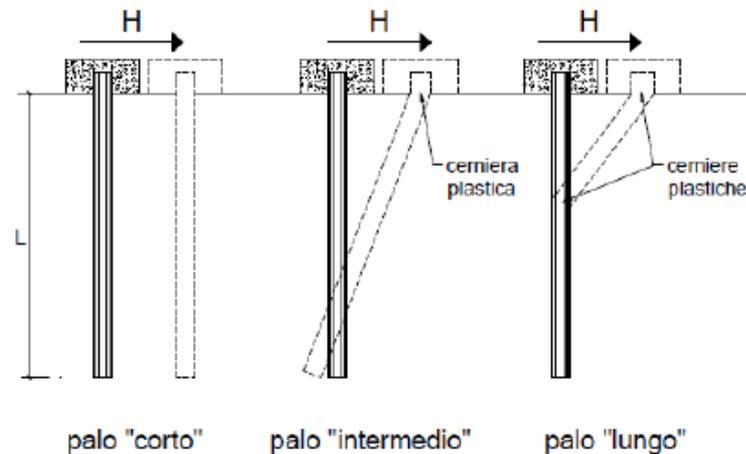


condizioni non-drenate

palo corto
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

palo intermedio
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

palo lungo
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$



Schemi di rottura metodo di Broms





Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 k_p \gamma z d$$

in cui k_p è il coefficiente di spinta passiva;

I possibili meccanismi di rottura di pali vincolati in testa sono illustrati in figura relativamente al caso di palo “corto”, “intermedio” e “lungo”, insieme alle distribuzioni delle reazioni del terreno.

Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a M_y , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura, attraverso le espressioni:





condizioni drenate

palo corto

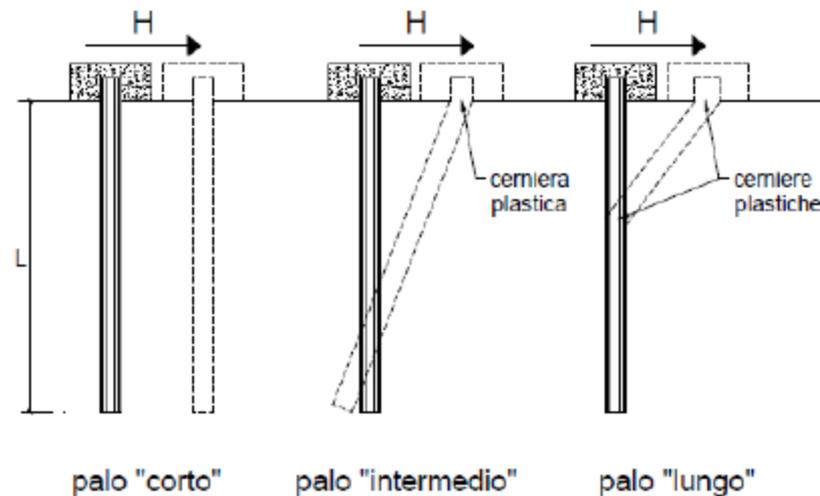
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

palo intermedio

$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

palo lungo

$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$



Schemi di rottura metodo di Broms





Nel caso di calcolo agli stati limite il coefficiente FS è da intendersi come rapporto tra la capacità portante di progetto R_{trd} e l'azione di progetto agente F_{trd} . In tal caso dovendosi verificare:

$$F_{trd} \leq R_{trd},$$

Per la determinazione del valore di progetto, della resistenza dei pali alle forze orizzontali, valgono le indicazioni riportate nella Normativa, e a seconda dell'approccio seguito valgono i corrispondenti coefficienti.

Se come indicato in precedenza vale l'approccio 2 i coefficienti da utilizzare sono di seguito indicati.

Nell'ipotesi che l'armatura del micropalo è costituita da un tubo di armatura \emptyset e spessore s , è possibile ricavare un momento di plasticizzazione pari a:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} f_{yd}$$

Nel caso di calcolo agli stati limite il coefficiente FS è da intendersi come rapporto tra la capacità portante di progetto R_{trd} e l'azione di progetto agente F_{trd} .





Quindi si verifica che $F_{tr,d} \leq R_{tr,d}$, che dimostra come la fondazione sia in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza

Per dimostrare che la fondazione è in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite, deve verificarsi:

$$F_{tr,d} \leq R_{tr,d}$$

in cui:

$F_{tr,d}$ è il carico trasversale di progetto,

$R_{tr,d}$ è la capacità portante di progetto allo stato limite ultimo della palificata per carichi trasversali

Le verifiche devono essere effettuate con l'approccio:

Approccio 2

$$A1+M1+R3$$

In queste espressioni il segno “+” deve essere interpretato come “combinato con”.

Coefficiente parziale (R3)

$$\gamma_T = 1,3$$



Verifica dei micropali alle forze orizzontali – condizione in esercizio

La verifica strutturale alle forze orizzontali del micropalo viene svolta considerando il valore del momento agente in testa, ipotizzando la testa del palo impedita di ruotare:

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$\text{con } b = (k \cdot D / 4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{1/4}$$

Verifica strutturale dei micropali

in modo da poter determinare:

$$s = N / A_{arm} \pm M / W_{arm}$$

e

$$\tau = 2 \cdot T / A_{arm}$$





Con tali sollecitazioni è possibile ricavare la tensione ideale (o equivalente) del criterio di rottura di Von Mises:

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0,5}$$

che deve risultare:

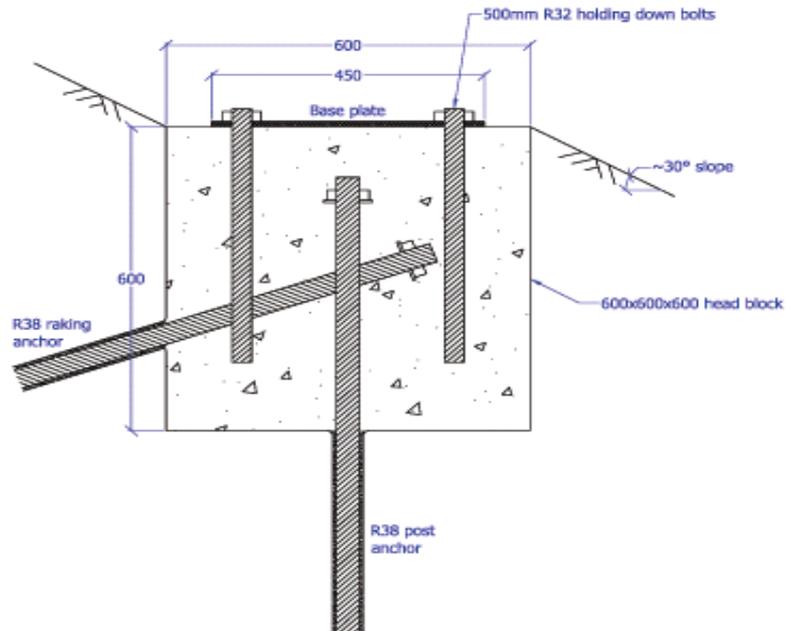
$$\sigma_{id} < f_{yd}$$

f_{yd} ricavata in funzione della tipologia dell'acciaio fornita dalla Normativa vigente.





Esempio calcolo fondazione del montante



RMC 300/A (Prove MEL)

$N_c = 275,55 \text{ kN}$ = massimo carico di compressione alla base del montante

$V_c = 207,63 \text{ kN}$ = massimo carico di taglio alla base del montante



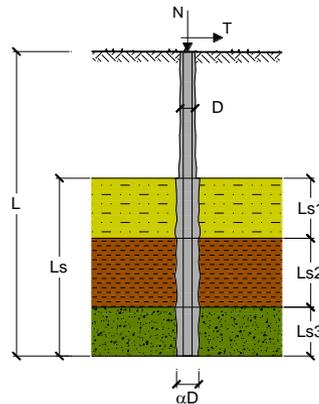
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Montante RMC 300/A

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	0,00	275,55	413,33
T (kN)	0,00	0,00	0,00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,45	1,60	
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1,30	1,50	1,15	1,25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25	
DM88		<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	
definiti dal progettista			<input type="radio"/>	1,10	1,20	1,30	1,30

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_{st}	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,114 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 8,00 (m)

Armatura:

IPE INP HEA HEB HEM Tubi ALTRO

ø88,9 x 6,3

Area dell'armatura (A_{arm}): 1635 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 1,402E+06 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 31.549 (mm³)

Tipo di acciaio: S 355 (Fe S10)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1,05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{am}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210.000 (N/mm²)



Anas SpA Societa' con Socio Unico
 Cap. Soc. € 2.269.892.000,00 - Iscr. R.E.A. 1024951 - P.IVA 02133681003 - C.F. 80208450587
 Sede Legale: Via Monzambano, 10 - 00185 Roma - Tel. 06 44461 - Fax 06 4456224
 Sede Compartimentale: Corso G. Matteotti, 8 - 10121 Torino - Tel. 011 573911 - Fax 011 5162982

Compartimento della Viabilita' per il Piemonte

Coefficiente di Reazione Laterale:Coeff. di Winkler (k): 20,0 (MN/m³)**CAPACITA' PORTANTE ESTERNA****Capacità portante di fusto**

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Detrito	2,00	1,00	0,11	0,000	0,000	0,000	0,00
AR	5,00	1,00	0,11	0,500	0,500	0,256	457,98
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

$$Ls = 7,00 \text{ (m)} \quad Ql = 457,98 \text{ (kN)}$$

Capacità portante di punta $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$$\% \text{ Punta} = 15\% \quad Qp = 68,70 \text{ (kN)}$$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO**COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

$$Qlim = Qb + Ql \quad Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$$Qlim = 526,68 \text{ (kN)} \quad Fs = 1,27$$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICOReaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 1,78 (N/mm²)

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5} \quad \eta = Pk / N \text{ (consigliato } \eta > 10)$$

$$Pk = 1447,22 \text{ (MN)} \quad \eta = 3,50$$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALIMomento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = 4 \sqrt{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 1,180 \text{ (1/m)}$$

Momento Massimo (M):

$$M = 0,00 \text{ (kN m)}$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$$\sigma_{max} = 252,83 \text{ (N/mm}^2) \quad \sigma_{min} = 252,83 \text{ (N/mm}^2)$$

$$\tau = 0,00 \text{ (N/mm}^2)$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$$\sigma_{id} = 252,83 \text{ (N/mm}^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$



Anas SpA Società con Socio Unico
 Cap. Soc. € 2.269.892.000,00 - Iscr. R.E.A. 1024951 - P.IVA 02133681003 - C.F. 80208450587
 Sede Legale: Via Monzambano, 10 - 00185 Roma - Tel. 06 44461 - Fax 06 4456224
 Sede Compartimentale: Corso G. Matteotti, 8 - 10121 Torino - Tel. 011 573911 - Fax 011 5162982

Compartimento della Viabilità per il Piemonte

TIRANTI DI ANCORAGGIO

LAVORO: Ancoraggio Montante RMC 300/A

DATI DI INPUT:

Terreno: **AR**

Tirante tipo: **Tube 76,1 mm s = 5 mm**

Diametro trefolo: $d_{tre} =$ **76,1** (mm)

Numero trefoli: $n =$ **1**

Area singolo trefolo A_t : **1117** (mm²)

Area complessiva dell'acciaio ($A = n \cdot A_t$): **1117** (mm²)

Diametro equivalente dei trefoli $Deq = (A \cdot 4 / \pi)^{0.5}$ $Deq =$ **37,71** (mm)

Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{pk}) **355** (Mpa)

Tensione caratt. all'1% di deformazione dell'acciaio ($f_{p(1\%)}$) **355** (Mpa)

Adesione malta-acciaio e malta-corrugato: $\tau_{cls} =$ **0,29** (Mpa)

coefficienti parziali		Azioni		Resistenza
		permanenti	variabili	
Metodo di calcolo		γ_G	γ_Q	γ_a
Stato limite ultimo permanenti	●	1,30	1,50	1,20
Stato limite ultimo temporanei	○	1,30	1,50	1,10
Tensioni ammissibili (permanenti)	○	1,00	1,00	2,50
Tensioni ammissibili (temporanei)	○	1,00	1,00	2,00
definiti dal progettista	○	1,10	1,20	1,30

n	1	2	3	4	≥5	T.A.	altro
ξ_s	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60	1,00	1,27
ξ_t	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55	1,00	1,12

N_G Azione permanente sul tirante: **0** kN

N_Q Azione variabile sul tirante: **207,63** kN

N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$): **311,445** kN

Aderenza Malta -Terreno $L = N_t / (D_s \cdot \pi \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione = **114** (mm)

α (-) Coeff. moltiplicativo = **1**

D_s (cm) Diametro di calcolo ($D_s = \alpha \cdot D$) = **114** (mm)

$s_{k, med}$ (MPa) tensione unitaria media di adesione malta - terreno = **0,50** (Mpa)

$s_{k, min}$ (MPa) tensione unitaria minima di adesione malta - terreno = **0,50** (Mpa)

s_d (MPa) tensione unitaria di progetto adesione malta - terreno = **0,23** (Mpa)

$s_d = \text{Min}(s_{med} / \xi_s \cdot \gamma_s ; s_{min} / \xi_t \cdot \gamma_s)$

L1 = **3,76** (m)



Anas SpA Societa' con Socio Unico
 Cap. Soc. € 2.269.892.000,00 - Iscr. R.E.A. 1024951 - P.IVA 02133681003 - C.F. 80208450587
 Sede Legale: Via Monzambano, 10 - 00185 Roma - Tel. 06 44461 - Fax 06 4456224
 Sede Compartmentale: Corso G. Matteotti, 8 - 10121 Torino - Tel. 011 573911 - Fax 011 5162982

Compartimento della 'Viabilita' per il Piemonte

Aderenza Malta - Corrugato $L = Nt / (Dcorr \cdot \pi \cdot \tau cis)$

Dcorr Diametro del corrugato = 100 (mm)

L2 = 3,48 (m)

Aderenza Acciaio - Malta $L = Nt / (d \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \pi \cdot \tau cis)$

d (cm) somma dei diametri dei fili, trefoli, barre, contenuti in una unica guaina

d = n * dre : 76,1

 γ coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici, e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi $\gamma = 2$ Tabella 1 - Valori di γ per diversi tipi di tirante

TIPOLOGIA	γ
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1,3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
fili lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1,7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2,5

 δ = coefficiente correttivo dipendente dal numero dei tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina di perforazione $\delta = 0,81$ Tabella 2 - valori di δ per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio

n	1	2	3	4	5	6
δ	1	0,89	0,81	0,72	0,63	0,55

n	7	8	9	10	11	12
δ	0,48	0,42	0,36	0,32	0,28	0,24

n.b.: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione

Tabella 3 - valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina o perforazione

n	1	2	3	4
δ	1	0,8	0,6	0,5

Per più di quattro elementi in una sola perforazione o guaina, assumere il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri.

L3 = 2,82 (m)

L lunghezza della fondazione (bulbo) $L = \max(L1, L2, L3) = 3,76$ (m)**Verifica a trazione dell'armatura** $N_k = N_G + N_Q = 207,63$ (kN)UNI EN 1537 $N_k \leq 0,65 \cdot f_{pk} \cdot n \cdot A_t = 257,75$ (kN)AICAP $N_k \leq 0,6 \cdot f_{p(1)k} \cdot n \cdot A_t = 237,92$ (kN)



Anas SpA Società con Socio Unico
Cap. Soc. € 2.269.892.000,00 - Iscr. R.E.A. 1024951 - P.IVA 02133681003 - C.F. 80208450587
Sede Legale: Via Monzambano, 10 - 00185 Roma - Tel. 06 44461 - Fax 06 4456224
Sede Compartmentale: Corso G. Matteotti, 8 - 10121 Torino - Tel. 011 5739111 - Fax 011 5162982

Compartimento della Viabilità per il Piemonte

Modalità Esecutive





Operazioni necessarie per l'esecuzione di ancoraggi

- Perforazione
- Inserimento dell'ancoraggio
- Iniezione

In relazione alle tipologie di sottosuolo

- Roccia
- Detrito
- Detrito su roccia

Attrezzature Impiegate

Leggere e facilmente movimentabili per i necessari spostamenti su versante, adatte alla tipologia di sottosuolo.

Qualora necessario si può ricorrere all'impiego di elicottero





Perforazione

Le perforazioni fino al diametro di 42 millimetri sono di norma eseguite con perforatrici portatili, fissate in corda per raggiungere le zone più inaccessibili, mentre i fori più grandi fino a 90 e più millimetri sono eseguiti con un'unità di perforazione a martello fondo-foro installata su un'apposita slitta che permette il facile posizionamento per un successivo sicuro ancoraggio in parete, anche verticale.





Perforazione

Macchine

Azionamento: di tipo idraulico/pneumatico

Modalità di perforazione:

- Roto-percussione
- Percussione

Tipologia: su slitta

L'eccessivo logorio degli utensili di perforazione comporta un costo molto elevato





Perforazione - Problemi

Scelta del fluido di perforazione

Funzione:

- trasporto dei detriti
- lubrificare l'utensile di perforazione

I fluidi normalmente usati sono:

- aria
- acqua

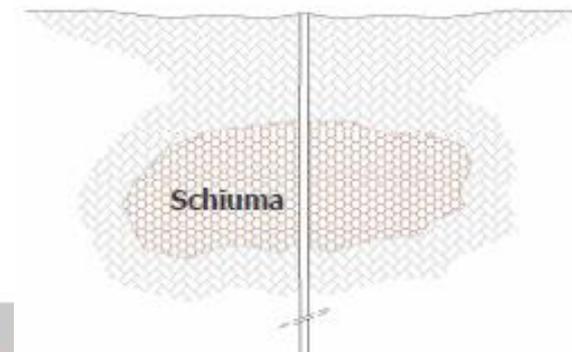
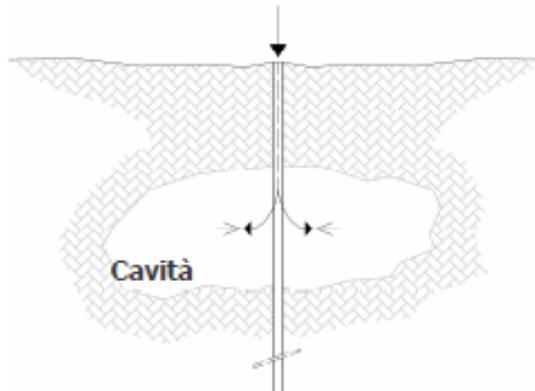


Perforazione - Problemi



Roccia sana: polveri in sospensione durante la perforazione

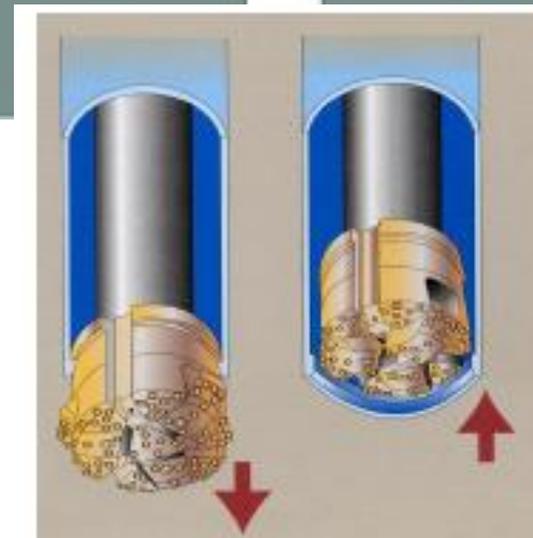
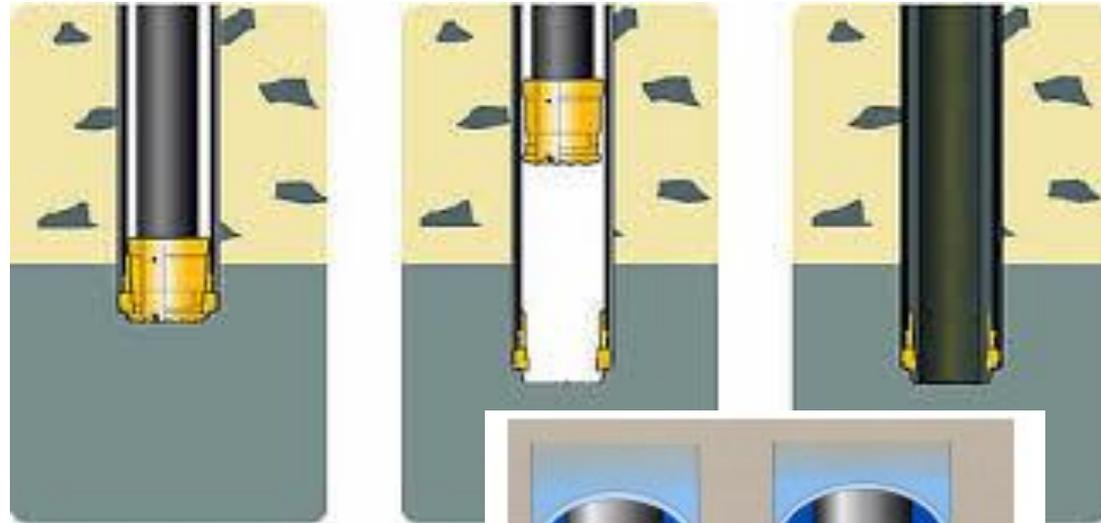
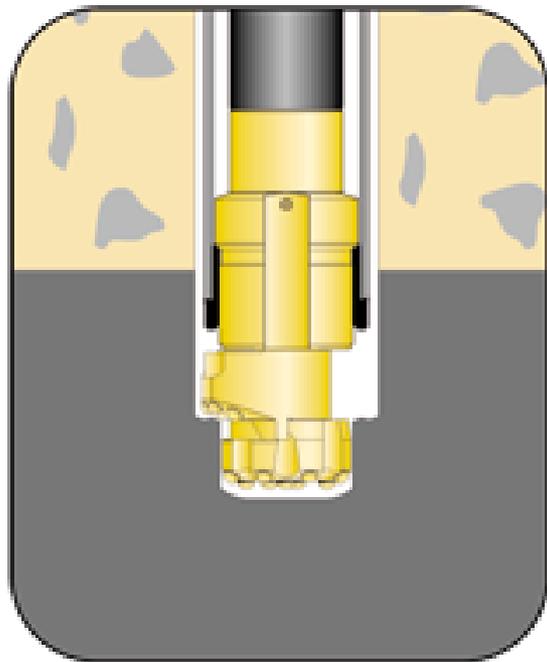
Cavità: doppia perforazione da riempire con iniezione o schiume intasanti (tipo FOAM, BASF, MEYCO, etc.) e poi perforare con diametro da progetto





Perforazione

- **ODEX**
- **SIMMETRIX**
- **SUPERJAWS**



**Drilling
Position**

**Retract
Position**





Perforazione

Rivestimento non a perdere ed inserimento tubo microforato per successiva iniezione



Rivestimento a perdere (solo a percussione – Talpa) tubo finestrato per successiva iniezione





iniezione

Proprietà miscela cementizia :

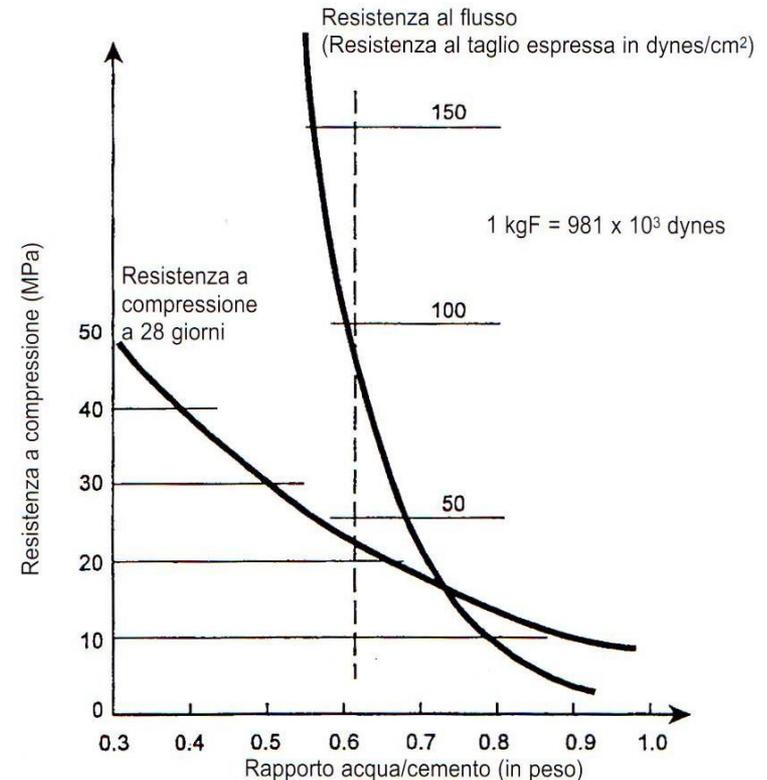
- Fluidità, facilmente pompabile ed iniettabile
- Elevata resistenza e stabilità
- Durabilità

Composizione delle miscele cementizie :

- Acqua
- Cemento
- Additivi (fluidificanti)

Rapporto W/C = 0.4 ÷ 0.5
(UNI EN 14199: C/W ≤ 0,55)

Resistenze a compressione
Rck = 28 ÷ 35 MPa





iniezione

MODALITA' DI INIEZIONE

Da impianto a terra

Da elicottero





Impianto di iniezione

Si inserisce nel

mescolatore ad elevata turbolenza

il volume d'acqua misurato, seguito dal cemento un $t \geq 2$ min

Nella vasca di agitazione

la miscela è mantenuta in continuo lento movimento prima di essere iniettata nell'ancoraggio mediante

Iniettore



La miscela si inietta entro un determinato massimo tempo ($t \leq 1$ h) dal momento della miscelazione determinato sulla base di prove in sito





Iniezione





Iniezione da elicottero a gravità



Caricamento della benna con la miscela di iniezione



Trasporto della benna con la miscela di iniezione



Iniezione nel perforo





Iniezione per tipologie di sottosuolo

Iniezione in roccia

Tubo plastico
per iniezione da
fondo foro ($\phi 20$)



Iniezione in detrito con pezzatura minuta



Tubo
microforato



Dove il foro non si autosostiene, con reticella a sostegno della parete del foro, iniezione a fondo foro





Iniezione

Iniezione in detrito con pezzatura grossolana

Se il foro non si autosostiene: doppia perforazione

Se ci sono cavità





Anas SpA Società con Socio Unico
Cap. Soc. € 2.269.892.000,00 - Iscr. R.E.A. 1024951 - P.IVA 02133681003 - C.F. 80208450587
Sede Legale: Via Monzambano, 10 - 00185 Roma - Tel. 06 44461 - Fax 06 4456224
Sede Compartmentale: Corso G. Matteotti, 8 - 10121 Torino - Tel. 011 573911 - Fax 011 5162982

Compartimento della Viabilità per il Piemonte

Controlli





Trefoli tipo c.a.p. e barre in acciaio ad aderenza migliorata o tipo Dywidag (o simili)

I trefoli e le barre, che dovranno provenire da fornitore qualificato, dovranno risultare conformi alle specifiche riportate nel Capitolato.

Il fornitore dovrà allegare per ogni lotto di fornitura la documentazione prescritta per i trefoli e per la qualificazione degli acciai di armatura.

In assenza di tali certificazioni il materiale non potrà essere posto in opera.

La DL potrà effettuare saggi e prove a sua discrezione sui materiali impiegati, il tutto a cura dell'Appaltatore.

Apparecchi di testata: Dispositivi di bloccaggio e bulloni

Il fornitore, dovrà emettere per ogni lotto di fornitura le necessarie certificazioni attestanti la conformità alla normativa vigente.

I materiali sprovvisti dei suddetti certificati non potranno essere posti in opera.

La DL potrà effettuare saggi e prove a sua discrezione sui materiali impiegati, il tutto a cura dell'Appaltatore.





Prove sull'aggressività dell'ambiente

Allo scopo di poter definire le caratteristiche del cemento, costituente le miscele, si dovrà accertare della reale aggressività fisico-chimica del terreno sul quale si eseguiranno gli ancoraggi.

Le prove, che saranno condotte da un laboratorio di cantiere consisteranno nella misura dei seguenti valori:

- valore di pH < 6
- grado idrotimetrico dell'acqua del terreno o di falda < 3 ° F
- contenuto in CO₂ disciolta > 30 mg/l
- contenuto in NH₄ > 30 mg/l
- contenuto in Mg + + > 300 mg/l
- contenuto in SO₄ - - > 600 mg/l

(oppure > di 6000 mg/kg di terreno sciolto)

Gli esiti delle prove saranno comunque comunicati alla DL per conoscenza.

L'ambiente verrà considerato aggressivo nei riguardi del cemento, se è verificata una sola delle condizioni precedentemente riportate.





Miscele cementizie

Preparazione dei provini e prove sulle miscele cementizie

Si dovranno eseguire, eventualmente in presenza della DL gli impasti di prova della miscela cementizia, secondo le indicazioni previste in progetto.

Verranno effettuati 3 impasti di prova consecutivi, dai quali verranno confezionati n.8 cubetti, per ognuno di essi, da sottoporre alle seguenti prove:

- n. 1 per determinazione del peso specifico
- n. 1 per determinazione della viscosità Marsch
- n. 1 per prova di decantazione a 24 ore
- n. 1 per misurazione del tempo di presa
- n. 2 per prova di resistenza a compressione a rottura
- n. 1 di riserva
- Resistenza a compressione a 7 giorni e $20\text{ °C} \pm 1 \geq 15\text{ MPa}$
- Peso specifico $p \geq 90\%$ del peso spec. Teorico

Acqua separata per decantazione: max 2% in volume, dopo che la miscela è mantenuta a riposo per tre ore e deve essere completamente riassorbita nelle 24 ore successive. La prova viene eseguita versando 300 ml di miscela in un cilindro di 56 mm di diametro e 140 mm di altezza.

Fluidità: si controlla mediante il cono di Marsh (diametro ugello: 13 mm) dove il tempo di percolamento deve essere compreso tra 10 – 30 sec.





Controlli sulle miscele cementizie

In sede di posa in opera si dovranno effettuare le seguenti attività:

prelievo dei campioni, per ogni lotto di miscela preparata per le prove di compressione monoassiale.

Correlazione tra il lotto, identificato dalla sua certificazione accompagnatoria e dai provini prelevati per le prove, e il numero identificativo degli ancoraggi per cui è impiegato.

Verifica della fluidità ad ogni impasto, tale valore si potrà scostare al massimo di ± 5 secondi da quello misurato sulla miscela iniziale.

Essudazione, all'inizio di ogni giornata lavorativa e comunque ogni 50 ancoraggi.

Iniezione di miscele cementizie per cementazione di 1a fase

Si dovrà verificare che avvenga il riempimento del foro, dell'eventuale sacco otturatore e del bulbo interno per tiranti definitivi.

Iniezione selettive a pressioni e volume controllati di miscele cementizie

Verificare che la pressione di apertura della valvola del tubo iniettore non superi i 60 bar.

Controllare che venga raggiunta in ogni iniezione la pressione di rifiuto.

Controllare che la pressione sia tale da non superare quella di "claquage" del terreno.





Controlli in fase di realizzazione

Controlli preliminari

Prima dell'inizio della posa in opera dei micropali l'APPALTATORE deve consegnare alla DIREZIONE LAVORI una documentazione che contenga, oltre a quanto previsto al corrispondente punto del presente Capitolato, anche:

- rilievi stratigrafici del terreno;
- una relazione con la quale, in base alle caratteristiche stratigrafiche del terreno attraversato si specifichino le modalità di perforazione ritenute più adatte;
- l'elenco e la specifica tecnica delle attrezzature da impiegare;
- i risultati di eventuali prove preliminari di perforazione eseguite con le stesse modalità ed attrezzature proposte;
- effettuazione di campo prove per taratura dei parametri geotecnici assunti a base del progetto, ove richiesto dal progettista e concordati con la DIREZIONE LAVORI.

La DIREZIONE LAVORI potrà chiedere prove integrative o modifiche alla suddetta proposta operativa.





Controlli in fase di realizzazione

- a) Micropali cementati mediante iniezioni multiple selettive Il DIRETTORE DEI LAVORI annoterà su idoneo certificato, l'esito dei seguenti controlli:
- verifica che le apparecchiature di perforazione e di circolazione del fluido perforante siano quelle specificate nella presentazione fatta alla DIREZIONE LAVORI e che lavorino nelle condizioni previste ai corrispondenti punti.
 - controllo della pulizia del foro e del corretto posizionamento dell'armatura valvolata per l'iniezione, sia per quanto riguarda la sua centratura che per quanto riguarda il raggiungimento della profondità di progetto;
 - verifica delle caratteristiche della miscela, mediante prove;
 - verifica della immediata formatura della guaina cementizia subito dopo la immissione dell'armatura;
 - verifica del tempo minimo di stagionatura della guaina (12 - 24 ore);
 - verifica della pressione massima e delle portate d'iniezione;
 - verifica dei volumi d'iniezione e della pressione di rifiuto, prescritta dal progetto.





Controlli in corso d'opera

Controlli preliminari alla posa in opera

Prima di procedere alla posa in opera l'APPALTATORE dovrà sottoporre alla DIREZIONE LAVORI :

- il programma di esecuzione delle opere, per concordare con la DIREZIONE LAVORI la scelta dei pali che necessitano di una specifica preparazione del palo.
- l'elenco e la specifica delle apparecchiature da utilizzare.
- si verificherà che sia stato predisposto il trasporto dei materiali di risulta presso le discariche previste.
- una dichiarazione che è stata verificata l'area in cui debbono essere eseguiti i pali ed è stata riscontrata priva di impedimenti alla esecuzione degli stessi o, in caso contrario, una relazione sulle misure e provvedimenti presi.
- una planimetria con la posizione dei pali da eseguire e un loro codice identificativo.
- il tracciamento sul terreno degli assi dei pali in conformità alla planimetria presentata.





a) Micropali cementati mediante iniezioni multiple selettive

Il Direttore dei Lavori, annoterà sul certificato l'esito dei seguenti controlli:

- verifica che le apparecchiature di perforazione e di circolazione del fluido perforante siano quelle specificate nella presentazione fatta alla DIREZIONE LAVORI e che lavorino nelle condizioni previste ai vedi punti corrispondenti.
- controllo della pulizia del foro e del corretto posizionamento dell'armatura valvolata per l'iniezione, sia per quanto riguarda la sua centratura che per quanto riguarda il raggiungimento della profondità di progetto;
- verifica delle caratteristiche della miscela, mediante prove;
- verifica della immediata formatura della guaina cementizia subito dopo la immissione dell'armatura;
- verifica del tempo minimo di stagionatura della guaina (12 - 24 ore);
- verifica della pressione massima e delle portate d'iniezione, vedi punto corrispondente;
- verifica dei volumi d'iniezione e della pressione di rifiuto, prescritta dal progetto.

A valle delle operazioni di getto il Direttore dei Lavori dovrà redigere, per ogni micropalo, una scheda che contenga le seguenti informazioni:

- dati identificativi del palo rispetto alle planimetrie citate, con la data del getto;
- riferimenti alla qualifica dell'attrezzatura utilizzata e modalità di esecuzione della perforazione (utensile, fluido, rivestimento);
- lunghezza della perforazione;
- caratteristiche dell'armatura;
- volume dell'iniezione di guaina;
- tabella delle iniezioni selettive con l'indicazione per ogni valvola e per ogni fase di:
 - data
 - pressione di apertura,
 - volumi di assorbimento,
 - pressioni raggiunte.
- caratteristiche della miscela utilizzata come:
 - composizione,
 - peso specifico,
 - viscosità MARSH,
 - rendimento volumetrico o decantazione,
- dati di identificazione dei campioni del calcestruzzo prelevati per le successive prove di rottura a compressione.





a) Micropali cementati mediante iniezioni multiple selettive

Il Direttore dei Lavori, annoterà sul certificato l'esito dei seguenti controlli:

- verifica che le apparecchiature di perforazione e di circolazione del fluido perforante siano quelle specificate nella presentazione fatta alla DIREZIONE LAVORI e che lavorino nelle condizioni previste ai vedi punti corrispondenti.
- controllo della pulizia del foro e del corretto posizionamento dell'armatura valvolata per l'iniezione, sia per quanto riguarda la sua centratura che per quanto riguarda il raggiungimento della profondità di progetto;
- verifica delle caratteristiche della miscela, mediante prove;
- verifica della immediata formatura della guaina cementizia subito dopo la immissione dell'armatura;
- verifica del tempo minimo di stagionatura della guaina (12 - 24 ore);
- verifica della pressione massima e delle portate d'iniezione, vedi punto corrispondente;
- verifica dei volumi d'iniezione e della pressione di rifiuto, prescritta dal progetto.

A valle delle operazioni di getto il Direttore dei Lavori dovrà redigere, per ogni micropalo, una scheda che contenga le seguenti informazioni:

- dati identificativi del palo rispetto alle planimetrie citate, con la data del getto;
- riferimenti alla qualifica dell'attrezzatura utilizzata e modalità di esecuzione della perforazione (utensile, fluido, rivestimento);
- lunghezza della perforazione;
- caratteristiche dell'armatura;
- volume dell'iniezione di guaina;
- tabella delle iniezioni selettive con l'indicazione per ogni valvola e per ogni fase di:
 - data
 - pressione di apertura,
 - volumi di assorbimento,
 - pressioni raggiunte.
- caratteristiche della miscela utilizzata come:
 - composizione,
 - peso specifico,
 - viscosità MARSH,
 - rendimento volumetrico o decantazione,
- dati di identificazione dei campioni del calcestruzzo prelevati per le successive prove di rottura a compressione.





Anche per questo tipo di micropali, a valle delle operazioni di getto il Direttore dei Lavori, dovrà redigere, per ogni micropalo, una scheda che contenga le seguenti informazioni:

- dati identificativi del palo rispetto alle planimetrie citate, con la data del getto;
- riferimenti al verbale relativo all'attrezzatura utilizzata e modalità di esecuzione della perforazione (utensile, fluido, rivestimento);
- lunghezza della perforazione;
- caratteristiche dell'armatura;
- volume iniettato;
- caratteristiche della miscela utilizzata come:
 - composizione,
 - peso specifico,
 - viscosità MARSH,
 - rendimento volumetrico o decantazione,
- dati di identificazione dei campioni del calcestruzzo prelevati per le successive prove di rottura a compressione.





Tipologia e frequenza delle prove per la miscela di iniezione

Per ogni lotto, costituito da un medesimo impasto di miscela di iniezione, dovranno essere effettuate le seguenti prove:

- · composizione
- · peso specifico,
- · viscosità MARSH,
- · rendimento volumetrico o decantazione,
- · resistenza a compressione.

Le prove dovranno essere effettuate sul posto o in un laboratorio qualificato dall'APPALTATORE e approvato dalla DIREZIONE LAVORI, o in un Laboratorio Ufficiale, i certificati dovranno essere allegati al dossier di qualifica dell'opera.





Anas SpA Società con Socio Unico
Cap. Soc. € 2.269.892.000,00 - Iscr. R.E.A. 1024951 - P.IVA 02133681003 - C.F. 80208450587
Sede Legale: Via Monzambano, 10 - 00185 Roma - Tel. 06 44461 - Fax 06 4456224
Sede Compartimentale: Corso G. Matteotti, 8 - 10121 Torino - Tel. 011 5739111 - Fax 011 5162982

Compartimento della Viabilità per il Piemonte

Collaudo





NTC 2008

Le prove di verifica, da effettuarsi su tutti gli ancoraggi, consistono in un ciclo semplice di carico e scarico; in questo ciclo il tirante viene sottoposto ad una forza pari a 1,2 volte quella massima prevista in esercizio, verificando che gli allungamenti misurati siano nei limiti previsti in progetto e/o compatibili con le misure sugli ancoraggi preliminari di prova.

AICAP-AGI 2012

Il collaudo di un ancoraggio si esegue tramite la prova di accettazione.

Si definisce prova di accettazione di un ancoraggio la prova di tesatura non distruttiva per il controllo finale del dispositivo posto in opera.

La prova consiste in un ciclo semplice di carico e scarico dell'ancoraggio realizzato secondo una delle due modalità riportate al § 8.2.

La prova di accettazione deve essere effettuata su tutti gli ancoraggi prima o al momento della loro utilizzazione, comunque dopo che sia trascorso il tempo necessario alla maturazione della miscela utilizzata per realizzare la fondazione e quello occorrente, nel caso di terreni a grana fine sensitivi, per consentire al terreno di recuperare le proprietà meccaniche originali alterate nel corso delle operazioni di realizzazione dell'ancoraggio.

La prova di accettazione si esegue per:

- verificare che ogni ancoraggio sia idoneo a sopportare il carico massimo di prova
- verificare che, al massimo carico di prova, il valore degli allungamenti ΔL o del rapporto di creep α risultino contenuti entro i limiti previsti
- determinare la lunghezza libera apparente L_{app} dell'ancoraggio.





8.2.1 Metodo 1 - a carico costante

L'ancoraggio viene tesato, a partire da una forza di allineamento P_{as} , usualmente pari al valore minimo tra 50 kN e il 10% di P_c , fino al valore della forza di collaudo P_c in almeno 5 incrementi di carico con sosta, a ciascun incremento, per il solo tempo necessario alla misura del corrispondente allungamento (Fig. 8.1).

La velocità di applicazione del carico, così come quella di scarico, dovrà essere inferiore a 10 kN al minuto. La prova può essere condotta secondo la procedura indicata in Tabella 8.1 per i diversi tipi di terreno di fondazione dell'ancoraggio.

Al massimo carico di prova P_c il tiro viene mantenuto costante per un periodo di tempo Δt pari a 5 o 15 minuti, in funzione del tipo di terreno, misurando gli allungamenti dell'ancoraggio ai seguenti tempi:

1 → 2 → 3 → 5 → 10 → 15 minuti

Qualora l'allungamento, al carico di prova, risultasse superiore a quello previsto per l'accettazione, il tempo di osservazione viene prolungato fino a poter determinare il corrispondente valore del rapporto di creep α :

- per ancoraggi in roccia o in terreni incoerenti almeno 30 minuti con lettura dell'allungamento a 5, 10, 20, 30 minuti
- per ancoraggi in terreni a grana fine almeno 60 minuti con misura dell'allungamento a 15, 30, 45 e 60 minuti.





Tab. 8.1 - Procedura di carico per la prova di accettazione

Fase di carico	Carico di prova	Durata minima del carico (min)	
		Rocce o terreni incoerenti	Terreni a grana fine
1	0,40 P_c	1	1
2	0,55 P_c	1	1
3	0,70 P_c	1	1
4	0,85 P_c	1	1
5	P_c	5	15

Al termine del periodo di osservazione al carico di prova P_c , dopo aver rilevato l'incremento di allungamento a tale carico (ΔL_{P_c}) (Fig. 8.1), l'ancoraggio viene scaricato al valore della forza di allineamento P_a in almeno tre fasi, con sosta ad ogni fase per il tempo necessario a rilevare il relativo allungamento.



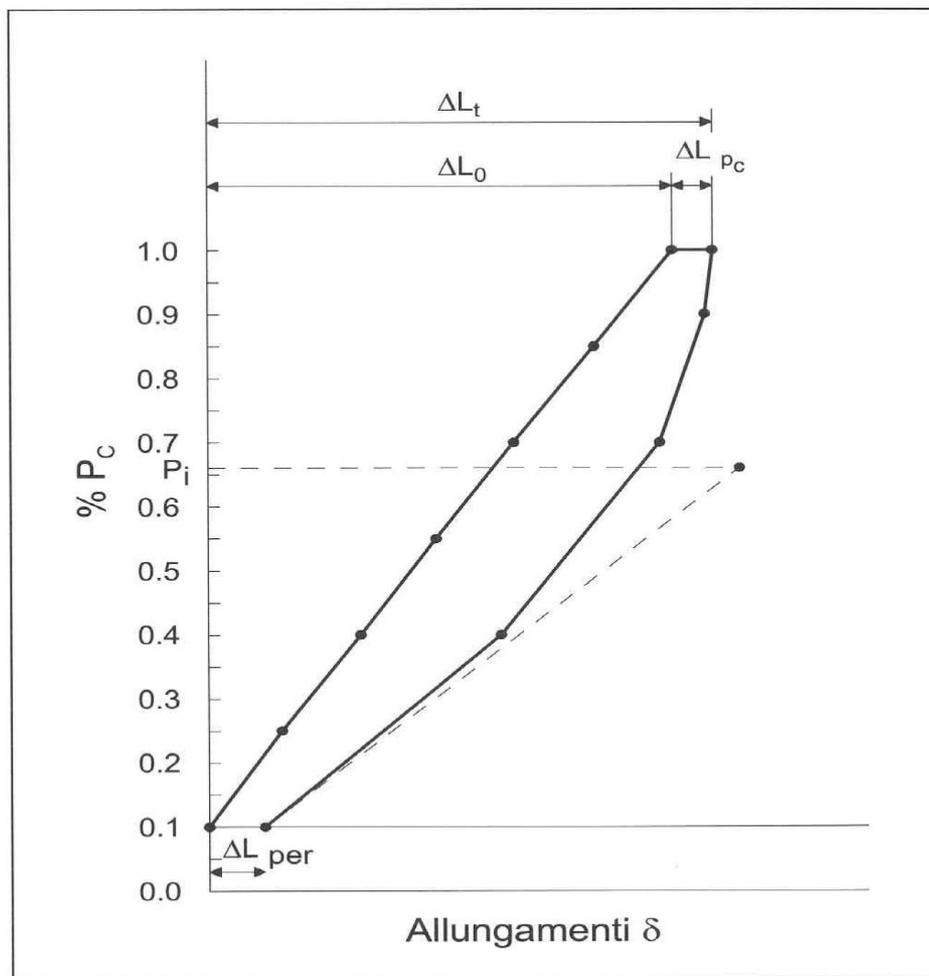


Fig. 8.1 – Diagramma forze – allungamenti



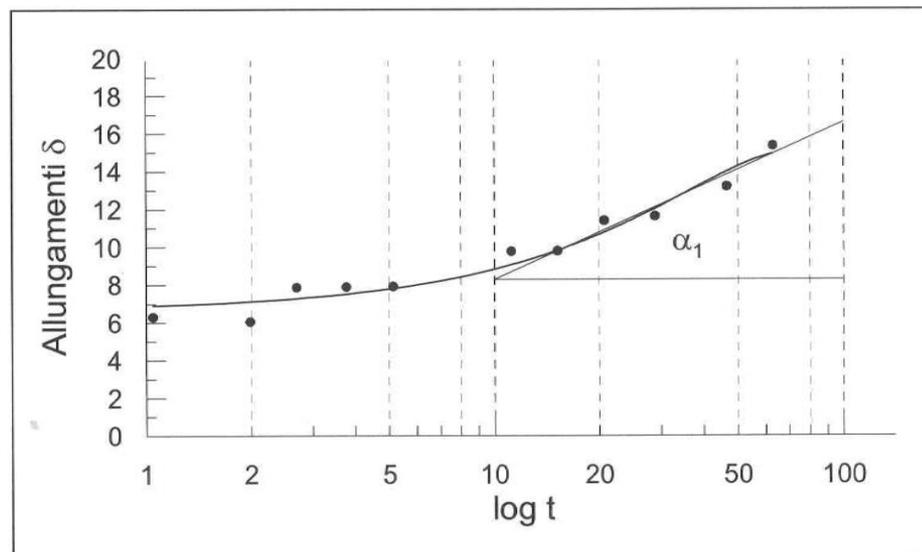


Fig. 8.2 – Diagramma allungamenti - tempo al carico di collaudo

Nota – *Al termine della prova di accettazione e prima della tesatura al valore della forza P_i (forza di bloccaggio) può essere eseguito un ciclo di carico e scarico per valutare l'entità della forza di attrito e consentire una valutazione più accurata delle lunghezza libera apparente dell'ancoraggio e della forza effettiva applicata alla fondazione (cfr. appendice B per il calcolo di L_{app}).*





8.3.1 Condizioni per l'accettazione

Per l'accettazione del singolo ancoraggio devono essere verificate le seguenti condizioni:

1) sul comportamento dell'ancoraggio nel tempo

a1) se la prova è condotta a carico costante (P_c)

il valore degli allungamenti ΔL_{P_c} o del rapporto di creep α devono risultare contenuti entro i limiti previsti dalla tabella 8.2

Tab. 8.2 - Valori di riferimento degli allungamenti e del rapporto di creep α

	Roccia o terreni incoerenti	Terreni a grana fine
Carico di Prova	P_c	P_c
Prove rapide		
t_1 (min)	2	5
t_2 (min)	5	15
Allungamento $\Delta L = L_2 - L_1$ (mm)	$\leq 0,5$	$\leq 0,6$
Prove con tempi di osservazione lunghi		
t_2 (minuti)	>30	>60
rapporto di creep α (mm)	$\leq 2,0$	$\leq 2,0$



La lunghezza libera apparente deve verificare le seguenti condizioni:

$$0,9 \cdot L_t \leq L_{app} \leq L_t + 0,5 \cdot L_f$$

in cui L_{app} è data in prima approssimazione dalle espressioni di seguito riportate:

$$L_{app} = \frac{\Delta L_o \cdot A_s \cdot E_s}{P_c - P_a} \quad (\text{prova a carico costante}) \quad (8.2)$$

valida nel caso in cui la forza di attrito che si sviluppa lungo il tratto libero dell'ancoraggio può essere trascurata (inferiore al 5% del carico di prova P_p)

$$L_{app} = \frac{\Delta L_o \cdot A_s \cdot E_s}{P_c - P_a - \Delta P_f} \quad (\text{prova a carico costante}) \quad (8.3)$$

dove ΔP_f rappresenta la correzione del carico per tener conto dell'attrito nel tratto libero (vedi Appendice B).







Prove su micropali

Prove di carico assiale

Di norma il massimo carico di prova P_{prova} sarà

- $P_{prova} = 1.5 P_{esercizio}$

Preparazione dei micropali da sottoporre a prova

I micropali prescelti saranno preparati mettendo a nudo il fusto per un tratto di » 20 cm ed eliminando tutte le superfici di contatto e di attrito con eventuali plinti, solette, murature, etc..

Nel tratto di fusto esposto saranno inserite 3 staffe metalliche, a 120°, per il posizionamento dei micrometri.

Si provvederà quindi a fissare sulla testa dei micropali una piastra metallica di geometria adeguata ad ospitare il martinetto, ed a trasferire il carico sul micropalo.





Realizzazione del contrasto

La zavorra sarà messa a dimora dopo avere posizionato la trave di sostegno su due appoggi laterali, posti a circa 3 m dall'asse del micropalo.

L'altezza degli appoggi dovrà essere sufficiente a consentire il posizionamento del martinetto e del relativo centratore, e del sistema di riferimento per la misura dei cedimenti.

Tra il martinetto e la trave sarà interposto un dispositivo di centramento del carico, allo scopo di eliminare il pericolo di ovalizzazione del pistone.

Gli stessi accorgimenti saranno adottati anche nel caso in cui la trave di contrasto farà capo ad una coppia di micropali posti lateralmente al micropalo da sottoporre a prova di compressione.





Programma di carico

Il programma di carico sarà definito di volta in volta, in relazione alle finalità della prova.

Di norma si farà riferimento al seguente schema, che prevede 3 cicli di carico e scarico, da realizzarsi come di seguito specificato.

1° CICLO

a) Applicazione di “n” ($n \geq 4$) gradini di carico successivi, di entità pari a δP , fino a raggiungere il carico Pes.

b) In corrispondenza di ciascun gradino di carico si eseguiranno misure dei cedimenti con la seguente frequenza:

* $t = 0$ (applicazione del carico)

* $t = 2'$

* $t = 4'$

* $t = 8'$

* $t = 15'$

si proseguirà quindi ogni 15' fino a raggiunta stabilizzazione, e comunque per non più di 2 ore. Il cedimento s è considerato stabilizzato se, a parità di carico, è soddisfatta la condizione tra due misure successive ($\delta t = 15'$):

$\delta s \leq 0.025$ mm.

c) Per il livello corrispondente a Pes il carico viene mantenuto per un tempo minimo di 4 ore: quindi si procede allo scarico mediante almeno 3 gradini,

in corrispondenza dei quali si eseguono misure a $t = 0$, $t = 5'$, $t = 10'$, $t = 15'$.

Allo scarico le letture verranno eseguite anche a $t = 30'$, $t = 45'$ e $t = 60'$.



2° CICLO

- a) Applicazione rapida di un carico di entità $1/3$ Pes
- b) Lettura dei cedimenti a $t = 0, 1', 2', 4', 8', 15'$
- c) Scarico rapido e letture a $t = 0$ e $5'$
- d) Applicazione rapida di un carico di entità $2/3$ Pes
- e) Lettura dei cedimenti come in “b”
- f) Scarico come in “c”
- g) Applicazione rapida di un carico di entità pari a Pes
- h) Lettura dei cedimenti come in “b”
- i) Scarico con letture a $t = 0, 5', 10', 15'$ e $30'$.





3° CICLO

- a) Applicazione di “m” ($m \geq 9$) gradini di carico dP fino a raggiungere il carico Pprova.
- b) In corrispondenza di ogni livello di carico si eseguiranno misure di cedimento con la stessa frequenza e limitazioni di cui al 1° ciclo, punto “b”.
- c) Il carico Pprova, quando è $< P_{lim}$, sarà mantenuto per un tempo minimo di 4 ore; quindi il palo sarà scaricato mediante almeno 3 gradini con misure a $t = 0$, $t = 5'$ e $t = 10'$ e $t = 15'$. A scarico ultimato si eseguiranno misure fino a $t = 60'$.



