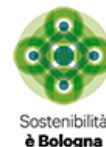


Dipartimento Lavori Pubblici, Verde, Mobilità

Settore Strade e Cura della Città

A.Q. Servizi di Ingegneria ed Architettura

Capitolato speciale parte tecnica
Tiranti e pali



Dipartimento Lavori Pubblici, Verde, Mobilità
Settore Strade e Cura della Città
U.O. Ponti e Tombinamenti
P.zza Liber Paradisus 10, Torre B - 40129 Bologna

ACCORDO QUADRO PER LAVORI DI MANUTENZIONE ORDINARIA E STRAORDINARIA DI OPERE D'ARTE STRADALI QUALI CAVALCAVIA, PONTI, TOMBINAMENTI E OPERE D'ARTE MINORI, FACENTI PARTE DEL PATRIMONIO STRADALE DEL COMUNE DI BOLOGNA.

SPESA COMPLESSIVA EURO 6.000.000

**CAPITOLATO SPECIALE
PARTE TECNICA
-- 0 --
TIRANTI E PALI**

INDICE

1	PREMESSA.....	1
1.1	ANCORAGGI.....	1
1.2	DRENI.....	3
1.3	TRATTAMENTI COLONNARI JETTING (JET GROUTING).....	4
1.4	INIEZIONI.....	5
2	MODALITÀ DI ESECUZIONE, CARATTERISTICHE, VERIFICHE E CONTROLLI DI ACCETTAZIONE.....	5
2.1	ANCORAGGI.....	5
2.2	DRENI.....	16
2.3	TRATTAMENTI COLONNARI.....	21
2.4	INIEZIONI.....	28
3	MISURAZIONE E CONTABILIZZAZIONE.....	31
3.1	NORME GENERALI.....	31
3.2	CRITERI DI MISURA.....	32
4	NON CONFORMITÀ.....	32
5	COLLAUDO.....	33
6	MANUTENZIONE.....	33
7	NORME E RIFERIMENTI.....	33
8	APPENDICE.....	34
8.1	DETTAGLI ESECUTIVI SULLE PROVE PRELIMINARI SUGLI ANCORAGGI.....	34
8.2	TIPOLOGIE DI POZZI DRENANTI.....	39

1 PREMESSA

Nella presente sezione del Capitolato Speciale di Appalto vengono analizzate le diverse tipologie strutturali di consolidamento classificate e suddivise in:

- Ancoraggi: identificabili nelle 4 tipologie esecutive (tiranti, barre, chiodi e bulloni)
- Dreni: anch'essi identificabili in 3 tipologie (microdreni, trincee drenanti e pozzi drenanti)
- Trattamenti colonnari: (jet grouting)
- Iniezioni.

Particolare rilevanza dal punto di vista normativo è stata posta, da parte del legislatore, sui dispositivi di ancoraggio attivi (tiranti di ancoraggio); ciò ovviamente in relazione alla delicata funzione strutturale che gli stessi dispositivi sono chiamati ad assolvere.

Le NTC 2018 prevedono infatti che, ove i dispositivi di ancoraggio ancora non posseggano Marcatura CE, i singoli produttori debbano far accreditare e certificare i propri prodotti presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore del LL.PP.

Conseguentemente nel presente capitolato verranno dettagliatamente e puntualmente definite tutte le prove ed i controlli da eseguirsi su tali dispositivi di ancoraggio.

Il presente Capitolato Speciale di Appalto specifica inoltre i requisiti, le caratteristiche prestazionali, le modalità di accettazione e di controllo dei materiali che compongono le diverse tipologie strutturali sopra indicate.

1.1 ANCORAGGI

Con il termine "ancoraggi" si intendono tutte le tecnologie esecutive atte al sostegno o al consolidamento di pareti di scavo o versanti, ottenute tramite armature che si estendono nei terreni e nelle rocce a tergo della superficie visibile. Indipendentemente dal tipo di ancoraggio, che può essere provvisorio o permanente, si distinguono in tiranti e barre d'ancoraggio, bulloni e chiodi.

1.1.1 TIRANTI E BARRE D'ANCORAGGIO

Per tiranti di ancoraggio si intendono elementi strutturali connessi al terreno o alla roccia, che in esercizio sono sollecitati a trazione.

Le forze di trazione sono quindi applicate sulla struttura da tenere ancorata mediante una piastra di ripartizione (testata).

In tali elementi, la sollecitazione di trazione è impressa in tutto, o in parte, all'atto del collegamento con l'opera ancorata.

Il tirante si compone delle seguenti parti:

- la testa, costituita dal dispositivo di bloccaggio e dalla piastra di ripartizione;

-
- il tratto libero intermedio di collegamento tra testa e tratto attivo;
 - il tratto attivo (fondazione), che trasmette al terreno la forza di trazione del tirante.

I tiranti, in relazione alla modalità di sollecitazione, vengono distinti in:

- tiranti passivi, nei quali la sollecitazione di trazione nasce quale reazione a seguito di una deformazione dell'opera ancorata;
- tiranti attivi, nei quali la sollecitazione di trazione è impressa in tutto o in parte all'atto del collegamento con l'opera ancorata.

In relazione alla tensione iniziale, si distinguono in:

- presollecitati: tiranti ai quali viene indotta una forza di tesatura N_i superiore a quella di esercizio N_{es} ($N_i > N_{es}$);
- parzialmente presollecitati: tiranti ai quali viene indotta una tesatura inferiore o uguale a quella di esercizio ($N_i \leq N_{es}$);
- non presollecitati: tiranti ai quali non viene indotta alcuna tesatura ($N_i = 0$).

I tiranti, in relazione alla durata di esercizio, vengono distinti in:

- tiranti provvisori, la cui funzione deve essere espletata per un periodo di tempo limitato e definito a priori (in genere posto inferiore a due anni);
- tiranti permanenti, la cui funzione deve essere espletata per un periodo di tempo commisurato alla vita utile dell'opera ancorata.

Di norma, l'armatura dei tiranti di ancoraggio è costituita da un fascio di trefoli in acciaio, tipo c.a.p., solidarizzati al terreno mediante iniezioni cementizie.

Le barre d'ancoraggio sono elementi strutturali che, in esercizio, vengono sollecitati a trazione, e che sono in grado di assorbire anche eventuali sollecitazioni taglianti.

Si tratta quindi di tiranti particolari, i cui elementi caratteristici sono:

- armatura, costituita da una singola barra;
- lunghezza, in genere limitata;
- solidarizzazione, di norma, per semplice cementazione.

Analogamente ai tiranti di ancoraggio, è possibile operare distinzioni in base alle modalità di applicazione degli sforzi di trazione (attivi e passivi) ed in base alla durata di esercizio (provvisori e permanenti).

1.1.2 CHIODATURE E BULLONI

Con il termine "chiodature" si definiscono ancoraggi tipicamente passivi, costituiti da elementi strutturali operanti in un dominio di taglio e trazione conseguente ad una deformazione da taglio, generalmente privi di testa di ripartizione e con l'armatura costituita da:

- barra in acciaio ad aderenza migliorata;
- profilato metallico;
- barra o tubo in vetroresina, con superficie corrugata o scabra.

La loro connessione al terreno può essere ottenuta con cementazione mediante miscele cementizie o chimiche o con mezzi meccanici, mediante semplice infissione.

I bulloni sono elementi strutturali che, in esercizio sono sollecitati a trazione e che sono in grado di assorbire anche eventuali sollecitazioni taglianti.

I bulloni sono caratterizzati da una lunghezza limitata, di norma non superiore a 12 m, da armatura costituita da una singola barra, dall'assenza di guaine, salvo che in funzione di protezione anticorrosiva, dalla presenza di testa d'ancoraggio, da solidarizzazione per semplice cementazione o per frizione concentrata o diffusa su tutta la lunghezza e da impiego prevalente in roccia. Possono essere convenzionalmente suddivisi in:

- bulloni ad aderenza continua in barre d'acciaio;
- bulloni ad espansione meccanica con tubo di acciaio sagomato ad "omega";
- bulloni ad espansione meccanica con barra di acciaio e testa di ancoraggio espandibile;
- bulloni costituiti da lamiere, barre o profilati infissi a pressione senza perforazione preventiva

Analogamente ai tiranti di ancoraggio, è possibile distinguere i bulloni in base alle modalità di applicazione degli sforzi di trazione (attivi e passivi) e in base alla durata di esercizio (provvisori e permanenti).

1.2 DRENI

Le strutture di drenaggio più comunemente utilizzate sono:

1.2.1 MICRODRENI

I microdreni sono costituiti da fori appositamente realizzati nel terreno mediante sonde di perforazione ed attrezzi con tubi parzialmente o totalmente filtranti.

I microdreni possono avere lunghezza variabile ed essere inclinati fino alla quasi orizzontalità, a seconda dello scopo per cui il progetto ne prevede la installazione.

1.2.2 TRINCEE DRENANTI

Le trincee drenanti consistono in scavi di sezione prestabilita, riempiti con materiale arido permeabile, di granulometria selezionata. Le trincee sono di norma eseguite lungo le linee di massima pendenza delle scarpate da proteggere. La loro profondità può variare da 4÷5 m a 10÷15 m, per cui le attrezzature di scavo dovranno essere prescelte in base alle esigenze progettuali e alle loro effettive capacità operative.

Il fondo dello scavo dovrà essere adeguatamente impermeabilizzato, mediante posa di canalette in elementi prefabbricati in c.a. oppure impregnando con bitume il corrispondente tratto dei geotessili impiegati per rivestire le pareti dello scavo.

1.2.3 POZZI DRENANTI

I pozzi drenanti sono utilizzati negli interventi di consolidamento di scarpate instabili, allo scopo di intercettare le acque di falda sino a grande profondità.

L'intervento consiste nella realizzazione di batterie di pozzi di diametro generalmente compreso fra 1,20 e 2,00 m, a interassi variabili fra 6 e 10 m circa, filtranti su tutto il mantello, reciprocamente collegati sul fondo con uno o più collettori di raccolta e scarico.

Le acque di drenaggio vengono smaltite per gravità, realizzando i collettori di fondo con una pendenza in genere non inferiore al 2%.

1.2.4 DRENI VERTICALI PREFABBRICATI

Sono dreni prefabbricati industrialmente, costituiti da nastri flessibili e arrotolabili nei quali esiste un involucro filtrante plastico, cartaceo o in materiali similari avvolto intorno a un elemento di irrobustimento centrale, sempre in materiale plastico o affine; il nastro può anche essere semplicemente costituito da un unico corpo filtrante in materiale plastico, senza elemento centrale.

1.2.5 DRENI IN SABBIA

In presenza di terreni fortemente compressibili dovendosi provvedere al loro prosciugamento e consolidamento, potranno adottarsi dreni (o pali) di sabbia.

1.3 TRATTAMENTI COLONNARI JETTING (JET GROUTING)

Sono definiti trattamenti colonnari jetting gli interventi di consolidamento e miglioramento dei terreni, mediante mescolazione in posto con leganti cementizi, con la tecnica esecutiva basata sull'impiego dei sistemi jetting (ad uno o più fluidi).

Perforato il terreno, l'iniezione jetting viene eseguita di norma in risalita, utilizzando quale circuito di iniezione la batteria di aste di perforazione e l'utensile di disagregazione, opportunamente corredato di ugelli di iniezione.

Per effetto della rotazione dell'asta durante l'estrazione, l'iniezione jetting realizza una colonna il cui diametro medio nominale dipende dalle modalità e dai parametri di iniezione utilizzati (n. dei fluidi, pressioni, velocità di rotazione e di risalita, ecc.).

Gli elementi ottenuti, qualora previsto dal progetto, possono essere successivamente armati, utilizzando barre in acciaio ad aderenza migliorata o tubi metallici.

L'inserimento dell'armatura può avvenire a miscela cementizia fresca, per infissione a pressione, oppure riproforando le colonne con fanghi cementizi aventi la stessa composizione della miscela di iniezione.

1.4 INIEZIONI

- Le iniezioni costituiscono una tecnica atta a modificare le caratteristiche meccaniche (resistenza e deformabilità) e le caratteristiche idrauliche (permeabilità) di terreni porosi e di rocce fessurate o fratturate, o aventi cavità di varie dimensioni, per effetto dell'immissione di idonee miscele, attraverso fori di piccolo diametro.
- Tali miscele sono dei fluidi (sospensioni, soluzioni, emulsioni) dotate di proprietà reologiche evolutive, inizialmente idonee alla penetrazione nel mezzo poroso o fratturato, e che raggiungono in seguito le caratteristiche adeguate agli scopi del trattamento.
- I terreni iniettabili comprendono i terreni alluvionali o detritici, fino ad un certo limite di permeabilità (dalle ghiaie alle sabbie fini) e le rocce (da carsiche a microfessurate).

2 MODALITÀ DI ESECUZIONE, CARATTERISTICHE, VERIFICHE E CONTROLLI DI ACCETTAZIONE

2.1 ANCORAGGI

- Preliminarmente alla caratterizzazione delle singole lavorazioni componenti le strutture trattate nel presente capitolato, va evidenziato come, in accordo alle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. Infrastrutture del 17/01/2018, per quanto attiene l'identificazione e la qualificazione dei materiali e prodotti per uso strutturale, possono configurarsi i seguenti casi:
 - a) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali sia disponibile una norma europea armonizzata il cui riferimento sia pubblicato su GUUE. Al termine del periodo di coesistenza il loro impiego nelle opere è possibile soltanto se in possesso della Marcatura CE, prevista dalla Direttiva 89/106/CEE "Prodotti da costruzione" (CPD), – recepita in

Italia dal DPR 21/04/1993, n.246, così come modificato dal DPR 10/12/1997, n. 499 – così come sostituita dal Regolamento Europeo 305/2011 del 09.03.2011 (CPR);

- b) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali non sia disponibile una norma armonizzata, ovvero la stessa ricada nel periodo di coesistenza, per i quali sia invece prevista la qualificazione con le modalità e le procedure indicate nelle presenti norme. È fatto salvo il caso in cui, nel periodo di coesistenza della specifica norma armonizzata, il produttore abbia volontariamente optato per la Marcatura CE;
 - c) materiali e prodotti per uso strutturale innovativi e non ricadenti in una delle tipologie A) o B). In tali casi, il produttore potrà pervenire alla Marcatura CE in conformità a Benestare Tecnici Europei (ETA), ovvero, in alternativa, dovrà essere in possesso di un Certificato di Idoneità Tecnica all'Impiego rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale, sulla base di Linee Guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
- Per i materiali e prodotti recanti la marcatura CE sarà onere del Direttore dei Lavori, in fase di accettazione, accertarsi del possesso della marcatura stessa e richiedere ad ogni fornitore, per ogni diverso prodotto, la Dichiarazione di Prestazione (DoP), in linea con l'allegato III del Regolamento sui Prodotti da Costruzione (CPR).
 - Per i prodotti non recanti la Marcatura CE, il Direttore dei Lavori dovrà accertarsi del possesso e del regime di validità dell'Attestato di Qualificazione (caso B), ovvero del Certificato di Idoneità Tecnica all'impiego (caso C) rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

2.1.1 TIRANTI E BARRE DI ANCORAGGIO

Le caratteristiche geometriche e strutturali dei tiranti e barre di ancoraggio sono definite nel progetto esecutivo.

Le tecniche per eseguire le perforazioni, comunque inclinate ed in materiali di qualsiasi natura, durezza e consistenza, anche in presenza d'acqua di qualsiasi entità e pressione, e le modalità di connessione al terreno dovranno essere definite in relazione alla natura dei materiali da attraversare e delle caratteristiche idrogeologiche locali.

La scelta delle attrezzature di perforazione ed i principali dettagli esecutivi dovranno essere messi a punto mediante l'esecuzione di tiranti di ancoraggio preliminari di prova, approvati dalla Direzione Lavori prima dell'inizio della costruzione dei tiranti di progetto.

A tale scopo l'Impresa dovrà produrre un apposito fascicolo nel quale verrà puntualmente esplicitato sia il sistema esecutivo per la realizzazione dei tiranti di prova (macchinari e materiali) sia la metodologia che verrà adottata per le prove di collaudo dei tiranti prova una volta realizzati.

Particolare cura dovrà essere posta relativamente alla verifica dell'aggressività dell'ambiente nei riguardi del cemento impiegato nella realizzazione della miscela di iniezione dei tiranti.

La suddetta verifica verrà eseguita, su richiesta della Direzione Lavori, a cura e spese dell'Impresa.

A tal fine, si prenderanno a riferimento le classi di esposizione per come definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, evidenziando che, in aggiunta ai criteri in queste contenute, l'ambiente verrà dichiarato aggressivo anche quando:

- i tiranti si trovino in vicinanza di linee ferroviarie o di altri impianti a corrente continua non isolati e con potenze maggiori di 50 kW;
- l'opera risulti situata a distanza < 300 m dal litorale marino.

In caso di ambiente aggressivo accertato, l'utilizzo del tipo di cemento dovrà essere approvato dalla Direzione Lavori e dovrà esserne certificata l'idoneità, in accordo a quanto prescritto nella norma UNI 9156:2007.

In aggiunta a quanto prescritto nel cap. 6.6. del D.M. 17.01.2018 è applicabile la norma UNI EN 1537:2002", che stabilisce e definisce i principi per la tecnologia dei tiranti, applicabile all'installazione, prova e controllo di tiranti permanenti e provvisori, per i quali è sottoposta a prova la capacità di ancoraggio.

2.1.2 PROVE TECNOLOGICHE PRELIMINARI

Gli ancoraggi preliminari di prova dovranno essere eseguiti in aree limitrofe a quelle interessanti i tiranti di progetto e comunque rappresentative della zona di intervento dal punto di vista geotecnico e idrogeologico.

Le modalità di applicazione e l'entità del carico massimo di prova e così pure la successione dei cicli di carico e scarico, proposti dall'Impresa, ed approvati dalla Direzione Lavori, dovranno essere in accordo con le prescrizioni di progetto ovvero con le Raccomandazioni AICAP-AGI "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce", edizione Giugno 2012.

Gli ancoraggi preliminari di prova dovranno essere eseguiti alla presenza della Direzione Lavori. Nel caso l'Impresa proponga di variare nel corso dei lavori la metodologia esecutiva sperimentata ed approvata inizialmente, dovrà dar corso a sua cura e spese a nuove prove tecnologiche secondo quanto sopra riportato.

Le prove preliminari di progetto servono per stabilire dimensionamento e modalità costruttive di ogni diversa tipologia di ancoraggio e per ogni possibile situazione geotecnica, misurando uno o più valori della resistenza a sfilamento della fondazione $R_{a,m}$ e per verificare che la capacità del sistema di ancoraggio sia idonea ad assorbire l'azione di progetto P_d .

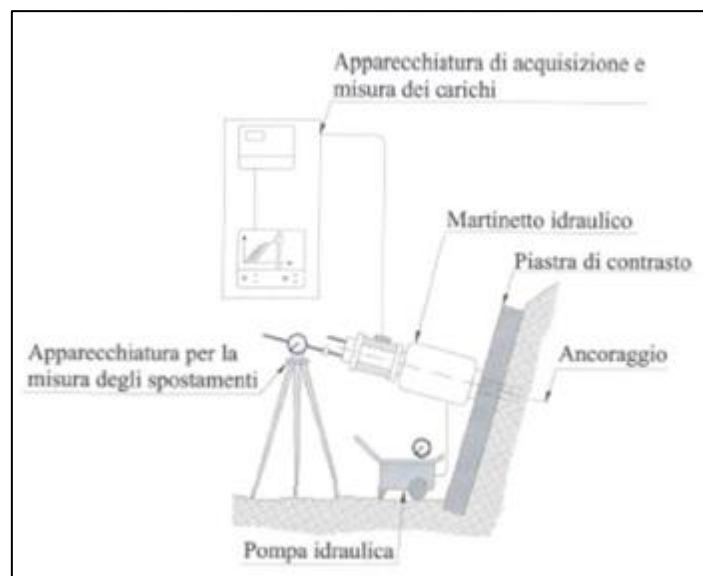
Il numero minimo di ancoraggi da sottoporre a prova (nel rispetto delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018) è indicato nella seguente Tabella 3.1, che riporta anche l'articolazione delle prove fra le diverse modalità.

Numero di ancoraggi da eseguire	Numero minimo di prove da eseguire	Modalità di prova	
		Tipo 1	Tipo 2
Compreso tra 1 e 30	1	1	--
Compreso tra 31 e 50	2	1	1
Compreso tra 51 e 100	3	2	1
Compreso tra 101 e 200	7	2	5
Compreso tra 201 e 500	8	3	5
Oltre 500	10	3	7

Tabella 3.1: Numero minimo di ancoraggi preliminari da sottoporre a prova

Al fine di conteggiare il numero degli ancoraggi da sottoporre a prova, si considerano di una stessa tipologia gli ancoraggi adibiti alla medesima funzione, aventi uguale tipo e sezione di armatura, modalità e diametro di perforazione, modalità e pressione di iniezione.

Il dispositivo di prova è costituito da un martinetto idraulico alimentato da una pompa motorizzata, da un sistema di contrasto e dagli strumenti di misura, secondo l'allestimento rappresentato nello schema seguente:



Gli strumenti devono consentire la misura del tiro applicato, preferibilmente per mezzo di una cella di carico in asse all'ancoraggio, l'allungamento dell'armatura, la pressione applicata al

martinetto di tesatura. Inoltre, è opportuno che nel corso delle prove venga misurato lo spostamento (assoluto) della struttura di contrasto, prendendo come riferimento un punto fisso esterno alla zona che può essere influenzata dalla prova.

Tutte le prove prescritte dalla Direzione Lavori sui tiranti di prova dovranno essere condotte da un Laboratorio Ufficiale incaricato dall'Impresa esecutrice; lo stesso Laboratorio alla conclusione delle prove fornirà alla DL un report esaustivo con l'interpretazione dei dati rilevati.

Si evidenziano due tipologie di prove:

Il primo tipo di prova è una prova di sfilamento: ha lo scopo di determinare la tensione tangenziale limite convenzionale di aderenza tra la fondazione ed il terreno, per il dimensionamento della fondazione degli ancoraggi definitivi. L'ancoraggio di prova ha quindi un'armatura sovradimensionata per quanto possibile in relazione al diametro di perforazione, oppure una lunghezza di fondazione ridotta rispetto agli ancoraggi definitivi, in modo che possa essere sfilato dal terreno senza determinare lo snervamento dell'armatura.

Il secondo tipo di prova è una prova di idoneità: si esegue su un ancoraggio realizzato come quelli definitivi, con caratteristiche della fondazione e dell'armatura identiche a quelle previste per gli ancoraggi in opera con la sola eccezione della sezione metallica dell'armatura che sarà la massima compatibile con il diametro di perforazione. La prova ha lo scopo di misurare un valore $R_{a,m}$ della resistenza dell'ancoraggio e di verificare l'idoneità complessiva del dispositivo alle prestazioni richieste.

Per maggiori dettagli sull'esecuzione delle prove si rimanda al paragrafo APPENDICE.

2.1.3 CONTROLLI DURANTE L'ESECUZIONE

Perforazione

La perforazione potrà essere eseguita a rotazione o a rotopercolazione, in materie di qualsiasi natura e consistenza, compreso calcestruzzi, murature, trovanti e/o roccia dura, anche in presenza di acqua.

Quando sia previsto dal progetto e sia compatibile con la natura dei terreni, si potranno eseguire, mediante l'impiego di appositi utensili allargatori, delle scampanature di diametro noto, regolarmente intervallate lungo la fondazione del tirante.

In base alle indicazioni emerse nel corso della esecuzione dei tiranti preliminari di prova e, comunque in presenza di falde artesiane e di terreni particolarmente permeabili, l'Impresa dovrà provvedere a sua cura e spese, a preventive iniezioni di intasamento all'interno del foro con miscele e modalità approvate dalla Direzione Lavori.

La DL avrà cure di verificare che, nella realizzazione dei fori, siano rispettate le seguenti tolleranze:

- il diametro dell'utensile di perforazione dovrà risultare non inferiore al diametro di progetto e non superiore del 10% di tale diametro;
- la lunghezza totale di perforazione dovrà risultare conforme al progetto;
- la variazione angolare in verticale e in orizzontale rispetto a quanto previsto nel progetto, non dovrà essere maggiore di $\pm 5^\circ$, controllata dopo un avanzamento di 2 m di foro;
- la posizione della testa foro non dovrà discostarsi più di 10 cm dalla posizione di progetto.

La lunghezza totale dell'armatura e la lunghezza del tratto attivo, posizionato nella parte terminale della perforazione, dovranno risultare conformi alle indicazioni progettuali.

Iniezione

Come già in precedenza evidenziato, l'Impresa presenterà alla DL lo studio preliminare sulla miscela cementizia di iniezione secondo le indicazioni progettuali. I risultati delle prove eseguite in fase preliminare, verranno riportati su una apposita relazione, dove verrà definita la composizione della miscela da utilizzare in fase esecutiva.

Gli additivi dovranno essere conformi alla norma UNI EN 934-4:2009.

La miscela, di norma, dovrà presentare i requisiti seguenti, periodicamente controllati durante le lavorazioni.

- fluidità Marsh da 10 sec. a 35 s;
- essudazione 2%;
- resistenza a compressione a 28 giorni > 25 MPa valutata su coppia di provini cubici.

La prova di fluidità e la prova di essudazione dovranno essere eseguite a cura dell'Impresa, ogni qualvolta verrà richiesto dalla Direzione Lavori.

Se, in occasione di tali controlli, anche solo una delle prove non fornisca risultati conformi a quanto richiesto, le iniezioni saranno sospese e potranno riprendere solo dopo la confezione di una nuova miscela con idonee caratteristiche.

Dovrà essere effettuato il controllo della resistenza a compressione della miscela mediante l'esecuzione di un prelievo ogni tirante o gruppo di tiranti iniettati contemporaneamente.

L'iniezione dovrà avere carattere di continuità, e non potrà assolutamente venire interrotta.

In caso di interruzione, superiore a 5 minuti, a causa di forza maggiore, il foro verrà lavato e l'iniezione andrà ripresa dall'inizio.

Se necessaria, successivamente all'inserimento del tirante, sarà eseguita la cementazione di prima fase; si utilizzerà un volume di miscela cementizia commisurato al volume teorico del foro. Completata l'iniezione di 1^a fase si provvederà a lavare con acqua il cavo interno del tubo di iniezione.

Trascorso un periodo di 12 ÷ 24 ore dalla formazione della guaina, si darà luogo alla esecuzione delle iniezioni selettive per la formazione del bulbo di ancoraggio.

Si procederà valvola per valvola, a partire dal fondo, tramite un packer a doppia tenuta collegato al circuito di iniezione.

Per eseguire l'iniezione dovranno essere utilizzate delle attrezzature di potenza adeguata a garantire la produttività prevista e le cui caratteristiche dovranno essere comunicate alla Direzione Lavori. Dovranno inoltre essere rilevate le pressioni di apertura delle singole valvole nonché i volumi di assorbimento.

In terreni altamente permeabili o in rocce fessurate, preliminarmente alla posa del tirante, dovranno essere eseguite nel foro prove in sito di permeabilità. Nel caso che tali prove indicassero, per il tratto ancorato perdite di miscela superiori a 5 l/min con pressioni di 0,10 MPa, si dovranno attuare misure preventive di riduzione del grado di permeabilità quali preiniezioni con apposite miscele di intasamento. A seguito di tali operazioni, per la posa in opera del tirante si renderà necessaria la riperforazione del foro di alloggiamento, a cui seguiranno la posa del tirante e le normali iniezioni.

Ove il progetto preveda iniezioni con resine sintetiche, si adotteranno modalità operative conformi alle raccomandazioni fornite dal produttore.

Le resine, rispondenti alla norma UNI EN 1504-6:2007, saranno di norma impiegate per la solidarizzazione delle barre in acciaio alla roccia. Preferenzialmente, saranno impiegate resine epossidiche a due componenti e resine poliesteri insature.

Oltre al corretto dosaggio dei componenti, i principali fattori che influenzano il comportamento delle miscele di iniezione a base di resine sono:

- la viscosità in fase fluida;
- i tempi di indurimento e loro dipendenza dalla temperatura;
- la compatibilità con la presenza di acqua

Trascorsi 28 giorni dall'ultima iniezione, o meno, secondo il tipo di miscela, ogni tirante verrà sottoposto a tesatura di collaudo.

L'inizio delle operazioni di tesatura e collaudo dovrà essere comunque autorizzato dalla Direzione Lavori.

Qualora espressamente richiesto in sede progettuale o in sede esecutiva dalla Direzione Lavori, l'Impresa dovrà garantire l'idoneità del tirante all'inizio delle operazioni di tesatura in termini temporali inferiori a 28 giorni.

A tale scopo, sarà a completo carico dell'Impresa l'eventuale impiego di additivi speciali, acceleranti, atti a garantire la presa della miscela di iniezione del tratto attivo nel termine prescritto.

2.1.4 CONTROLLI E COLLAUDI FINALI

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 uno dei due metodi successivamente indicati.

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.

Come per le prove preliminari, anche per le prove di collaudo l'Impresa, con l'ausilio del Laboratorio incaricato dalla stessa, sarà tenuta a presentare alla DL per la approvazione, la tipologia delle prove (metodo a carico costante ovvero ad allungamento costante) da effettuare con un cronoprogramma delle attività da svolgersi.

I controlli sulle prove di collaudo del singolo ancoraggio, ai fini dell'accettazione dello stesso, dovranno verificare le seguenti condizioni:

1. sul comportamento dell'ancoraggio nel tempo

a.1) 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 seguente Tabella 3.2

	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)	$\leq 2,0$	$\leq 2,0$

Tabella 3.2: Valori di riferimento degli allungamenti e del rapporto di creep

a.2) se la prova è condotta ad allungamento costante (ΔL_0):

la variazione della forza all'apice del ciclo deve risultare:

- inferiore al 3% della forza di collaudo ($\Delta P_c < 0,03 P_c$), per 60 minuti di tempo di osservazione;
- inferiore al 6% della forza di collaudo ($\Delta P_c < 0,06 P_c$), per 24 ore di tempo di osservazione

b) per entrambi i tipi di prova, l'allungamento permanente ΔL_{per} deve essere contenuto entro valori fissati dal progettista ed in ogni caso non deve superare il 10% dell'allungamento elastico ΔL .

2. sulla lunghezza libera apparente

La lunghezza libera apparente deve verificare le seguenti condizioni:

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

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

- $L_{app} = \Delta L_0 \times A_s \times E_s / (P_c - P_a)$ (prova a carico costante)
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)
- $L_{app} = \Delta L_0 \times A_s \times E_s / (P_c - P_a - \Delta P_f)$ (prova a carico costante)
Dove ΔP_f rappresenta la correzione del carico per tenere conto dell'attrito nel tratto libero
- $L_{app} = \Delta L_0 \times A_s \times E_s / (P_c - \Delta P - P_a)$ (prova ad allungamento costante)

Gli ancoraggi che non soddisfano i requisiti di collaudo sopra indicati vanno sostituiti con nuovi ancoraggi o opportunamente declassati.

2.1.5 CHIODATURE E BULLONI

I materiali utilizzati dovranno essere certificati dal produttore secondo quanto indicato al cap. 11.1. del DM 17/01/2018. Le informazioni relative alla esecuzione dei chiodi saranno riportate, a cura dell'Impresa, su una scheda tecnica preventivamente approvata dalla Direzione lavori.

Chiodi in vetroresina

Per chiodi in vetroresina si utilizzeranno solo prodotti chimicamente affini al materiale costituente l'armatura. In casi e per applicazioni particolari, i chiodi potranno essere inseriti a pressione, con o senza battitura, con o senza jetting (attraverso la sezione cava).

Di norma, i chiodi in vetroresina saranno a sezione circolare, piena o cava, con diametri variabili da 20 a 60 mm; per i profilati a sezione cava si richiedono spessori minimi non inferiori a 5 mm.

Ove necessario o espressamente richiesto dal progetto, le barre dovranno essere del tipo ad aderenza migliorata, ad esempio mediante trattamento di filettatura continua.

L'impiego di profilati con sezioni di geometria particolare (a doppio T, ad U, prismatica) potrà essere consentito, ove previsto da progetto.

I tubi in vetroresina dovranno essere non giuntati per lunghezze fino a 15 m mentre per lunghezze maggiori, la giunzione dovrà essere ottenuta mediante manicotti di resistenza non inferiore a quella del tubo. Non saranno accettate giunzioni incollate.

2.1.6 BULLONI IN ACCIAIO

I bulloni in acciaio possono essere di diversa natura in funzione dello scopo prefisso; fra le varie tipologie si possono citare:

- Bulloni ad aderenza continua, autoperforanti o non, costituiti da tubi o barre in acciaio e idonei ad essere impiegati come rinforzi strutturali nelle costruzioni e riqualificazione degli ammassi rocciosi instabili, soilnailing, ovvero consolidamento di terreni sciolti mediante iniezione di malte cementizie, o resine appropriate sia impermeabilizzanti sia compattanti. L'impiego classico degli autoperforanti è il consolidamento e/o il tirantaggio di manufatti in terreni misti, quali sabbie, argille ed alluvionali.

La cementazione del bullone sarà effettuata immediatamente dopo il completamento della perforazione, mediante iniezioni di boiaccia di cemento antiritiro ovvero con fialoidi di resina epossidica, con tutti gli accorgimenti e i materiali necessari per assicurare il completo riempimento dei fori e l'aderenza del bullone al terreno per tutta la sua lunghezza.

La filettatura della superficie del chiodo, consente anche l'unione di più barre con manicotto filettato per ottenere ancoraggi della lunghezza voluta. L'ancoraggio in testa è assicurato con apposite piastre bloccate da appositi bulloni.

Per ciò che riguarda le caratteristiche delle miscele di iniezione, si rimanda a quanto già specificato per i tiranti di ancoraggio.

- Bulloni ad espansione meccanica con tubo di acciaio espandibile, preresinato e sagomato ad omega, atti a sopportare una forza di utilizzazione in esercizio non inferiore a 100 kN.

La piastra di ancoraggio in acciaio avrà dimensioni non inferiori a 150x150x10 mm.

I materiali avranno le seguenti caratteristiche:

prima dell'inserimento del bullone il foro dovrà essere accuratamente pulito rimuovendo i residui di perforazione. L'installazione dovrà avvenire al massimo dopo 2 ore dall'ultimazione della perforazione. Ultimata l'espansione, l'interno del bullone dovrà essere accuratamente drenato.

Qualora il progetto preveda che i bulloni siano sollecitati da sforzi di taglio l'espansione dovrà essere realizzata con miscela cementizia, avente le caratteristiche previste in progetto, anch'essa iniettata a pressione non inferiore a 30 MPa.

- Bulloni ad espansione meccanica con testa di ancoraggio espandibile, realizzati con barre di acciaio aventi diametro non inferiore a 16 mm, avente tensione di snervamento non inferiore a 380 N/mm² ed allungamento a rottura non inferiore al 14%.

La piastra di ancoraggio in acciaio avrà dimensioni non inferiori a 150x150x6 mm.

Le teste di ancoraggio dovranno essere dotate esclusivamente di dispositivo a espansione automatico in modo che anche a distanza di tempo dalla posa e a seguito di deformazioni dell'ammasso roccioso, la testa possa continuare a espandere mantenendo efficace l'ancoraggio.

2.1.7 PROVE E CONTROLLI SU BARRE E BULLONI

2.1.7.1 PROVE PRELIMINARI

Per bulloni con ancoraggio ad espansione meccanica, la prova dovrà essere eseguita tesando il bullone con velocità costante, pari a quella prevista per la tesatura dei bulloni da realizzare, e rilevando la forza corrispondente alla rottura della fondazione e, nel caso che tale rottura non si verifichi, spingendo la prova fino a raggiungere lo snervamento dell'armatura (limite allo 0,20%). Quale forza ultima del bullone si assumerà il valore della forza corrispondente alla rottura della fondazione o, nel caso tale rottura non si verifichi, il valore della forza corrispondente al limite allo 0,20% dell'acciaio della barra impiegata. Nel caso di bulloni con ancoraggio con cementazione, le prove dovranno essere eseguite su bulloni con lunghezza di fondazione pari a 0,85 volte la lunghezza prevista nel primo dimensionamento. La prova si effettuerà con le stesse modalità previste nel caso precedente. Quale forza limite ultima del bullone si assumerà il valore della forza corrispondente alla rottura della fondazione diviso per 0,85 o, nel caso tale rottura non si determini, il valore della forza corrispondente al limite allo 0,20% dell'acciaio della barra impiegata.

Il carico limite viene definito nel caso di rottura della fondazione, come il valore medio delle forze limiti di rottura di almeno 5 prove di ancoraggio, nell'ambito della stessa tratta omogenea di ammasso roccioso.

Nel caso in cui il numero dei bulloni o chiodi sia superiore a 100, si eseguirà una prova ogni 100 bulloni o chiodi o frazione di 100.

2.1.7.2 PROVE DI COLLAUDO

È facoltà della Direzione Lavori richiedere la verifica dei chiodi e dei bulloni messi in opera. Il numero di ancoraggi da sottoporre alla prova sarà stabilito a esclusiva discrezione della Direzione

lavori in ragione della possibilità di accedere agli ancoraggi senza interferire con altre opere e delle condizioni geomeccaniche dell'ammasso roccioso. In via orientativa, il numero di ancoraggi da sottoporre alla prova di collaudo è $n = 2 + N/100$, dove N è il numero complessivo dei tiranti realizzati.

La prova consiste nel caricare l'ancoraggio a velocità costante fino alla forza di collaudo N_c . Si registra l'allungamento, che non deve superare il 2% della lunghezza libera dell'ancoraggio e la perdita di tensione non deve superare il 2% della tensione di prova.

La forza di collaudo N_c è definita quale maggior valore fra 1,2 volte la forza di esercizio, ovvero 0,85 volte la forza ultima caratteristica del tipo di ancoraggio determinata nel corso delle prove preliminari.

Nel caso di bulloni pretesi, anche per questi dovrà essere eseguita una prova di collaudo che costituisca una fase della messa in tensione degli ancoraggi

2.2 DRENI

I dreni hanno la funzione di captare venute localizzate di acqua, ovvero di limitare al valore richiesto il regime delle pressioni interstiziali.

Gli scopi dei dreni sono sostanzialmente due:

- favorire nei terreni coesivi normalmente consolidati i processi di consolidamento sotto carico, accelerando il decorso dei relativi cedimenti;
- abbattere il livello piezometrico della falda, per favorire la stabilità di scarpate naturali o artificiali, i fronti di scavo di gallerie, ecc..

2.2.1 MICRODRENI

I microdreni sono costituiti da tubi parzialmente o totalmente filtranti, inseriti in fori appositamente realizzati nel terreno mediante sonde di perforazione; possono avere lunghezza variabile ed essere inclinati fino alla quasi orizzontalità, a seconda dello scopo per cui il progetto ne prevede la installazione.

Il progetto definisce compiutamente tipo, interasse, lunghezza, diametro e disposizione dei tubi; l'Impresa dovrà realizzare i dreni con le prescritte caratteristiche, sottoponendo preventivamente alla DL eventuali proposte di variazione rispetto alle caratteristiche tipologiche prefissate, che dovranno comunque essere tali da garantire le medesime capacità e funzionalità.

La perforazione dovrà essere condotta con modalità preventivamente proposte alla DL e da questa approvate.

È considerato ammissibile uno scostamento massimo dell'asse teorico non superiore al 3%.

La cementazione si eseguirà ponendo in opera una miscela cementizia, mediante un condotto di iniezione munito di doppio otturatore, subito dopo l'estrazione del rivestimento provvisorio.

La sequenza operativa dovrà essere preventivamente proposta dall'Impresa ed approvata dalla Direzione dei Lavori.

Ove previsto dal progetto, il tratto filtrante sarà rivestito con un foglio di geotessile, che dovrà essere conforme alla norma UNI EN 13252:2005, le cui caratteristiche saranno di volta in volta specificate, e comunque non inferiori a quanto prescritto nella seguente Tabella 3.3.

<i>Spessore (UNI EN ISO 9863-1:2005)</i>	2,5 mm
<i>Peso (UNI EN ISO 9864:2005)</i>	300 g/m ²
<i>Resistenza a trazione (UNI EN 12311/1-2:2002)</i>	350 N/5 cm
<i>Allungamento (UNI EN 12311/1-2:2002)</i>	70%
<i>Trazione trasversale (UNI EN 12311/1-2:2002)</i>	500 N/5 cm
<i>Allungamento trasversale (UNI EN 12311/1-2:2002)</i>	30%
<i>Permeabilità (UNI EN ISO 12058:2002)</i>	5 · 10 ⁻³ cm/s

Tabella 3.3: Caratteristiche minime e limiti di accettabilità dei geotessili per drenaggi

Terminate le operazioni di installazione ed eventuale cementazione dei tubi, il dreno dovrà essere lavato con acqua mediante una lancia con tratto terminale metallico dotato di ugelli per la fuoriuscita radiale del liquido.

Ad installazione e lavaggio avvenuti, ogni dreno sarà mantenuto tale da permettere l'accesso alla bocca, per periodiche ispezioni e misure della portata emunta.

2.2.2 TRINCEE DRENANTI

Le trincee drenanti consistono in scavi di sezione prestabilita, riempiti con materiale arido permeabile, di granulometria selezionata. Le trincee vengono di norma eseguite lungo le linee di massima pendenza delle scarpate da proteggere.

La loro profondità può variare da 4–5 m a 10–15 m, per cui le attrezzature di scavo dovranno essere prescelte in base alle esigenze progettuali e alle loro effettive capacità operative.

Il fondo dello scavo dovrà essere adeguatamente impermeabilizzato, mediante posa di canalette in elementi prefabbricati in c.a. oppure impregnando con bitume il corrispondente tratto dei geotessili impiegati per rivestire le pareti dello scavo.

Per trincee di modesta profondità (6 ÷ 7 m) è possibile utilizzare degli escavatori idraulici. In tal caso, lo scavo procederà con continuità, e le operazioni di posa dei geotessili e di riempimento saranno effettuate a seguire.

Per l'esecuzione di trincee drenanti profonde saranno utilizzate le attrezzature e le tecniche di scavo dei diaframmi (vedi sezione capitolato "Fondazioni Profonde").

Lo scavo della trincea dovrà essere necessariamente eseguito a secco, provvedendo al suo immediato riempimento con il materiale drenante. Nei casi in cui la coesione del terreno non sia tale da garantire la stabilità dello scavo, potranno essere utilizzati fanghi biodegradabili. In alternativa si realizzeranno schermi costituiti da pozzi drenanti.

Tutte le caratteristiche dei materiali da utilizzare (geotessili, materiale drenante, tubi drenanti, ect.) sono puntualmente definiti in progetto; per quanto riguarda i geotessili inoltre ci si potrà riferire alla precedente tabella 3.3 "Caratteristiche minime e limiti di accettabilità dei geotessili per drenaggi".

2.2.3 POZZI DRENANTI

I pozzi drenanti sono utilizzati negli interventi di consolidamento di scarpate instabili, allo scopo di intercettare le acque di falda sino a grande profondità. L'intervento consiste nella realizzazione di batterie di pozzi di diametro generalmente compreso fra 1,2 e 2,0 m, a interasse variabile fra 6 e 10 m circa, filtranti su tutto il mantello, reciprocamente collegati sul fondo con uno o più collettori di raccolta e scarico.

Per la realizzazione di schermi di pozzi drenanti saranno utilizzate le attrezzature per l'esecuzione di pali trivellati con impiego di colonne di rivestimento provvisorio. È tassativamente esclusa la possibilità di impiego di fanghi bentonitici, onde evitare che la formazione del "cake" sulle pareti di scavo, riduca l'effetto drenante. Possibilmente, la perforazione dovrà essere effettuata "a secco"; l'impiego di acqua o di fanghi biodegradabili potrà essere autorizzato, in determinate circostanze, dalla DL, sentito il progettista.

Per la costruzione dei collettori di fondo, realizzati introducendo un tubo in PVC ondulato o grecato, saranno utilizzate sonde a rotazione e/o rotopercolazione a manovra corta, le cui dimensioni dovranno essere compatibili con il diametro dei pozzi. Le sonde potranno essere a funzionamento automatico, telecomandato o manuale.

Il diametro della perforazione dovrà rispettare le previsioni progettuali e comunque non dovrà essere inferiore a 120 mm.

2.2.4 PROVE E CONTROLLI

Prima dell'inizio dei lavori, l'Impresa dovrà trasmettere alla Direzione Lavori una planimetria con indicati tutti i pozzi drenanti, numerati progressivamente, specificando i previsti allestimenti finali (pozzi drenanti, pozzi ispezionabili, ecc.) e la sequenza di esecuzione.

Di norma, i lavori dovranno iniziare dal pozzo posto più a valle, in modo da consentire il funzionamento dell'impianto sin dalle prime fasi di lavoro.

In generale, la pendenza media della condotta di fondo non dovrà essere inferiore al 2%. Tale condotta può essere realizzata anche a gradini.

L'allontanamento definitivo delle acque sarà ottenuto mediante il loro recapito dai pozzi terminali ad un sistema di canalette superficiali, da disporre lungo opportune direttrici.

Prima di effettuare i collegamenti, dovranno essere controllati tutti i parametri geometrici delle perforazioni verticali ed orizzontali, allo scopo di assicurare la necessaria precisione plano-altimetrica del collegamento. L'Impresa dovrà trasmettere alla Direzione Lavori le modalità di controllo della geometria delle perforazioni.

La tubazione di collegamento deve essere continua ed attraversare il pozzo immersa nel materiale drenante. In corrispondenza di questo tratto, il tubo dovrà essere forato e rivestito di geotessile per la captazione dell'acqua drenata.

L'intercapedine tra tubazione e perforazione sarà adeguatamente impermeabilizzata utilizzando una miscela cementizia plastica.

Sono possibili i seguenti allestimenti:

- pozzi drenanti a tutta sezione;
- pozzi drenanti ispezionabili;
- pozzi drenanti con rivestimento strutturale.

Le relative caratteristiche specifiche vengono espone in Appendice.

2.2.5 DRENI VERTICALI PREFABBRICATI

I dreni prefabbricati a nastro permettono il flusso dell'acqua presente nel terreno lungo l'asse di sviluppo principale, longitudinale, dell'elemento filtrante. L'inserimento nel terreno del dreno si esegue mediante l'infissione a pressione di un mandrino che viene successivamente estratto, lasciando in sito il dreno, oppure mediante la penetrazione a vibrazione di un tubo di infissione con elemento vibrante in testa, azionato idraulicamente, che trascina il dreno fino alla profondità richiesta per poi rilasciarlo.

I nastri prefabbricati dovranno garantire una durata nel tempo adeguata alle necessità di Progetto e in ogni caso non inferiore a 3 anni di esercizio, una portata di scarico assiale non inferiore a 100 m³/anno (con gradiente idraulico unitario e con l'applicazione all'involucro

filtrante di una pressione normale totale pari a 3 MPa) e un coefficiente di permeabilità trasversale dell'involucro filtrante di almeno 2×10^{-2} cm/s.

Prima di procedere alla installazione dei dreni, si dovrà provvedere alla completa asportazione del terreno vegetale dall'area di lavoro, regolarizzando la superficie e coprendola con uno strato di sabbia perfettamente pulita, dello spessore di 50 / 80 cm, avente fuso granulometrico corrispondente a quello di una sabbia medio - grossa, con percentuale di passante al vaglio UNI da 0,075 mm non superiore al 2%.

I punti di infissione dei dreni dovranno essere materializzati sul terreno mediante picchetti o punti di riferimento riconoscibili. Le attrezzature dovranno operare da un piano di lavoro adeguatamente stabile e tale da escludere variazioni di assetto delle stesse durante le operazioni di infissione.

2.2.6 DRENI IN SABBIA

La sequenza esecutiva dei dreni (o pali) in sabbia vede:

- asportazione nell'area interessata dello strato superficiale di humus vegetale;
- esecuzione di fori, senza asportazione di materiale, mediante affondamento di tubo forma con il sistema dei pali battuti o mediante metodi equivalenti;
- riempimento dei fori così eseguiti con sabbia lavata, vagliata ed omogenea, avente apposita granulometria in modo da operare come filtro e contestuale sfilamento del tubo forma

Qualora non definito espressamente in progetto, il fuso granulometrico di riferimento dovrà essere quello riportato nella seguente Tabella 3.4 seguente:

Apertura vaglio UNI (mm)	Passante %	
	Min.	Max.
0,075	0	2
0,40	0	10
2,00	15	45
5,00	35	75
10,00	70	100

Tabella 3.4: Fuso granulometrico di riferimento per i dreni in sabbia

2.2.7 PROVE E CONTROLLI

Per ogni lotto fornito e, comunque, ogni 100 m³ di sabbia, si dovranno effettuare delle prove granulometriche atte a verificare la conformità della partita alla granulometria specificata in progetto.

Le perforazioni dovranno essere eseguite con modalità tali da garantire profondità, diametro e continuità del foro, che non dovrà subire alcun collasso parziale o chiusura.

Nel caso di impiego di tecniche con disgregazione idraulica del terreno, il foro dovrà essere sempre mantenuto pieno di acqua, per prevenire i danni conseguenti al mancato sostentamento delle pareti del foro per effetto della controspinta idrostatica.

Non è ammesso l'impiego di fluidi di perforazione diversi dall'acqua, priva di additivi, se non perfettamente biodegradabili in 20 / 40 ore.

Il riempimento dei fori con sabbia dovrà essere eseguito dal basso a risalire, iniziando da fondo foro, mediante il convogliamento della sabbia con tubazioni che, nel caso di perforazione con elica, potranno essere costituite dallo spazio anulare cavo interno alle stesse eliche, da ritirare progressivamente con il procedere del riempimento.

A riempimento eseguito, il tratto sommitale di materiale granulare inquinato dai materiali provenienti dalla perforazione dovrà essere asportato, condotto a discarica e sostituito con nuovo materiale drenante approvato fino a realizzare un materasso drenante sommitale di spessore e caratteristiche conformi al progetto.

2.3 TRATTAMENTI COLONNARI

Si definiscono trattamenti colonnari quei trattamenti di consolidamento-impermeabilizzazione in cui il terreno viene stabilizzato mediante rimescolamento con una miscela legante di acqua-cemento immessa a getto ad altissima pressione (jet grouting).

Usando la terminologia UNI EN, il processo di jet grouting consiste nella disgregazione del suolo o della roccia tenera e nella sua miscelazione e parziale sostituzione mediante un agente di cementazione; la disgregazione si ottiene per mezzo di un getto ad alta energia di un fluido che può essere l'agente di cementazione stesso.

Per l'esecuzione, il controllo ed il monitoraggio degli interventi di jet grouting è applicabile la norma UNI EN 12716:2003.

Il trattamento consiste essenzialmente in:

- iniziale perforazione mediante apposita sonda e contestuale pompaggio di fluido ad altissima pressione attraverso le stesse aste di perforazione che determina la disgregazione per idrodemolizione del terreno;
- parziale asportazione del terreno in superficie, utilizzando come liquido vettore il fluido disgregante immesso e come percorso di risalita la medesima perforazione;

- successiva stabilizzazione delle porzioni di terreno rimosse ma non asportate, con fluido cementizio, coincidente o meno con quello disgregante secondo il tipo di tecnologia adottata.

Di norma, le perforazioni saranno eseguite con o senza rivestimento, con circolazione di fluidi di perforazione per l'allontanamento dei detriti e per il raffreddamento dell'utensile.

I fluidi di perforazione potranno essere costituiti da:

- acqua;
- fanghi cementizi;
- aria, nel caso di perforazione a rotopercolazione con martello a fondo foro.

Le pressioni di iniezione devono essere determinate in modo da non provocare indesiderati inconvenienti, quali sollevamenti nelle adiacenze o comunicazioni tra fori o colonne vicine, non ancora indurite.

I trattamenti, che dovranno essere eseguiti secondo modalità di dettaglio previste in progetto ed approvate dalla Direzione Lavori, potranno essere realizzati in verticale o comunque inclinati in relazione alle indicazioni di progetto.

Questi trattamenti implicano la produzione di ingenti volumi di materiale refluo terreno/miscela e l'appaltatore dovrà garantire una corretta gestione e smaltimento conformemente alla vigente normativa di settore.

2.3.1 PROVE PRELIMINARI

La tipologia delle attrezzature prescelte ed i principali dettagli esecutivi dovranno essere comunicati dall'Impresa alla Direzione Lavori per opportuna informazione.

L'Impresa ha l'obbligo di eseguire una serie di prove preliminari per la messa a punto delle tecniche di perforazione e delle modalità di iniezione della miscela stabilizzante in relazione alla natura dei materiali da trattare ed alle caratteristiche idrogeologiche locali mediante esecuzione di colonne di prova nelle posizioni e quantità prescritte dal progettista e rappresentative dell'intervento che si dovrà realizzare.

Le attrezzature dovranno essere munite di dispositivi di comando e di contagiri per il controllo della velocità di rotazione e di risalita delle aste (temporizzatore a scatti o simili), atti a regolare tali parametri per garantire la continuità della colonna resa.

Sulle colonne del campo prova si dovranno effettuare i test di seguito indicati, che potranno essere richiesti in tutto o in parte o eventualmente integrati, come verrà di volta in volta indicato in funzione della specificità del progetto.

Il diametro sarà misurato mediante la messa a giorno di almeno 3 m delle colonne (trascurando i primi 50÷60 cm dal p.c.).

Qualora gli eventuali strati profondi di terreno da trattare presentino caratteristiche sostanzialmente diverse dai terreni superficiali, le colonne di prova andranno spinte a tali profondità; in questo caso il controllo sarà effettuato solo mediante carotaggi.

Si eseguiranno, inoltre, le seguenti prove:

- esecuzione di un carotaggio continuo su tutte le colonne per tutta la loro lunghezza, posizionato al centro; il carotaggio dovrà mostrare una percentuale di recupero superiore od uguale al 70%;
- esecuzione di un carotaggio continuo per tutta la lunghezza, posizionato all'intersezione di eventuali due colonne compenetranti;
- esecuzione di carotaggi continui lungo il presunto bordo esterno teorico ipotizzabile, in numero sufficiente per l'individuazione del diametro, nel caso di colonne profonde per le quali non è possibile procedere con esami visivi diretti;
- misura della velocità di propagazione delle onde elastiche longitudinali, lungo i fori eseguiti in asse, con il metodo del carotaggio sonico. Le colonne dovranno aver raggiunto almeno 30 gg. di maturazione (preferibilmente 30 gg. nel caso di trattamento di terreni incoerenti e 40 gg. nel caso di terreni coesivi); le misure verranno eseguite attraverso dei tubi in acciaio del diametro interno maggiore o uguale a 35 mm inseriti all'interno delle perforazioni di carotaggio ed adeguatamente cementati;
- per trattamenti intensivi, come ad esempio per la realizzazione di tamponi di fondo, potrà venire richiesta la realizzazione di prove cross-hole attraverso almeno tre tubi in acciaio posti ad un interasse di circa 100 cm (e che comunque verrà definito di volta in volta). Le misure microsismiche dovranno venire effettuate, per tutte le coppie possibili di tubi, sia sul terreno vergine prima dell'intervento, che sul trattamento dopo almeno 30 gg. dalla sua realizzazione;
- per trattamenti intensivi potranno venire richieste prove di permeabilità del tipo Lugeon i carotaggi dovranno essere eseguiti con corone a diamante e doppio carotiere con almeno 100 mm di diametro nominale.

Sui campioni prelevati si eseguiranno le seguenti operazioni:

- catalogazione, descrizione e documentazione fotografica;
- osservazioni relative al grado di continuità con l'indicazione delle percentuali di recupero e la lunghezza di ciascun pezzo di carota (in cm);

- trasporto, nel laboratorio approvato dalla Direzione Lavori, dei campioni preventivamente inseriti in fustelle di PVC chiuse con paraffina ed opportunamente imballati.

Preliminarmente all'avvio dei trattamenti, l'appaltatore dovrà presentare alla Direzione Lavori la seguente documentazione:

- una mappa dei trattamenti con la posizione di tutti i punti, contrassegnati con un numero progressivo;
- un programma cronologico di perforazione ed iniezione, elaborato in modo da minimizzare gli effetti negativi della perforazione/iniezione sulle colonne consolidate già eseguite;
- una relazione riportante le caratteristiche dei materiali, delle macchine e degli impianti da impiegare;
- una relazione procedurale riportante le modalità operative da eseguire, con indicazione di pressioni, velocità, portate, composizione delle miscele, numero e tipi di ugelli, ecc..

2.3.2 SISTEMI DI ESECUZIONE DEI TRATTAMENTI

In funzione del numero di fluidi utilizzati, si distinguono tre principali sistemi di jetting:

- Sistema mono-fluido: l'iniezione ad alta pressione della miscela avviene attraverso gli ugelli laterali di una testa "monitor" solidale alla testa di perforazione. La miscela, espulsa ad elevata pressione, funge da mezzo disgregante e di miscelazione del terreno circostante;
- Sistema bi-fluido: l'iniezione ad alta pressione della miscela avviene attraverso degli ugelli a fori coassiali che permettono di iniettare la miscela cementizia dal foro centrale insieme ad un getto di aria in pressione uscente dal foro anulare
- Sistema tri-fluido: l'iniezione ad alta pressione della miscela avviene attraverso un ugello posto nella parte inferiore della batteria di aste di perforazione mentre la disgregazione del terreno avviene attraverso un secondo ugello, posto al di sopra del primo, che inietta acqua ad elevata pressione. L'efficacia del getto d'acqua è incrementata da un getto coassiale (anulare) di aria compressa.

A meno di diverse e specifiche prescrizioni progettuali, le caratteristiche delle colonne che si dovranno realizzare saranno conformi a quanto specificato nella seguente Tabella 3.5, ove con:

- q_u : si intende la resistenza media ad espansione laterale libera su campioni prelevati dai carotaggi di controllo;
- D_m : è il diametro medio, in uno stesso tipo di terreno, misurato su colonne scoperte.

SISTEMA	TIPO TERRENO	DIAMETRO MEDIO (m) Dm	RESISTENZA (MPa) q_u
Monofluido	Incoerenti sciolti	0,60 ÷ 0,80 0,4 ÷ 0,6	> 5,0 ÷ 6,0
	Incoerenti da mediamente addensati ad addensati		
	Coesivi soffici o mediamente compatti	0,4 ÷ 0,6	≥ 1,5 ÷ 2,0
	Coesivi molto compatti	0,3 ÷ 0,5	
Bi-fluidi	Incoerenti sciolti	1,0 ÷ 1,5	≥ 5,0 ÷ 6,0
	Incoerenti da mediamente addensati ad addensati	0,6 ÷ 0,9	
	Coesivi soffici o mediamente compatti	0,7 ÷ 1,0	≥ 1,5 ÷ 2,0
	Coesivi molto compatti	0,5 ÷ 0,8	
Tri-fluidi	Incoerenti sciolti	1,6 ÷ 2,0	≥ 5,0 ÷ 6,0
	Incoerenti da mediamente addensati ad addensati	1,0 ÷ 1,5	
	Coesivi soffici o mediamente compatti	1,2 ÷ 1,6	≥ 1,5 ÷ 2,0
	Coesivi molto compatti	0,6 ÷ 1,0	

Tabella 3.5: Caratteristiche e limiti di accettabilità delle colonne jet-grouting

Il modulo di elasticità tangenziale E dovrà assumere valori pari o superiori a $E \geq 100 q_u$.

Usualmente le quantità minime di cemento da iniettare, in funzione del sistema prescelto (la quantità di cemento viene indicata come peso secco per metro cubo di terreno trattato) sono:

- sistema monofluido 350 ÷ 400 kg/m³
- sistema a due fluidi 400 ÷ 450 kg/m³
- sistema a tre fluidi 600 ÷ 700 kg/m³

Le prove tecnologiche preliminari, di cui al paragrafo precedente, definiranno nel dettaglio le quantità di cemento direttamente correlate alla tipologia di terreno attraversato.

L'impresa, a seguito delle prove preliminari e prima di iniziare le lavorazioni, dovrà produrre uno studio sulla tecnica di esecuzione nonché sulle miscele da utilizzarsi compreso eventuali additivi.

Di norma, le miscele cementizie di iniezione per i trattamenti jet-grouting saranno preparate adottando un dosaggio in peso dei componenti tale da soddisfare un rapporto acqua/cemento:

$$1 \leq a/c \leq 2$$

Con cadenza periodica la Direzione dei Lavori provvederà a controllare che la miscela presenti sempre i requisiti seguenti:

- fluidità Marsh da 10 sec. a 35 sec.;
- resistenza a compressione a 28 giorni > 25 MPa valutata su coppia di provini cubici.

Andranno inoltre verificate le seguenti tolleranze fisiche:

- coordinate planimetriche del centro della colonna: ± 5 cm
- scostamento dall'asse teorico: $\pm 2\%$
- lunghezza: ± 15 cm
- diametro medio reso: non inferiore a quello nominale progetto
- quota testa colonna: ± 5 cm

In caso di interruzione (accidentale o meno) dell'iniezione sarà necessario, eliminato l'inconveniente, far ripartire l'iniezione almeno 50 cm al di sotto della quota di interruzione.

2.3.3 PROVE E CONTROLLI DI ACCETTAZIONE

La geometria dei trattamenti (diametro, posizione e deviazione dell'asse, lunghezza) e la resistenza a compressione del terreno consolidato, dovranno essere accertati mediante sondaggio su colonne scelte dalla Direzione Lavori, in ragione del 5% delle colonne eseguite, con un minimo di 3, mediante carotaggio a rotazione continua. Il centro del carotaggio dovrà essere posizionato a una distanza dal centro della colonna pari al raggio della colonna stessa meno 10 cm. Per le colonne compenstrate, il carotaggio dovrà avvenire in corrispondenza della zona di compenetrazione.

Dal sondaggio, spinto per tutta la lunghezza della colonna fino a penetrare nel terreno naturale alla base della stessa, verranno estratte le carote e verrà determinato l'indice R.Q.D. (indice di recupero modificato) espresso come percentuale di recupero del carotaggio tenendo conto dei soli spezzoni con lunghezza > 100 mm.

La percentuale di carotaggio estratto non dovrà risultare inferiore all'85% della lunghezza teorica della colonna e il valore R.Q.D., espresso come percentuale di recupero del carotaggio tenendo conto degli spezzoni di carota di lunghezza ≥ 100 mm dovrà risultare non inferiore al 70%.

La valutazione del diametro verrà effettuata scoprendo le colonne per una profondità conveniente.

Qualora una carota risultasse di lunghezza complessiva inferiore all'85% della lunghezza teorica della colonna o si rivelasse non perfettamente compatta e omogenea, la colonna stessa dovrà essere considerata inaccettabile e si procederà a ulteriori prelievi di carote nelle colonne limitrofe al fine di delimitare la serie di colonne inaccettabili, che dovrà essere sostituita con una nuova serie costruita in immediata adiacenza e ben compenetrata col resto delle colonne.

E' inteso che dovranno essere effettuati i saggi di controllo anche per la serie di colonne eseguite in sostituzione di quelle risultate deficienti, nel numero minimo pari a quello delle colonne risultate inaccettabili nella prima serie di prove.

Per ognuna delle colonne indagate, dai sondaggi eseguiti verranno ricavati da 3 a 5 campioni, aventi rapporto h/d pari a 1,0-1,25, da sottoporre a prove di compressione monoassiale, dalle quali si dovranno ottenere valori di resistenza cilindrica a rottura non inferiori al 95% della media dei valori riscontrati nelle carote prelevate dal campo prova e comunque ≥ 5 MPa a 28 giorni nei materiali incoerenti, con limite minimo di 1,5 - 2,0 MPa a 40 giorni negli interstrati di terreni coesivi.

Qualora detta resistenza cilindrica dovesse risultare inferiore ai valori suddetti, la serie di colonne afferente le carote provate potrà essere considerata ancora accettabile sentite le determinazioni del progettista.

Qualora dalle prove condotte risultasse che alcuno dei parametri quali lunghezza, diametro, resistenza a compressione, sia variato rispetto a quanto stabilito in sede di progettazione o a quanto emerso dall'esecuzione del campo prove, la Direzione Lavori, sentito il progettista, valuterà la sicurezza progettuale residua. Nel caso tale riscontro dia esito positivo, il trattamento colonnare verrà accettato ma verrà penalizzato il lotto oggetto di difetto della prova.

In caso di esito negativo, l'Appaltatore sarà tenuto a sua totale cura e spese al rifacimento dei trattamenti, oppure all'adozione di quei provvedimenti che, proposti dallo stesso, dovranno essere formalmente approvati dalla Direzione Lavori preventivamente alla loro realizzazione.

Quando previsto in progetto, le colonne dovranno essere armate con elementi in acciaio (tubi conformi alle norme UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati)).

Nel caso di armature in vetroresina, a sezione circolare piena o cava ovvero con profilati a geometria particolare, la loro superficie dovrà essere del tipo ad aderenza migliorata. La giunzione dei profilati è ammessa soltanto mediante l'impiego di manicotti di resistenza non inferiore a quella del tubo.

2.4 INIEZIONI

Come sopra detto, le iniezioni servono a trattare il terreno per migliorarne le caratteristiche meccaniche.

I trattamenti possono suddividersi in:

- impregnazione, quando tendono a riempire i vuoti dei terreni sciolti porosi;
- intasamento, quando tendono a riempire fratture o cavità della roccia;
- ricomprensione, quando tendono a formare, nei terreni fini, un reticolo di lenti resistenti e scarsamente deformabili, ottenuto per fratturazione idraulica (claquage).

Le miscele di iniezione consistono in:

- sospensioni di un legante idraulico in acqua con eventuali additivi stabilizzanti (miscele cementizie);
- soluzioni colloidali, ottenute sciogliendo in acqua colloidali puri (silicato di sodio) ed utilizzando reagenti organici (acetato di etile);
- soluzioni pure inorganiche, costituite da soluzioni acquose di silice pura con impiego di reagenti inorganici.

In relazione alla penetrabilità ed alla stabilità, le sospensioni cementizie si definiscono:

- miscele cementizie instabili, costituite da miscele binarie, nelle quali la fase solida tende a sedimentare con rilevante cessione di acqua libera (bleeding);
- miscele cementizie stabili, costituite da miscele ternarie (acqua-cemento-bentonite) o da miscele binarie corrette con additivi disperdenti e stabilizzanti;
- miscele con cementi microfini, costituite da miscele binarie, con impiego di cementi macinati e additivati.

L'Impresa, nel proporre alla Direzione dei Lavori la tecnica di realizzazione e la composizione della miscela, dovrà valutare attentamente gli elementi di conoscenza delle caratteristiche dei terreni (stratigrafia, granulometria, etc.), o i caratteri strutturali e morfologici degli ammassi rocciosi (grado di fratturazione, permeabilità Lugeon, etc.). Dovrà inoltre valutare attentamente l'influenza della falda (pressione, velocità di filtrazione, etc.).

I materiali che verranno introdotti nel terreno dovranno avere caratteristiche non inquinanti e comunque non nocive, anche a tempi lunghi ed in presenza di acqua sia di infiltrazione che di falda.

Pertanto l'Appaltatore dovrà garantire che il prodotto solidificato non sia affetto da fenomeni di instabilità o reversibilità chimica e/o fisica, salvaguardando inoltre la falda da qualsiasi compromissione e tutelandone la possibilità di utilizzo.

Ove ne ricorra l'opportunità, la Direzione Lavori richiederà l'esecuzione di prove tecnologiche preliminari.

I fori di iniezione dovranno essere realizzati nella posizione e con le inclinazioni di progetto, con le seguenti tolleranze ammissibili, salvo più rigorose limitazioni indicate in progetto:

- coordinate plano-altimetriche: ± 5 cm;
- scostamento dall'asse teorico: $\pm 2\%$;
- lunghezza: ± 15 cm

Di norma, salvo diverse indicazioni progettuali, le miscele cementizie di iniezione per i trattamenti di impregnazione saranno preparate adottando un dosaggio in peso dei componenti tale da soddisfare un rapporto cemento/acqua:

$$0,2 \leq c/a \leq 0,6$$

Per i trattamenti di intasamento di rocce fessurate il dosaggio c/a può variare nell'intervallo:

$$0,4 \leq c/a \leq 1,4$$

Il terreno consolidato dovrà presentare le caratteristiche meccaniche esposte nella seguente Tabella 3.6, uniformemente distribuite nell'ambito dei volumi minimi considerati:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO CONSOLIDATO	INTERVALLO DELLA PROVA	
	DOPO 48 h DALL'INIEZIONE	DOPO 7 gg DALL'INIEZIONE
Resistenza a compressione semplice, determinata su carote prelevate nel terreno consolidato, aventi rapporto h/d=1	≥ 1 MPa	$\geq 1,5$ MPa
R.Q.D. (indice di recupero modificato) espresso come percentuale di recupero del carotaggio tenendo conto degli spezzoni di carota di lunghezza ≥ 100 mm	$\geq 50\%$	$\geq 70\%$

Tabella 3.6: Caratteristiche meccaniche del terreno in funzione dell'intervallo di prova

L'Impresa, a sua totale cura e sotto il controllo della Direzione Lavori, provvederà alla messa a punto della tecnologia d'intervento procedendo preliminarmente, mediante prove e sondaggi, alla determinazione delle caratteristiche geomeccaniche, livello di falda e permeabilità del terreno da consolidare; in base ai risultati ottenuti definirà:

- la quantità e distribuzione dei tubi di iniezione;
- il passo delle valvole;
- la composizione delle miscele con specifico riferimento alla viscosità, che dovrà essere bassa per poter eseguire le iniezioni in tempi brevi, il rapporto acqua cemento ed l'impiego di additivi adeguati;
- la finezza del cemento;
- la pressione di iniezione, che di norma dovrà essere inferiore a quella di cedimento del sistema (claquage)

L'Impresa dovrà inoltre eseguire, sempre a sua cura e sotto il controllo della Direzione Lavori, la verifica degli effetti indotti nel terreno ed infine l'accertamento dell'uniformità e delle caratteristiche meccaniche del terreno consolidato mediante prove in sito ed in laboratorio su campioni prelevati con carotaggi.

L'Impresa potrà dare corso ai trattamenti soltanto dopo che la Direzione Lavori avrà espresso il suo benestare in base ai risultati delle prove di cui sopra, con l'avvertenza che in ogni caso tale benestare non ridurrà la responsabilità dell'Impresa circa il raggiungimento delle prescrizioni progettuali, in termini di spessore e resistenza del terreno consolidato.

Qualora si dovessero riscontrare variazioni sensibili nelle caratteristiche dei terreni attraversati rispetto a quelle assunte inizialmente per la messa a punto del sistema, l'Impresa, a sua cura spese, dovrà verificare puntualmente l'idoneità dei parametri adottati provvedendo eventualmente ad una loro ritaratura in corso d'opera.

L'Impresa, in ogni caso, dovrà procedere a continui sondaggi nei trattamenti effettuati per verificare la rispondenza alle prescrizioni progettuali relativamente a resistenze e spessori.

A carico dell'Impresa, si considerano tutte le operazioni preliminari di sondaggio, prove, progettazione e campo prove; la documentazione dei lavori; la ubicazione dei punti di trattamento; le operazioni di perforazione ed infissione dei tubi valvolati; l'esecuzione delle iniezioni di guaina e di quelle di consolidamento, compreso la fornitura di tutti i materiali.

Sono, altresì, a carico dell'Impresa eventuali superfici di parete consolidata eccedenti le dimensioni teoriche di progetto.

3 MISURAZIONE E CONTABILIZZAZIONE

3.1 NORME GENERALI

Resta stabilito che, sia per i lavori compensati a corpo che per quelli compensati a misura, l'Appaltatore ha l'onere contrattuale di predisporre in dettaglio tutti i disegni contabili delle opere realizzate e delle lavorazioni eseguite con l'indicazione (quote, prospetti e quant'altro necessario) delle quantità, parziali e totali, nonché con l'indicazione delle relative operazioni aritmetiche e degli sviluppi algebrici necessari alla individuazione delle quantità medesime, di ogni singola categoria di lavoro attinente l'opera o la lavorazione interessata.

Detti disegni contabili, da predisporre su supporto informatico e da predisporre, in almeno doppia copia su idoneo supporto cartaceo, saranno obbligatoriamente consegnati tempestivamente alla Direzione Lavori per il necessario e preventivo controllo e verifica da effettuare sulla base delle misurazioni, eseguite in contraddittorio con l'Appaltatore, durante l'esecuzione dei lavori. Tale documentazione contabile è indispensabile per la predisposizione degli Stati di Avanzamento Lavori e per l'emissione delle relative rate di acconto, secondo quanto stabilito in merito per i pagamenti.

La suddetta documentazione contabile resterà di proprietà dell'Amministrazione committente. Tutto ciò premesso e stabilito, si precisa che:

- I lavori compensati "a misura" saranno liquidati secondo le misure geometriche, o a numero, o a peso, così come rilevate dalla Direzione dei Lavori, in contraddittorio con l'Appaltatore, durante l'esecuzione dei lavori;
- I lavori da compensare "a corpo" saranno controllati in corso d'opera attraverso le misure geometriche, o a peso, o a numero, rilevate dalla Direzione dei Lavori in contraddittorio con l'Appaltatore e, quindi, confrontate con le quantità rilevabili dagli elaborati grafici facenti parte integrante ed allegati al Contratto di Appalto.

Per la predisposizione degli Stati di Avanzamento Lavori e per l'emissione delle relative rate d'acconto, il corrispettivo da accreditare nei S.A.L. è la parte percentuale del totale del prezzo a corpo risultante da tale preventivo controllo, effettuato a misura, oltre le prescritte trattenute di Legge e le eventuali risultanze negative (detrazioni) scaturite a seguito del Collaudo in corso d'opera.

A completamento avvenuto di tutte le opere a corpo, risultante da apposito Verbale di constatazione redatto in contraddittorio con l'Appaltatore, la Direzione dei Lavori provvederà, con le modalità suddette, al pagamento del residuo, deducendo le prescritte trattenute di Legge e le eventuali risultanze negative scaturite dalle operazioni e dalle verifiche effettuate dalla Commissione di Collaudo in corso d'opera.

3.2 CRITERI DI MISURA

- **Tiranti, chiodi e bulloni**

La misurazione corrisponderà alla lunghezza dell'ancoraggio introdotto, a partire dal filo esterno della piastra di ancoraggio.

- **Drenaggi**

Il geocomposito adoperato come strato di drenaggio sarà computato a metro quadrato, in funzione della superficie effettivamente ricoperta dal telo ed in base allo spessore comprese gli eventuali sfridi e sovrapposizioni.

Nel caso di dreni (o pali) di sabbia, ai fini del loro pagamento, si misurerà la lunghezza del dreno (o palo) dalla quota inferiore del foro fino alla quota risultante in corrispondenza di ciascun dreno dopo l'asportazione dello strato superficiale.

Il prezzo comprende lo scavo, l'allontanamento dei materiali di risulta, la sabbia ed ogni altra fornitura, prestazione ed onere, ad esclusione dell'asportazione dello strato superficiale.

- **Trattamenti colonnari**

La misurazione corrisponderà all'effettiva lunghezza della colonna di terreno consolidata. La lunghezza della colonna sarà misurata in base alla profondità raggiunta dalla batteria di aste di iniezione, dedotto il tratto di perforazione a vuoto.

- **Iniezioni**

La misurazione che darà luogo al compenso per gli interventi di iniezione o di impregnazione prenderà a riferimento i quintali di cemento normale iniettato e misurato a secco. Le iniezioni saranno computate in base all'effettiva lunghezza del perforo iniettato ed in rapporto al diametro dello stesso.

In presenza di iniezioni ripetute in pressione si considera tratto attivo (fondazione) del tirante esclusivamente il bulbo.

4 NON CONFORMITÀ

La Direzione dei Lavori, sulla scorta dei controlli e delle prove eseguite sulle singole lavorazioni, così come sopra descritte, provvederà, in caso di esito negativo, ad aprire delle non conformità rendendone edotto l'Appaltatore.

La risoluzione delle non conformità, che coinvolgerà sempre anche il progettista nel caso di opere strutturalmente rilevanti, dovrà essere proposta dall'appaltatore e concordata con la Direzione

dei Lavori. A insindacabile giudizio del Direttore dei Lavori, potranno essere comminate penalizzazioni economiche sulle lavorazioni oggetto di non conformità.

5 COLLAUDO

Per le prove di collaudo sugli elementi strutturali sopra elencati si rimanda ai singoli paragrafi indicanti le prove da eseguire.

6 MANUTENZIONE

Il piano di manutenzione dei sistemi strutturali sopra esposti dovrà tener conto:

- Per quanto attiene gli ancoraggi, non sono previsti magisteri da eseguire in corso di vita degli stessi; tutte le accortezze al fine di evitare ammaloramenti e perdita di prestazione dovranno essere presi in fase di esecuzione; a titolo esemplificativo sarà necessario proteggere gli ancoraggi dalla corrosione dovuta all'acqua e che potrebbe venire a contatto con l'elemento strutturale; andrà quindi curata con attenzione ad es. la impermeabilizzazione delle testate con vernici bituminose o apposite coperture in cemento.
- Per quanto attiene i drenaggi a nastro, andrà previsto un controllo periodico nei punti di scarico dei dreni a valle; oltre questo, in caso di terreni sufficientemente stabili, possono prevedersi dei fori spia in modo da poter effettuare interventi di pulizia, oltre che monitorare lo stato dei collettori e le portate di drenaggio.
- I pozzi drenanti devono essere ispezionati periodicamente per il controllo di funzionalità del sistema drenante; l'efficacia dell'intervento può essere stimata valutando l'incremento del fattore di sicurezza conseguente alla riduzione del livello piezometrico. È necessario inoltre garantire e valutare, attraverso controlli periodici della portata, il corretto funzionamento dei collettori di scarico.

7 NORME E RIFERIMENTI

I lavori saranno eseguiti in accordo, ma non limitatamente, alle seguenti leggi e normative:

- D. M. Infrastrutture 17/01/2018: Norme tecniche per le costruzioni e ss.mm.ii;
- Circolare C.S. LL.PP. n. 7 del 21/01/2019: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 Gennaio 2018;
- Decreto Ministeriale 11/03/1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Raccomandazioni AICAP-AGI "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce", edizione Giugno 2012;

-
- Norme UNI-CNR, ASTM, DIN richiamate ove pertinenti.

Gli acciai impiegati nella realizzazione dei tiranti di ancoraggio di cui al cap. 6.6 del D.M. 17/01/18 dovranno essere conformi a quanto prescritto nel capitolo 11.3 del citato Decreto Ministeriale.

8 APPENDICE

8.1 DETTAGLI ESECUTIVI SULLE PROVE PRELIMINARI SUGLI ANCORAGGI

Nel prosieguo vengono indicate nel dettaglio le due tipologie di prove preliminari da effettuarsi obbligatoriamente in caso di utilizzo di tiranti geotecnici strutturali.

Esecuzione della prova di sfilamento

Nella prova a sfilamento, l'ancoraggio deve essere sollecitato fino al massimo carico di prova possibile, ovverosia il carico P_p che determina il raggiungimento di una tensione nell'armatura pari al 90% di quella di snervamento:

$$P_p = 0,9 \cdot R_{tk} = 0,9 \cdot A_s \cdot f_{yk}$$

Per aumentare il carico di prova e favorire lo sfilamento della fondazione, la sezione dell'armatura dell'ancoraggio deve essere quindi appositamente dimensionata in modo tale che la resistenza a sfilamento della fondazione possa essere prevedibilmente raggiunta prima che si produca lo snervamento dell'armatura.

Qualora questo non bastasse per produrre lo sfilamento della fondazione, la prova dovrà essere effettuata su un ancoraggio con fondazione di lunghezza ridotta, $(L_f)_{prova}$, rispetto a quella di progetto, $(L_f)_{prog}$. In tal caso potrebbe essere necessario incrementare la lunghezza libera dell'ancoraggio di una quantità pari alla riduzione della lunghezza della fondazione onde sperimentare il terreno alla stessa profondità di fondazione dell'ancoraggio definitivo. Solo in questo caso la resistenza caratteristica per gli ancoraggi definitivi potrà essere stimata amplificando la resistenza misurata mediante un fattore pari al rapporto delle lunghezze $(L_f)_{prog}/(L_f)_{prova}$.

La velocità di applicazione del carico, così come quella di scarico, dovrà essere inferiore a 10 kN al minuto.

La prova comprende le seguenti fasi:

- tesatura fino ad una forza di allineamento P_a , usualmente pari al valore minimo tra 50 kN e il 10% del carico di prova P_p ; la corrispondente configurazione dell'ancoraggio costituisce il riferimento geometrico per la misura degli allungamenti ΔL ;

- tesatura per incrementi di carico pari a 0,10 di P_p ogni minuto, fino a raggiungere lo sfilamento o il carico di prova P_p , con sosta a ciascun incremento per il solo tempo necessario alla lettura del corrispondente allungamento.

Nel caso non sia stato raggiunto lo sfilamento vero e proprio della fondazione, la prova va ripetuta riducendo le dimensioni della fondazione o aumentando la sezione dell'armatura.

Nel caso di ancoraggi temporanei ad espansione meccanica, la prova viene condotta su un dispositivo uguale a quello da impiegare ed è spinta fino a raggiungere lo snervamento dell'armatura o lo sfilamento della fondazione.

Il valore ultimo di prova viene assunto come un valore misurato della resistenza a sfilamento dell'ancoraggio ($R_{a,m}$).

Esecuzione della prova di idoneità

La prova di idoneità viene eseguita su un ancoraggio avente le medesime caratteristiche degli ancoraggi definitivi (modalità costruttive, diametro di perforazione, lunghezza di fondazione, ecc.) stabilite anche sulla base dei risultati della prova di sfilamento. Per ragioni di sicurezza per gli operatori, l'armatura dell'ancoraggio potrà essere opportunamente maggiorata.

Il carico di prova P_p coincide con il valore stimato della resistenza caratteristica dell'ancoraggio.

La velocità di applicazione del carico, così come quella di scarico, dovrà essere inferiore a 10 kN al minuto.

La prova comprende le seguenti fasi:

Prima fase

Tesatura iniziale dell'ancoraggio con una forza di allineamento P_a pari al valore minimo tra 50 kN e il 10% di P_p ; la corrispondente configurazione dell'ancoraggio costituisce il riferimento geometrico per la misura degli allungamenti ΔL .

Seconda fase

Tesatura con incrementi del carico fino al carico di prova P_p ; per ciascun livello di carico, la forza dovrà essere mantenuta costante per un intervallo di tempo sufficiente a rilevare l'andamento degli allungamenti nel tempo; una possibile articolazione degli incrementi e delle durate del carico è indicata nella seguente Tabella 9.1:

Fase di carico	Carico applicato	Durata minima del carico (min) per la misura degli allungamenti			
		Ancoraggi temporanei		Ancoraggi permanenti	
		Roccia o terreni incoerenti	Terreni a grana fine	Roccia o terreni incoerenti	Terreni a grana fine
1	0,25 P _p	1	1	15	15
2	0,40 P _p	1	1	15	15
3	0,55 P _p	1	1	15	15
4	0,70 P _p	5	5	30	60
5	0,85 P _p	5	5	30	60
6	1,00 P _p	30	60	60	180

Tabella 9.1: Incrementi e durate di carico

Per ogni singolo incremento di carico, si dovranno rilevare gli allungamenti con i seguenti tempi di lettura: 1, 2, 5, 10, 15, 30, 60, 120, 180 minuti.

Nel corso di questa fase di prova, devono essere tracciate le curve dell'allungamento in funzione del tempo in scala logaritmica, per tutte le soste a carico costante (Figura 9.1a) e l'andamento del rapporto di creep α nel tratto rettilineo finale delle predette curve, in funzione del rapporto fra carico applicato P e carico di prova P_p (Figura 9.1b).

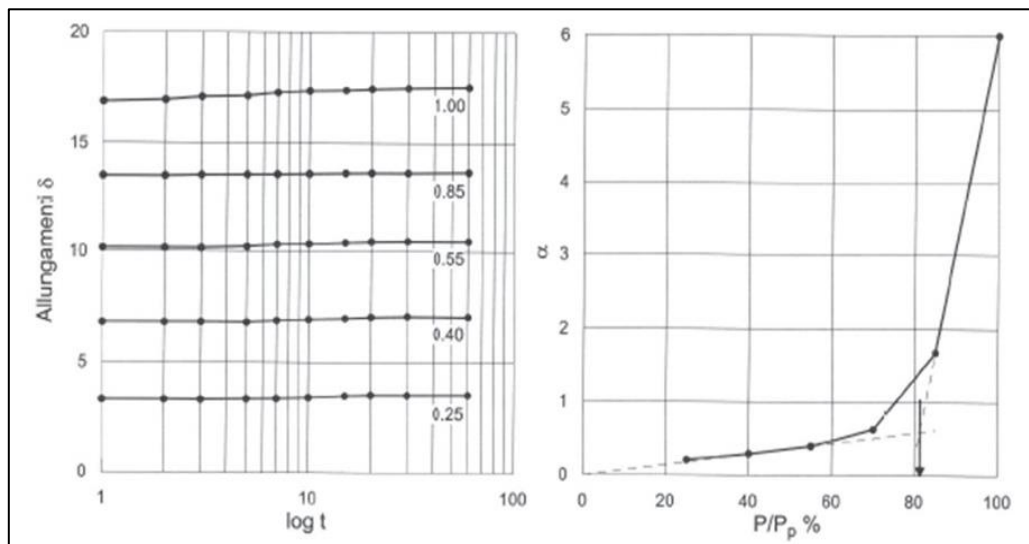


Figura 9.1a

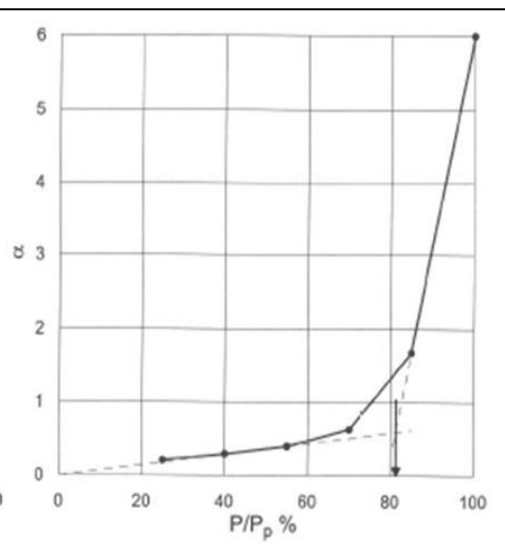


Figura: 9.1b

Nel rispetto degli intervalli minimi suggeriti, una fase di carico può comunque considerarsi terminata se il corrispondente valore di δ risulta minore di 2 mm.

Per ciascuna curva, il valore del rapporto di creep α nel tratto finale della curva è dato da:

$$\alpha = (\delta_2 - \delta_1) / \log(t_2/t_1)$$

dove:

δ_1 è il valore dell'allungamento al tempo t_1 ;

δ_2 è il valore dell'allungamento al tempo t_2 ;

t_1 è il tempo subito dopo l'applicazione dell'incremento di tiro o di inizio dell'osservazione;

t_2 è il tempo al termine del periodo di osservazione a carico costante.

Terza fase

Scarico fino al tiro di allineamento P_a in tre stadi, con sosta ad ogni gradino per il tempo necessario ad effettuare la lettura del relativo allungamento e misura dell'allungamento residuo Δ_{Lper} al valore di P_a .

Al termine della prova, viene tracciato il diagramma forze-allungamenti (Figura 9.2).

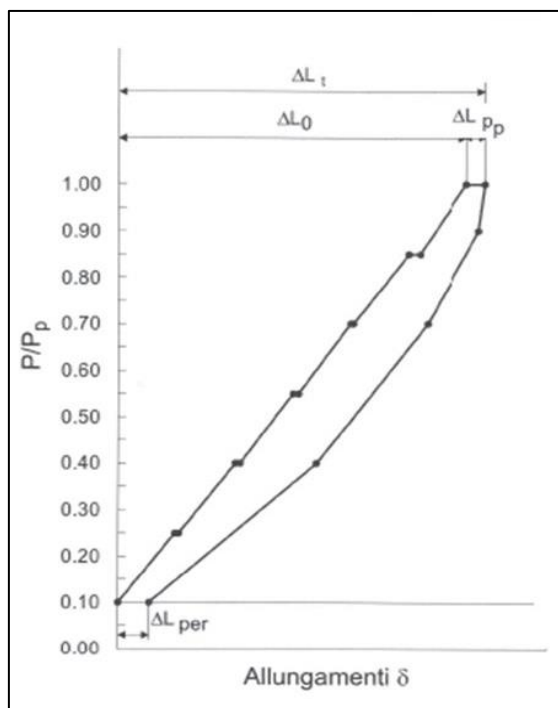


Figura 9.2

Come valore misurato della resistenza a sfilamento dell'ancoraggio, si assume il valore $R_{a,m}$, come di seguito ottenuto:

- per tutti i terreni è il valore minimo del carico di prova per il quale risulta $\delta > 2$ mm, e qualora la precedente condizione non sia applicabile:

- nel caso di roccia o terreno incoerente: il massimo valore della forza applicata durante la prova anche se non si è raggiunto lo sfilamento dell'ancoraggio;
- nel caso di terreno a grana fine: il valore della forza di sfilamento ovvero il valore della forza per cui il diagramma di Fig. 9.1b presenta una evidente variazione di pendenza.

Inoltre, se non diversamente previsto dal progetto, l'idoneità dell'ancoraggio risulta accertata:

- se gli spostamenti misurati e il rapporto di creep al carico di prova soddisfano i requisiti indicati nella seguente Tabella 9.3

	Ancoraggi temporanei		Ancoraggi permanenti	
	Roccia o terreni incoerenti	Terreni a grana fine	Roccia o terreni incoerenti	Terreni a grana fine
Carico di Prova	P_p	P_p	P_p	P_p
Prove con tempi di osservazione brevi				
t_1 (min)	10	20	20	60
t_2 (min)	30	60	60	180
Allungamento $\Delta\delta = \delta_2 - \delta_1$ (mm)	$\leq 0,7$ mm	$\leq 0,7$ mm	$\leq 0,7$ mm	$\leq 0,7$ mm
Prove con tempi di osservazione lunghi				
t_2 (minimo)	≥ 30	≥ 60	≥ 120	≥ 720
rapporto di creep α	$\leq 2,0$ mm	$\leq 2,0$ mm	$\leq 2,0$ mm	$\leq 2,0$ mm

Tabella 9.3: Valori di riferimento degli allungamenti e del rapporto di creep

- se la lunghezza libera teorica L_t e la lunghezza libera apparente L_{app} dell'ancoraggio verificano le condizioni seguenti:

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

dove L_f è la lunghezza della fondazione dell'ancoraggio e L_{app} si ricava in prima approssimazione con la seguente relazione:

$$L_{app} = \Delta L \cdot A_s \cdot E_s / (P_p - P_a)$$

dove:

- A_s è l'area della sezione di armatura
- E_s è il modulo elastico del materiale di armatura
- ΔL è l'allungamento elastico misurato al valore del tiro di prova
- P_p, P_a sono i valori del tiro di prova e di allineamento

In base al valore della resistenza misurata, la prova consente di determinare il valore appropriato della resistenza caratteristica a sfilamento dell'ancoraggio e quindi di verificare che il tiro di progetto P_d risulti minore o uguale al valore di progetto della resistenza (R_{ad}).

8.2 TIPOLOGIE DI POZZI DRENANTI

8.2.1 POZZI DRENANTI A TUTTA SEZIONE

Impermeabilizzato il fondo del pozzo sino a 20 cm sopra la quota prevista per la condotta di fondo, si eseguirà il riempimento con materiale arido pulito provvedendo contemporaneamente all'estrazione del rivestimento provvisorio. Si utilizzerà di norma un fuso granulometrico compreso fra 2÷25 mm circa, con passante al vaglio 200 ASTM non superiore al 5%; il materiale dovrà essere lavato ed esente da materiali organici coesivi.

Per favorire il corretto assestamento della ghiaia, potrà essere opportuno facilitarne la discesa mediante il deflusso di una piccola portata di acqua.

Completato il riempimento, si provvederà alla realizzazione di un tappo superiore di impermeabilizzazione, separato dal materiale drenante per mezzo di una membrana geotessile o in PVC.

8.2.2 POZZI ISPEZIONABILI

Si tratta di pozzi con rivestimento definitivo di adeguato diametro, usualmente non minore di 1,5 metri e con una intercapedine filtrante all'intorno.

In presenza di tubo forma, questo sarà estratto contemporaneamente alla immissione del materiale drenante, curando che rimanga sempre immerso nello stesso per impedirne la contaminazione; si dovrà, anche in questo caso, procedere alla impermeabilizzazione del fondo del pozzo sino a 20 cm sopra la quota prevista per la condotta di fondo. La presenza del rivestimento definitivo consente in ogni momento di accedere alla tubazione di collegamento per verificare il normale funzionamento ed eseguire, se necessario, eventuali manutenzioni.

Il mantello drenante di questi pozzi sarà ottenuto tramite il riempimento di questa corona anulare esterna con il materiale granulare arido 2÷25 mm.

Eseguita l'impermeabilizzazione del fondo (esterno ed interno) si procederà al versamento del materiale drenante mediante opportuni convogliatori.

Eseguito anche il tappo superiore, si provvederà ad installare all'interno del rivestimento definitivo una scala metallica munita di gabbia di protezione.

Infine, verrà posto in opera il chiusino di testa, in cemento armato prefabbricato, munito di botola in ghisa.

8.2.3 POZZI DRENANTI CON RIVESTIMENTO STRUTTURALE

Si tratta di pozzi aventi diametro minimo Φ 2 m, il cui mantello drenante, di spessore adeguato, secondo progetto, è coassiale ed esterno ad un rivestimento in conglomerato cementizio armato di spessore opportuno.

Anche in questo caso, si dovrà procedere alla impermeabilizzazione del fondo del pozzo sino a 20 cm sopra la quota prevista per la condotta di fondo.

Le acque di drenaggio vengono raccolte all'interno del pozzo tramite 2÷3 perforazioni radiali del rivestimento in c.a.

L'allestimento del pozzo sarà infine completato in maniera analoga a quanto previsto per i pozzi ispezionabili (scala, chiusino, botola, ecc.).

Ove previsto dal progetto, si installeranno dall'interno dei pozzi delle raggere di tubi microfessurati in PVC. L'importanza di questi micro-dreni è dovuta alla possibilità che offrono di incrementare la captazione delle acque in terreni poco permeabili, o al contatto tra coltre e substrato.