



REGIONE DEL VENETO

AREA TUTELA E SVILUPPO DEL TERRITORIO - DIREZIONE INFRASTRUTTURE TRASPORTI E LOGISTICA

UO INFRASTRUTTURE STRADE E CONCESSIONI

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
Ing. Marco d'Elia

SISTEMA FERROVIARIO METROPOLITANO REGIONALE

S. F. M. R.

(Atto del 06/12/2016)

LINEE VENEZIA-QUARTO D'ALTINO e MESTRE-TREVISO

ELIMINAZIONE DEI P.L. AL km 1+337 e km 1+445

VENEZIA - Via Gazzera Alta

PROGETTO ESECUTIVO

INTERVENTO 1.09bis				N° ELABORATO		
ELABORATI TECNICO ECONOMICI				18.05.00.00		
Capitolato speciale d'appalto - Norme tecniche Opere interraste di fondazione, sostegno e aggottamento				SCALA -		
				NOME FILE 0409E02-18050000-DCT004_E00		
E00	Emissione		10/2019	L. Marruccelli	R. Zanon	M. Fioratti
Revisione	Descrizione		Data	Redatto	Verificato	Approvato
COMMESSA 0409E02		DOCUMENTO D CT 004	REV. E00	TAVOLA 1 di 1		
Il Direttore Tecnico Ing. Stefano Susani		Il Progettista e Responsabile dell'integrazione fra le prestazioni specialistiche Ing. Michele Fioratti				
 Via Squero, 12 - 35043 Monselice (PD)						

INDICE

1	PALANCOLATE	7
1.1	GENERALITA'	7
1.1.1	Definizioni	7
1.1.2	Normative di riferimento.....	7
1.2	PRESCRIZIONI ED ONERI GENERALI	7
1.3	PRESCRIZIONI TECNICHE PARTICOLARI	9
1.3.1	Soggezioni geotecniche e ambientali	9
1.3.2	Documentazione preliminare	10
1.3.3	Prove tecnologiche preliminari.....	11
1.3.4	Preparazione dei piani di lavoro e tolleranze	11
1.4	MATERIALI.....	12
1.4.1	Palancolate metalliche	12
1.4.2	Palancolate in c.a. prefabbricate	13
1.5	MODALITA' ESECUTIVE	14
1.5.1	Prescrizioni generali.....	14
1.5.2	Attrezzatura d'infissione ed estrazione	14
1.5.3	Infissione	17
1.5.4	Estrazione	20
1.5.5	Installazione di ancoraggi	21
1.5.6	Impermeabilizzazione dei giunti.....	21
1.6	CONTROLLI E DOCUMENTAZIONE	22
1.7	REQUISITI SPECIALI	26
1.7.1	Sicurezza	26
1.7.2	Impatto sugli edifici e sugli impianti adiacenti	27
1.7.3	Inquinamento acustico	27
1.7.4	Permeabilità delle palancole.....	27
2	DIAFRAMMI IN C.A.	28
2.1	GENERALITA'	28
2.1.1	Definizioni	28
2.1.2	Normative di riferimento.....	28
2.2	PRESCRIZIONI ED ONERI GENERALI	29
2.3	PRESCRIZIONI TECNICHE PARTICOLARI	31
2.3.1	Soggezioni geotecniche e ambientali	31
2.3.2	Documentazione preliminare	32



2.3.3	Prove tecnologiche preliminari.....	33
2.4	MATERIALI.....	34
2.4.1	Conglomerati cementizi	34
2.4.2	Fanghi bentonitici.....	34
2.4.3	Fanghi polimerici biodegradabili	37
2.4.4	Acciaio	38
2.5	MODALITA' ESECUTIVE	39
2.5.1	Prescrizioni generali.....	39
2.5.2	Attrezzature.....	40
2.5.3	Armatura	42
2.5.4	Tolleranze	43
2.5.5	Opere preliminari	44
2.5.6	Perforazione.....	46
2.5.7	Posizionamento dell'armatura e di altri elementi	49
2.5.8	Getto del calcestruzzo	50
2.5.9	Scapitozzatura	52
2.5.10	Giunto tra diaframmi tipo Avec o equivalente	52
2.6	CONTROLLO DELL'ESECUZIONE.....	53
2.7	PROVE DI CARICO	54
2.7.1	Generalità	54
2.7.2	Prove di carico assiale	57
2.7.3	Prove di carico laterale	64
2.7.4	Prove di carico su pannelli strumentati	65
2.7.5	Prove di controllo sonico.....	68
2.7.6	Prove di ammettenza meccanica.....	71
3	PALI	73
3.1	GENERALITA'	73
3.1.1	Definizioni	73
3.1.2	Normative di riferimento.....	75
3.2	PRESCRIZIONI ED ONERI GENERALI	75
3.3	PRESCRIZIONI TECNICHE PARTICOLARI	78
3.3.1	Soggezioni geotecniche e ambientali	78
3.3.2	Documentazione preliminare	79
3.3.3	Prove tecnologiche preliminari.....	80
3.3.4	Tolleranze	81
3.4	MATERIALI.....	82



3.4.1	Armature metalliche	82
3.4.2	Rivestimenti metallici	84
3.4.3	Conglomerati cementizi	85
3.4.4	Fanghi bentonitici.....	86
3.4.5	Fanghi polimerici biodegradabili	89
3.5	MODALITA' ESECUTIVE	90
3.5.1	Pali battuti gettati in opera con rivestimento definitivo.....	90
3.5.2	Pali battuti gettati in opera con tubo forma estraibile.....	96
3.5.3	Pali vibro-infissi gettati in opera con tubo forma provvisorio	97
3.5.4	Pali battuti prefabbricati	99
3.5.5	Pali trivellati con fanghi bentonitici.....	102
3.5.6	Pali trivellati con fanghi biodegradabili.....	106
3.5.7	Pali trivellati con rivestimento provvisorio	106
3.5.8	Pali trivellati ad elica continua.....	108
3.5.9	Pali trivellati in ammasso roccioso.....	111
3.5.10	Scapitozzatura	117
3.5.11	Pali a spostamento di terreno (FDP)	117
3.6	PROVE E CONTROLLI DI ACCETTAZIONE	120
3.6.1	Generalità	120
3.6.2	Prove di carico assiale	124
3.6.3	Prove di carico su pali strumentati.....	131
3.6.4	Prove di carico laterale	134
3.6.5	Prove di controllo sonico.....	135
3.6.6	Prove di ammettenza meccanica.....	137
3.6.7	Prova di verticalità del palo	138
3.7	REQUISITI SPECIALI	139
3.7.1	Sicurezza del cantiere.....	139
3.7.2	Rumore e vibrazioni	139
3.7.3	Protezione dell'ambiente	139
3.7.4	Impatto sulle strutture e sui pendii circostanti.....	140
4	MICROPALI	141
4.1	GENERALITA'	141
4.1.1	Definizioni	141
4.1.2	Normative di riferimento.....	142
4.2	PRESCRIZIONI ED ONERI GENERALI	142
4.3	PRESCRIZIONI TECNICHE PARTICOLARI	144

4.3.1	Soggezioni geotecniche ed ambientali	144
4.3.2	Documentazione preliminare	145
4.3.3	Prove tecnologiche preliminari.....	146
4.3.4	Tolleranze	146
4.4	MATERIALI.....	147
4.4.1	Armature	147
4.4.2	Armature in acciaio speciale	148
4.4.3	Tubi in acciaio	149
4.4.4	Profilati in acciaio	150
4.4.5	Vetroresine.....	151
4.4.6	Malte e miscele cementizie di iniezione.....	151
4.5	MODALITA' ESECUTIVE	153
4.5.1	Micropali a iniezioni multiple selettive.....	153
4.5.2	Micropali a semplice cementazione.....	157
4.6	PROVE DI CARICO	160
4.6.1	Generalità	160
4.6.2	Prove di carico assiale.....	162
5	ANCORAGGI	171
5.1	GENERALITA'	171
5.1.1	Definizioni	171
5.1.2	Normative di riferimento.....	175
5.2	PRESCRIZIONI ED ONERI GENERALI	176
5.3	PRESCRIZIONI TECNICHE PARTICOLARI	178
5.3.1	Soggezioni geotecniche e ambientali	178
5.3.2	Documentazione e prove preliminari	180
5.3.3	Tolleranze	180
5.4	MATERIALI.....	181
5.4.1	Generalità	181
5.4.2	Acciai e dispositivi di bloccaggio.....	182
5.4.3	Armature metalliche	182
5.4.4	Apparecchi di testata	185
5.4.5	Miscele di iniezione e loro componenti.....	185
5.4.6	Dispositivi di protezione	189
5.4.7	Resine	195
5.4.8	Vetroresine.....	196
5.5	MODALITA' ESECUTIVE	197



5.5.1	Tiranti di ancoraggio	197
5.5.2	Barre d'ancoraggio e bulloni	208
5.5.3	Chiodi	211
5.6	PROVE DI CARICO SU TIRANTI	212
5.6.1	Generalità	212
5.6.2	Tipologia delle prove.....	212
5.6.3	Prove di carico a rottura.....	214
5.6.4	Prove di carico di collaudo.....	224
5.6.5	Registrazione dei lavori	228
5.7	PROVE DI CARICO SU BULLONI E CHIODI.....	228
5.7.1	Prove di rottura su bulloni	229
5.7.2	Prove di rottura su chiodi	230
5.8	REQUISITI PARTICOLARI.....	230
6	AGGOTTAMENTI	232
6.1	GENERALITA'	232
6.1.1	Normative di riferimento.....	232
6.2	POZZI DI AGGOTTAMENTO.....	232
6.2.1	Perforazione.....	233
6.2.2	Posa delle tubazioni definitive e dei filtri.....	238
6.2.3	Materiale drenante	239
6.2.4	Sviluppo dei pozzi	240
6.3	PUNTE FILTRANTI WELL POINT	241
6.3.1	Caratteristiche dell'impianto.....	241
6.3.2	Prescrizioni	241
6.3.3	Modalità di installazione.....	242
6.3.4	Scelta dei filtri.....	245
6.3.5	Profondità di posa e di utilizzo	245
6.3.6	Distanza di installazione	246
6.3.7	Gruppi di emergenza	247
6.4	TRINCEE DRENANTI	248
6.4.1	Definizioni	248
6.4.2	Attrezzature e procedimenti di scavo.....	249
6.4.3	Materiali	249
6.4.4	Controlli e documentazione	251
6.5	DRENI SUB-ORIZZONTALI (MICRODRENI)	251
6.5.1	Generalità	251



6.5.2	Caratteristiche dei tubi drenanti	252
6.5.3	Attrezzatura.....	252
6.5.4	Perforazione.....	252
6.5.5	Installazione	253
6.5.6	Lavaggio e manutenzione dei dreni.....	255
6.5.7	Documentazione e controlli	255
6.6	POZZI DRENANTI.....	256
6.6.1	Generalità	256
6.6.2	Definizioni	256
6.6.3	Prescrizioni tecniche particolari	257
6.7	ONERI GENERALI PER L'APPALTATORE	262

1 PALANCOLATE

1.1 GENERALITA'

1.1.1 Definizioni

Per palancolato si intende una diaframmatura realizzata mediante infissione nel terreno di profilati in genere metallici, i cui bordi laterali (gargami) sono sagomati in modo da realizzare una opportuna guida all'infissione del profilato adiacente, disposto in posizione simmetricamente rovesciata.

In alcuni casi possono essere utilizzate palancole in cemento armato, prefabbricate in stabilimento, eventualmente precompresso con la tecnica dei fili aderenti.

1.1.2 Normative di riferimento

L'Appaltatore sarà tenuto all'osservanza di tutte le normative cogenti a livello nazionale in merito ai contenuti delle presenti prescrizioni; a queste si aggiungeranno tutte le norme e le istruzioni tecniche non cogenti che verranno richiamate nei successivi paragrafi.

In aggiunta dovranno essere rispettate le seguenti normative e prescrizioni, compresi gli eventuali aggiornamenti, modifiche ed integrazioni:

- UNI EN 12063:2002. Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Palancole

1.2 PRESCRIZIONI ED ONERI GENERALI

Sarà cura dell'Appaltatore provvedere alle indagini necessarie ad accertare la eventuale presenza di manufatti interrati di qualsiasi natura (cunicoli, tubazioni, cavi, etc.) che possono interferire con le palancole da realizzare o che possano essere danneggiati o comunque arrecare danno durante l'effettuazione dei lavori. Sarà cura dell'Appaltatore provvedere alle eventuali opere di deviazione e/o

rimozione di tali ostacoli prima dell'inizio delle operazioni di infissione, salvo diversa indicazione data nello specifico dal presente capitolato.

Prima dell'inizio dei lavori l'Appaltatore dovrà eseguire il tracciamento delle opere identificando la posizione sul terreno mediante infissione di appositi picchetti in corrispondenza dell'asse di ciascuna opera da realizzare.

L'Appaltatore dovrà verificare e fare in modo che il numero, la potenza e la capacità operativa delle attrezzature siano tali da consentire una produttività congruente con i programmi di lavoro previsti. Sarà altresì cura dell'Appaltatore selezionare ed utilizzare le attrezzature più adeguate alle condizioni ambientali, stratigrafiche ed idrogeologiche dei terreni.

Sarà cura dell'Appaltatore adottare tutti gli accorgimenti necessari ad attenuare i disturbi alle persone derivanti dalla vibrazione e dai rumori connessi con le attività di scavo e/o infissione. Sarà altresì cura dell'Appaltatore evitare che le diverse operazioni possano arrecare danno ad opere e manufatti preesistenti.

Sarà cura dell'Appaltatore provvedere all'immediato trasporto a rifiuto di tutti i materiali di risulta provenienti dalle lavorazioni connesse con l'installazione delle palancole.

Nel caso in cui, durante il corso dei lavori, l'Appaltatore ritenga opportuno variare le metodologie esecutive precedentemente approvate, sarà sua cura effettuare le nuove prove tecnologiche preliminari eventualmente necessarie e sottoporle alla Direzione Lavori per accettazione.

In fase esecutiva, l'Appaltatore dovrà provvedere a tutti gli accorgimenti o a tutte le opere provvisorie che riterrà necessari ed opportuni per garantire le migliori condizioni di sicurezza ed evitare qualsiasi danno ai fabbricati e/o ai manufatti adiacenti, essendo comunque a carico dell'Appaltatore tutti gli oneri e i costi connessi alla realizzazione ed al progetto di dettaglio di tutte le opere provvisorie. Restano in ogni caso a carico dell'Appaltatore gli oneri conseguenti al ripristino dei danni provocati dalla realizzazione delle opere.

L'Appaltatore non potrà richiedere alcun compenso per il fatto che, a seguito di prescrizioni di autorità terze competenti, i lavori per la costruzione dei pannelli debbano eseguirsi in orario notturno o per fasi, secondo un programma fissato dalla Direzione Lavori.

Sarà cura dell'appaltatore far eseguire tutti i controlli e le prove (sia preliminari che in corso d'opera) prescritti dal presente Capitolato, così come quelli integrativi che a giudizio della Direzione Lavori si rendessero necessari per garantire le qualità e le caratteristiche previste da progetto.

1.3 PRESCRIZIONI TECNICHE PARTICOLARI

1.3.1 *Soggezioni geotecniche e ambientali*

In merito ai limiti delle vibrazioni, l'Appaltatore dovrà assicurare il rispetto delle seguenti norme, oltre a quanto desumibile dallo stato dell'arte, al fine di ridurre danni alle strutture e disturbo ai residenti:

- UNI 9614:2017. Misura delle vibrazioni negli edifici e criteri di valutazione del disturbo.
- UNI 9916:2014. Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici.

L'Appaltatore dovrà comunicare alla Direzione Lavori i provvedimenti che intende adottare nel caso del superamento dei limiti stessi (indicati all'interno della UNI 9614:2017).

A sua discrezione, la Direzione Lavori potrà, con riferimento a quanto proposto, richiedere che l'Appaltatore provveda ad eseguire un campo prove per l'effettuazione di misure di controllo delle vibrazioni indotte al contorno, con oneri e spese relative a carico del medesimo Appaltatore.

1.3.2 Documentazione preliminare

L'Appaltatore dovrà presentare, con debito anticipo, alla Direzione Lavori una relazione illustrativa delle modalità di esecuzione, dell'organizzazione di cantiere e delle varie fasi operative. Tale relazione dovrà in particolare contenere tutte le informazioni elencate al § 4 della UNI EN 12063:2002, oltre alle seguenti indicazioni:

- le procedure operative e le modalità di esecuzione delle opere;
- l'elenco e la specifica delle apparecchiature da utilizzare (conformi alle caratteristiche indicate al § 1.5). In generale esse dovranno essere in numero tale da consentire di far fronte rapidamente e senza interruzioni significative delle lavorazioni, ad eventuali inconvenienti tecnici o di altra natura che dovessero verificarsi.
- nel caso che l'esecuzione delle infissioni comporti il superamento dei limiti ammissibili per le vibrazioni (§ 1.3.1), una relazione sui provvedimenti che verranno adottati.
- la necessaria documentazione sulla natura del terreno (rilievi stratigrafici) per valutare l'idoneità degli accorgimenti tecnici e delle attrezzature scelte.
- una dichiarazione che certifichi che l'area in cui debbono essere eseguiti i palancolati è stata riscontrata priva di impedimenti alla esecuzione degli stessi o in caso contrario una relazione sulle misure e provvedimenti presi.
- le planimetrie riportanti la posizione delle palancole con la loro numerazione progressiva, nonché la profondità d'infissione di progetto.
- il programma temporale dei lavori in riferimento alle infissioni delle singole palancole.

Qualora le palancolate vengano utilizzate per opere provvisorie, potranno essere impiegate palancole di tipo e materiale differenti rispetto a quelli indicati nel

progetto. In tal caso dovranno essere forniti dati certi su qualità, tipo e caratteristiche delle palancole oltre che del materiale, onde poterne riscontrare la corrispondenza con quanto previsto in progetto o effettuare i necessari calcoli per l'uso delle stesse. Ogni modifica rispetto ai dati indicati nel progetto dovrà comunque essere sottoposta ad approvazione della Direzione Lavori.

1.3.3 Prove tecnologiche preliminari

La Direzione Lavori, potrà richiedere di verificare l'idoneità delle attrezzature e di modificare le modalità operative, in relazione a particolari condizioni stratigrafiche o all'importanza dell'opera, mediante l'esecuzione di prove tecnologiche preliminari in condizioni il più possibile rappresentative delle opere di progetto; in tal caso potranno essere introdotti anche i rilevamenti ambientali di cui al § 1.3.1 relativi alle vibrazioni indotte dai lavori.

1.3.4 Preparazione dei piani di lavoro e tolleranze

I piani di lavoro dovranno essere adeguati in relazione alle dimensioni delle attrezzature da utilizzare; la loro quota dovrà consentire di rispettare ovunque le quote di progetto relative alla testa del palancolato.

Si prescrive il rispetto delle seguenti tolleranze:

posizione planimetrica asse mediano palancolato:	$\pm 3 \text{ cm}$;
verticalità:	$\pm 2\%$
quota testa:	$\pm 5 \text{ cm}$
profondità:	$\pm 25 \text{ cm}$

Se la quota di testa delle palancole successivamente all'infissione differisce di oltre 50 mm dal livello specificato dal progetto, si dovrà verificare che i requisiti di prestazione (per esempio i collegamenti con altri elementi) siano tuttavia soddisfatti. In caso contrario, le palancole dovranno essere modificate in base ai

requisiti di esecuzione.

Qualora l'infissione risultasse ostacolata, l'Appaltatore, previo accordo della Direzione Lavori e previa verifica della congruità progettuale dell'opera, potrà limitare l'infissione a quote superiori, provvedendo al taglio della parte di palanca eccedente rispetto alla quota di testa prevista in progetto.

1.4 MATERIALI

Le prescrizioni che seguono integrano quelle di cui di Norma che si intendono qui integralmente richiamate.

1.4.1 *Palancolate metalliche*

Le palancole nuove devono essere conformi alla UNI EN 10248:1997 e alla UNI EN 10249:1997. Le palancole riutilizzate devono essere conformi almeno alle specifiche di progetto per quanto concerne tipo, dimensioni, qualità, e classe di acciaio.

Dovranno essere utilizzati profilati aventi forma, sezione, spessore, lunghezza, conformi a quanto previsto dal progetto o, nel caso di impieghi di carattere provvisorio, comunque sufficienti a resistere alle massime sollecitazioni, sia in esercizio che durante le fasi di infissione ed estrazione.

Salvo differenti indicazioni riportate nei disegni di progetto, l'acciaio delle palancole dovrà avere le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura $f_t \geq 510 \text{ N/mm}^2$
- limite elastico $f_y \geq 355 \text{ N/mm}^2$.

La superficie delle palancole dovrà essere convenientemente protetta con una pellicola di bitume o altro materiale protettivo. I gargami e le corree dovranno essere perfettamente allineati e puliti.

Vernici, rivestimenti e altri sistemi anticorrosione di elementi di acciaio devono

essere conformi a alle specifiche di progetto.

Nel caso di opere provvisorie è consentito l'impiego di palancole già usate, purché in buono stato e non danneggiate, tali da garantire le previste condizioni di resistenza e tenuta. Tipo e qualità del materiale potranno essere diversi da quanto indicato in progetto. In ogni caso occorrerà effettuare un rilievo geometrico delle sezioni dei profili, con precisione $\pm 1\text{mm}$, oltre alle necessarie analisi statiche giustificanti la possibilità di sostituzione. Sarà cura dell'Appaltatore presentare alla Direzione Lavori tale relazione di calcolo in base ai materiali realmente utilizzati in cantiere.

A discrezione della Direzione Lavori, le palancole potranno essere sottoposte a prove meccaniche e chimiche al fine di verificare la corrispondenza della fornitura con quanto definito nel progetto e nel Capitolato.

Le eventuali saldature eseguite sulle palancole dovranno essere eseguite seguendo le indicazioni riportate all'appendice B della UNI EN 12063:2002.

1.4.2 Palancole in c.a. prefabbricate

Per le opere realizzate in conglomerato cementizio si utilizzeranno le specifiche di controllo, le modalità di qualifica, verifica e certificazione riportate alla sezione relativa alle Opere in Conglomerato Cementizio.

Di norma queste palancole dovranno essere prodotte in stabilimento utilizzando:

- calcestruzzo dosato con 350 kg/m^3 di cemento pozzolanico tipo 425, centrifugato;
- armatura in acciaio tipo B450C controllato, ad aderenza migliorata. E' ammesso, se previsto da progetto, l'impiego di palancole a sezione cava.

L'armatura dovrà essere opportunamente staffata, con infittimento delle barre alla punta ed al calcio della palanca. Ove previsto da progetto, potrà essere adottata la precompressione con il sistema a fili aderenti.

In punta le palancole dovranno essere rinforzate mediante taglienti in acciaio di adeguati spessori e forme.

1.5 MODALITA' ESECUTIVE

1.5.1 Prescrizioni generali

La realizzazione dei palancolati richiede che vengano adottati tutti i provvedimenti necessari perché l'opera abbia, senza eccezioni, i requisiti progettuali, in particolare per quanto riguarda la verticalità, la complanarità, il mutuo incastro degli elementi costitutivi e la capacità di resistere ai carichi laterali.

Le modalità di stoccaggio e movimentazione delle palancole dovranno essere conformi a quanto riportato al § 8.3 della UNI EN 12063:2002.

La saldatura ed il taglio degli elementi in acciaio dovranno essere conformi a quanto riportato al § 8.4 della UNI EN 12063:2002.

Lo scavo, il riempimento, il drenaggio e l'aggottamento dovranno essere eseguiti con la dovuta cura e secondo le specifiche di progetto. Lo scavo ed il riempimento non dovranno arrecare danno alle parti della struttura di palancolate già installate.

1.5.2 Attrezzatura d'infissione ed estrazione

L'attrezzatura d'infissione e di estrazione avrà caratteristiche conformi a quanto definito dall'Appaltatore allo scopo di assicurare il raggiungimento della profondità d'infissione richiesta nel contesto stratigrafico locale e la possibilità di estrazione degli elementi non definitivi; inoltre, dovrà tenere conto delle possibili conseguenze indotte dalle vibrazioni sui fabbricati, manufatti e servizi adiacenti (§ 1.3.1).

L'infissione potrà essere realizzata:

- a percussione, utilizzando un battipalo;

- a vibrazione, con apposito vibratore;
- a spinta, con attrezzatura oleodinamica.

L'estrazione sarà preferibilmente eseguita mediante vibrazione.

a) Battipalo

Il battipalo sarà di tipo scorrevole su una torre con guide fisse e perfetto allineamento verticale, con caratteristiche in accordo alle prescrizioni di progetto, se esistenti.

Il battipalo dovrà essere in grado di fornire l'energia sufficiente alla infissione entro i terreni presenti nel sito, adeguatamente alle condizioni della stratigrafia locale.

La massa battente del battipalo agirà su un cuffia o testa di battuta in grado di proteggere efficacemente la palancola da indesiderate deformazioni o danni.

Per ogni attrezzatura l'Appaltatore dovrà fornire le seguenti informazioni:

- marca e tipo del battipalo;
- principio di funzionamento;
- energia massima di un colpo e relativa possibilità di regolazione;
- n. di colpi al minuto e relativa possibilità di regolazione;
- caratteristiche della cuffia o testa di battuta;
- peso del battipalo.

Le attrezzature di infissione a percussione potranno essere:

- magli a caduta libera;
- magli diesel;

- magli idraulici;
- magli ad aria.

b) Vibratore

L'infissione delle palancole sarà effettuata unicamente tramite un'apposita testa vibrante a masse eccentriche rotanti a momento variabile azionata da una centralina oleodinamica e sopportata da una gru di sollevamento atta allo scopo.

Le caratteristiche dell'attrezzatura (momento di eccentricità, numero di vibrazioni al minuto, forza centrifuga all'avvio, ampiezza ed accelerazione del minimo) saranno scelte dall'Appaltatore in relazione al tipo di palancole, alla loro lunghezza, al tipo di terreni che si prevede di attraversare ed alle prestazioni da ottenere, eventualmente anche a seguito di prove tecnologiche preliminari.

Le attrezzature di infissione a vibrazione potranno essere:

- vibrator ad alta e bassa frequenza;
- vibrator ad alta frequenza con eccentricità variabile della massa rotante;
- vibratore ad alta frequenza con eccentricità continuamente variabile e fasi di avvio ed arresto prive di risonanza;

c) Palancole infisse a spinta

Laddove la vibrazione o il rumore costituiscono un problema, l'infissione compressa delle palancole nel terreno può costituire un'alternativa. Normalmente la pressione è più efficace in terreni coerenti. In terreni difficili, la pretrivellazione e, talvolta, il getto d'acqua possono risultare efficaci nel guidare la palanca fino al raggiungimento della profondità richiesta.

L'infissione, nel caso di palancole infisse a spinta, avviene mediante delle presse oleodinamiche, che permettono l'infissione e l'estrazione delle palancole con un movimento uniforme, silenzioso e fluido.

L'assenza di vibrazioni elimina il rischio di danni alle strutture ed alle attrezzature

che si trovano nelle vicinanze. I rumori sono praticamente assenti evitando in tale maniera qualsiasi inquinamento acustico.

Il sistema funziona solamente in terreni a matrice fine (sabbie limose, limi, argille) e le profondità raggiungibili sono legate alla caratteristiche dei terreni stessi. In alcuni casi è necessaria la vibroinfissione delle prime tre palancole che funzionino da guida e da contrasto per l'attrezzatura.

L'attrezzatura è in grado di muoversi sulle palancole già infisse sia in fase di affondamento che di estrazione.

1.5.3 Infissione

L'infissione delle palancole dovrà essere conforme, oltre a quanto riportato nel seguito, alle indicazioni riportate al § 8.5 della UNI EN 12063:2002.

Le palancole saranno preferibilmente infisse con l'ausilio di uno scavo guida d'invito, di dimensioni adeguate. L'attrezzatura di infissione dovrà scorrere lungo un castello metallico di guida, in modo da garantire la verticalità di infissione. Il controllo della verticalità dovrà essere continuamente monitorato ed eventuali deviazioni in eccesso dalla verticalità corrette tempestivamente.

L'infissione per battitura avverrà con l'uso di un battipalo perfettamente efficiente e proseguirà fino al raggiungimento della quota di progetto o fino al raggiungimento del rifiuto, che, se non diversamente indicato, sarà considerato raggiunto quando si misureranno, per 50 colpi di maglio, avanzamenti non superiori a 10 cm. L'Appaltatore potrà, informandone la Direzione Lavori, ricorrere a delle iniezioni di acqua in pressione per facilitare il superamento di livelli granulari addensati, procurando la discesa della palancola per peso proprio con l'ausilio di una modesta battitura. Modalità, pressioni e portata del getto devono essere comunicate alla Direzione Lavori.

Nel caso in cui siano presenti degli strati sabbiosi particolarmente densi, si renderà necessario allentare la loro resistenza mediante una delle tecniche di seguito

riportate.

Getto a bassa pressione con poca quantità d'acqua:

- pressione: da 1.5 MPa a 2.0 MPa;
- scarico: da 2 l/s a 4 l/s per tubo;
- diametro tubi: circa 25 mm;
- numero tubi: da 1 a 2 per palanca.

(I tubi vengono saldati alle palancole lasciati in situ).

Getto ad alta pressione

pressione: da 25 MPa a 50 MPa (all'uscita della pompa);

scarico: da 1 l/s a 2 l/s;

diametro tubi: da 20 mm a 30 mm;

diametro ugello: da 1.5 mm a 3.0 mm.

Pre-trivellazione, con o senza cemento-bentonite.

Uso di esplosivi in casi speciali.

Il getto a bassa pressione viene principalmente impiegato in terreni densi non coerenti.

Il getto a bassa pressione con poca quantità d'acqua in combinazione con un vibratore permette alle palancole di penetrare nei terreni particolarmente densi. In generale le caratteristiche dei terreni vengono modificate in misura minima e non vi è praticamente assestamento, anche se occorre prestare molta attenzione nel caso in cui le palancole debbano sopportare carichi verticali.

L'impiego di questo metodo è raccomandato in combinazione con vibrazione ad alta frequenza.

Il getto a bassa pressione, inoltre, può essere talvolta utilizzato per il trattamento preliminare del terreno prima dell'infissione della palancola.

Il getto a bassa pressione con molta quantità d'acqua è un metodo piuttosto brutale, specialmente se i tubi non sono fissati alle palancole, e non è pertanto consigliato.

Il getto ad alta pressione o la lubrificazione può essere particolarmente efficace in strati di terreno molto densi.

Quantità limitate di fluido, acqua o talvolta cemento-bentonite vengono iniettate nel terreno tramite ugelli fissati alla palancola a breve distanza dal piede. Grazie al ridotto consumo di acqua, questo metodo consente un controllo efficace della palancola. Le proprietà del terreno vengono negativamente influenzate soltanto in un'area circoscritta intorno alle palancole. Il rendimento generale non viene influenzato in maniera significativa.

La pretrivellazione viene talvolta eseguita prima dell'infissione della palancola. Il terreno viene localmente smosso attraverso questo processo. Normalmente vengono usati prefori a trivella. La pretrivellazione viene spesso eseguita in corrispondenza del gargame solidarizzato di una coppia di palancole, ma può risultare più efficiente pretrivellare in corrispondenza del gargame libero. Se si prevedono forti difficoltà durante l'infissione oppure se sussistono particolari requisiti concernenti l'impermeabilità della palancolata, conviene utilizzare la trivella per sostituire una colonna di terreno con un impasto di cemento-bentonite in corrispondenza dei gargami.

La fatturazione tramite brillamento viene normalmente effettuata se le palancole devono superare ostruzioni nel terreno o ancora se devono penetrare il substrato roccioso.

Se l'infissione ha luogo su strati di terreno particolarmente duri, la rigidità e la stabilità del sistema di guida dovranno essere oggetto di particolare attenzione al fine di mantenere l'inclinazione trasversale e longitudinale e gli spostamenti

orizzontali delle palancole infisse.

In caso di qualsiasi anomalia rilevata nel corso della infissione e comunque nel caso di mancato raggiungimento della prevista quota finale, l'Appaltatore dovrà immediatamente informare la Direzione Lavori.

1.5.4 Estrazione

Le palancole appartenenti ad opere provvisorie saranno estratte associando tiro e vibrazione.

Per la fase di estrazione si compilerà una scheda analoga a quella descritta per l'infissione. A estrazione avvenuta, la palancola sarà esaminata ed il suo stato brevemente descritto, annotando la presenza di distorsioni, deformazioni o danni.

Procedendo all'estrazione delle palancole si dovrà tener conti di quanto segue:

- deformazioni verticali e orizzontali nel terreno circostante;
- eventuali creazioni di vie di collegamento tra livelli di falda che prima non erano in comunicazione.

In particolare, i terreni coerenti possono aderire alle facce delle palancole creando di conseguenza vuoti nel terreno quando le stesse vengono estratte. In sabbie e limi sciolti, le vibrazioni e i vuoti potrebbero causare spostamenti del terreno in grado di danneggiare gli edifici e gli impianti circostanti. Tali spostamenti del terreno e i possibili legami tra regimi di acqua freatica possono essere evitati iniettando, quando possibile, nei vuoti boiacca di cemento o similari, contemporaneamente all'estrazione.

Durante l'estrazione delle palancole si dovranno registrare per ciascun elemento il tempo di estrazione.

Se le palancole si trovano vicino a strutture sensibili, a impianti chimici, a servizi infrastrutturali sensibili, a ferrovie sotterranee, ecc., l'estrazione deve essere eseguita con particolare attenzione.

La movimentazione ed il trasporto delle palancole dovrà avvenire secondo i requisiti al § 8.3 della UNI EN 12063.

1.5.5 Installazione di ancoraggi

La posizione, l'allineamento e l'esecuzione degli ancoraggi, incluso il collegamento alle travi correa, devono corrispondere alle specifiche di progetto.

La natura e la compattazione del materiale di riempimento devono soddisfare i requisiti del progetto ed i requisiti della UNI EN 1997-1:2013.

Gli ancoraggi al terreno devono essere installati secondo le specifiche della UNI EN 1537:2013.

Se vengono utilizzati pali a trazione per l'ancoraggio di una palanca, l'esecuzione deve essere effettuata secondo della UNI EN 1997-1:2013.

Si deve considerare il fatto di sigillare i fori di ancoraggio nelle palancole onde prevenire tra filamenti di terreno e infiltrazioni d'acqua.

1.5.6 Impermeabilizzazione dei giunti

Qualora sia richiesta un'impermeabilizzazione particolare in corrispondenza dei giunti delle palancole in modo da garantirne la tenuta idraulica, l'Appaltatore dovrà proporre alla Direzione Lavori il sistema di impermeabilizzazione che intende attuare per la necessaria approvazione, per il rispetto delle prescrizioni di progetto.

Esistono diversi tipi di impermeabilizzazione:

- guarnizioni in materiale plastico preassemblata al giunto in fabbrica;
- bitumazione dei gargami a caldo eseguita in fabbrica o in cantiere;
- applicazione di fluidi o mastici di riempimento speciali nei gargami;
- applicazione di materiali espansivi a contatto con l'acqua oppure sigillanti

elastomerici;

- saldature dei gargami, se possibile;
- iniezione nei gargami liberi di cemento-bentonite o di prodotti chimici espansivi ed indurenti durante l'installazione delle palancole;
- riempimento dei fori trivellati in corrispondenza dei gargami prima dell'infissione con malta di cemento bentonite;
- posizionamento della palancolata di acciaio in un solco riempito con impasto di cemento-bentonite;
- installazione di uno schermo impermeabile separato dietro la palancola;
- combinazione di due tecniche quali "l'intasamento del gargame" e "il riempimento dei prefori con bentonite".

Il riempimento dei gargami con materiali bituminosi è generalmente sufficiente. In presenza di requisiti severi in fatto di permeabilità può essere opportuno l'impiego di materiali di riempimento ad espansione, di un sigillante elastico modellabile oppure la combinazione di due metodi.

I materiali di tenuta atti a ridurre la permeabilità dei gargami, ove richiesti, devono essere conformi alle specifiche di progetto.

Quando i requisiti di impermeabilità sono particolarmente rigidi, dovrebbe essere dimostrato, sulla base di prove realistiche eseguite sui gargami a tenuta, che il prodotto utilizzato soddisfa le specifiche di progetto.

1.6 CONTROLLI E DOCUMENTAZIONE

L'Appaltatore rendere disponibile in cantiere un programma di supervisione, nel quale devono essere annotate quantomeno le seguenti informazioni:

frequenza dei vari controlli;

valori critici delle deformazioni, forze e livelli dell'acqua.

La supervisione di tutti i lavori collegati all'esecuzione di strutture in palancolate deve essere almeno conforme alla UNI EN 1997-1:2013.

La supervisione deve includere, altresì, ove applicabile, i seguenti controlli ed osservazioni:

- se le condizioni di cantiere, i terreni e le acque libere sono conformi ai dati riportati nel progetto;
- se si trovano ostruzioni nel terreno in grado di ostacolare l'infissione della palanca, non previste in fase di progettazione;
- se il metodo di infissione è adatto alla posa in opera delle palancole secondo i requisiti di progetto nonché ambientali;
- se la sequenza ed il metodo di esecuzione sono conformi allo schema di esecuzione e se i criteri relativi al passaggio da una fase a quella successiva corrispondono a quelli riportato nello schema (vedi § 7.4 della UNI EN 12063);
- se gli elementi delle paratie sono adeguatamente stoccati e movimentati, come riportato al § 6 della UNI EN 12063;
- se i trattamenti, i materiali e i prodotti utilizzati per la protezione degli elementi di acciaio sono conformi a quanto riportato al § 6.4 della UNI EN 12063;
- se le dime e gli altri dispositivi atti a guidare le palancole durante l'infissione sono posizionati correttamente e sufficientemente stabili a garantire che le palancole stesse soddisfano le tolleranze specificate;
- se la verticalità durante il posizionamento e l'infissione degli elementi di una parete viene controllata con strumenti sufficientemente precisi;

- se le palancole e gli altri elementi strutturali rientrano nelle tolleranze specificate al 4.3.4;
- se le posizioni degli elementi di ancoraggio sono conformi al progetto;
- se i sovraccarichi dietro la palancolata rientrano nei limiti previsti in tutte le fasi dell'esecuzione;
- se sussistono danni ad edifici impianti o servizi sotterranei adiacenti potrebbero essere attribuiti ai lavori di esecuzione;
- se durante l'esecuzione dei lavori sono subentrati eventi che hanno negativamente influenzato la qualità della struttura.

Le prove di carico sulle palancole dovranno essere eseguite in conformità alla UNI EN 1997-1:2013.

Nel corso della infissione per battitura, verrà conteggiato il numero dei colpi per avanzamenti di 1 m. In corrispondenza degli ultimi metri, se richiesto dalla Direzione Lavori, si conterà il numero di colpi per l'infissione di tratte successive di 10 cm.

Al termine della infissione, l'Appaltatore dovrà controllare la posizione planimetrica e l'effettivo incastro laterale reciproco degli elementi.

Per ciascun elemento infisso, l'Appaltatore dovrà redigere una scheda indicante:

- n. progressivo della palanca;
- dati tecnici della attrezzatura;
- tempo necessario per l'infissione;
- informazioni relative alla locale stratigrafia;
- tabella dei colpi per l'avanzamento (ove applicabile);
- note aggiuntive su eventuali anomalie o inconvenienti.

Se i livelli dell'acqua freatica e delle acque libere sono parametri critici secondo il progetto, devono essere monitorati ad intervalli sufficientemente brevi per ottenere un quadro affidabile dei detti livelli.

Si raccomanda che il monitoraggio dei livelli dell'acqua freatica o della pressione idrostatica venga continuato anche successivamente al completamento dei lavori, fino a che non si sia stabilito che non si siano prodotti effetti negativi.

Se il lavoro si colloca in un'area urbana, i livelli delle vibrazioni e del rumore sul cantiere e in corrispondenza degli edifici più esposti dovranno essere registrati periodicamente. Tali misurazioni si dovranno effettuare secondo la prassi locale al fine di confrontare i risultati ottenuti con i criteri più appropriati all'area in questione.

Gli spostamenti orizzontali dell'estremità superiore della palancola (se la palancola è a sbalzo) e della zona intermedia tra due livelli di vincolo (se la palancola è vincolata a più livelli) dovranno essere misurati periodicamente con la dovuta accuratezza in punti predefiniti, in modo tale che i risultati ottenuti possano essere confrontati con i valori presunti di progetto.

Se edifici o impianti sensibili si trovano nelle immediate vicinanze della struttura in palancole, oltre alle misure appena descritte dovranno essere presi in considerazione almeno i seguenti fattori:

- misurazioni degli spostamenti alla profondità scelta;
- misurazione dei movimenti di assestamento di detti edifici ed impianti;
- misurazioni della forza di ancoraggio.

In presenza di anomalie o differenze rispetto alla stratigrafia prevista, l'Appaltatore procederà al riesame della progettazione ed adotterà gli opportuni provvedimenti, concordandoli con la Direzione Lavori.

Per le strutture di palancolate permanenti, si dovranno tenere a disposizione in cantiere gli appositi registri relativi a tutti i particolari raccolti durante la

supervisione, il collaudo e il monitoraggio.

Nelle registrazioni di cantiere definitive dovranno essere contenute le informazioni seguenti:

- la posizione “realizzata” della struttura in palancole relativa a punti o linee di riferimento fissi, incluse le strutture ausiliarie che rimangono nel terreno;
- l’elenco contenente le informazioni rilevanti circa l’uso, la manutenzione e l’ispezione della struttura;
- le informazioni prescritte nella relazione di progettazione riguardo ai livelli dell’acqua freatica e alle pressioni idrostatiche;
- le direttive particolari concernenti la gestione a completamento dei lavori ove ritenuto necessario in seguito ad osservazioni fatte durante l’esecuzione;
- le direttive per la manutenzione dei sistemi di drenaggio, nonché i metodi da utilizzare e la relativa frequenza;
- le restrizioni di sovraccarico dietro la parete;
- gli spostamenti della palancolata durante l’esecuzione ;
- gli eventi che hanno avuto ripercussioni negative sull’esecuzione ed il modo in cui queste ultime sono state affrontate;
- la registrazione degli eventuali danni prodotti sugli edifici adiacenti;
- i risultati delle prove di infissione e di carico.

1.7 REQUISITI SPECIALI

1.7.1 Sicurezza

Durante l’esecuzione della struttura di palancole, devono essere rispettate le norme, le specifiche o i requisiti statutari vigenti con riguardo alla sicurezza.

1.7.2 *Impatto sugli edifici e sugli impianti adiacenti*

Quando nelle vicinanze del cantiere si trovano strutture o impianti suscettibili di danni della lavorazione, le condizioni di dette strutture devono essere tenute sotto stretta osservazione e documentate prima dell'esecuzione dei lavori.

Contestualmente all'infissione o all'estrazione delle palancole con vibrator o a percussione, gli edifici interessati devono essere regolarmente monitorati.

1.7.3 *Inquinamento acustico*

Devono essere adottate speciali precauzioni onde garantire che i carichi di rumore non eccedano il limite prescritto dalle direttive internazionali e nazionali.

1.7.4 *Permeabilità delle palancole*

Le procedure atte a ridurre la permeabilità delle palancole e le prove relative, ove richieste, devono essere scelte secondo il progetto.

Se nel progetto sono specificati requisiti restrittivi riguardo la permeabilità delle palancole, deve essere dimostrato che tutte le attività, i materiali e le procedure ritenuti necessari a soddisfare detti requisiti sono conformi ai criteri di prestazione specificati nel progetto. Qualora non esista un'esperienza confrontabile, devono essere eseguite prove rappresentative sui gargami sigillati, che dimostrino come il metodo proposto soddisfi i requisiti di scarico specificati (vedi appendice E della UNI EN 12063).

2 DIAFRAMMI IN C.A.

2.1 GENERALITA'

I requisiti di base per i materiali e per la tecnologia esecutiva delle opere sono di regola definiti dal progettista nelle tavole del progetto esecutivo; se non riportati su queste tavole, tali indicazioni possono essere definite dall'Appaltatore e sono da sottoporre alla Direzione Lavori per approvazione. Nel seguito saranno date, laddove ritenute opportune, delle indicazioni di riferimento per l'Appaltatore, da considerarsi di minima e da utilizzare laddove non in contrasto con quanto riportato sugli elaborati grafici.

2.1.1 Definizioni

Per diaframma a parete continua si intende una paratia realizzata asportando il terreno naturale e sostituendolo con un conglomerato cementizio adeguatamente armato, così come definito nella norma europea UNI EN 1538:2015.

Lo scavo è eseguito per elementi singoli (pannelli), le cui dimensioni corrispondono alle dimensioni nominali dell'utensile di scavo, o ad un suo multiplo, gettati monoliticamente.

Pannelli isolati possono essere utilizzati per realizzare fondazioni profonde, alle stregua di pali trivellati di grande diametro.

I giunti di un diaframma sono costituiti dalle superfici di contatto tra i singoli pannelli costituenti il diaframma.

2.1.2 Normative di riferimento

L'Appaltatore sarà tenuto all'osservanza di tutte le normative cogenti a livello nazionale in merito ai contenuti delle presenti prescrizioni; a queste si aggiungeranno tutte le norme e le istruzioni tecniche non cogenti che verranno

richiamate nei successivi paragrafi.

In aggiunta dovranno essere rispettate le seguenti normative e prescrizioni, compresi gli eventuali aggiornamenti, modifiche ed integrazioni:

- UNI EN 1538:2015. Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Diaframmi.

2.2 PRESCRIZIONI ED ONERI GENERALI

Prima dell'inizio dei lavori l'Appaltatore dovrà presentare alla Direzione Lavori una planimetria riportante la posizione di tutti i pannelli costituenti i diaframmi, inclusi quelli di prova; ciascun pannello dovrà essere identificato da un numero progressivo.

Prima dell'inizio dei lavori l'Appaltatore dovrà eseguire il tracciamento dei pannelli identificando la posizione sul terreno mediante infissione di appositi picchetti. Dei testimoni (capisaldi) a cui fare rapidamente riferimento dovranno essere posizionati in modo da non interferire con le normali operazioni di cantiere.

Sarà cura dell'Appaltatore provvedere alle indagini necessarie ad accertare l'eventuale presenza di manufatti interrati di qualsiasi natura (cunicoli, tubazioni, cavi, etc.) che potrebbero interferire con i diaframmi da infiggere. Sarà cura dell'Appaltatore provvedere alle eventuali opere di deviazione e/o di rimozione di tali ostacoli prima di dare corso alle attività di scavo e/o di infissione, salvo diversa indicazione data nello specifico dal presente capitolato.

L'Appaltatore dovrà verificare e fare in modo che il numero, la potenza e la capacità operativa delle attrezzature siano tali da consentire una produttività congruente con i programmi di lavoro previsti. Sarà altresì cura dell'Appaltatore selezionare ed utilizzare le attrezzature più adeguate alle condizioni ambientali, stratigrafiche ed idrogeologiche dei terreni.

Sarà cura dell'Appaltatore adottare tutti gli accorgimenti necessari ad attenuare i disturbi alle persone derivanti dalla vibrazione e dai rumori connessi con le attività di scavo.



Nel caso in cui, durante il corso dei lavori, l'Appaltatore ritenga opportuno variare le metodologie esecutive precedentemente approvate, sarà sua cura effettuare le nuove prove tecnologiche preliminari eventualmente necessarie e sottoporle alla Direzione Lavori per accettazione.

In fase esecutiva, l'Appaltatore dovrà provvedere a tutti gli accorgimenti o a tutte le opere provvisoriale che riterrà necessari ed opportuni per garantire le migliori condizioni di sicurezza ed evitare qualsiasi danno ai fabbricati e/o ai manufatti adiacenti, essendo comunque a carico dell'Appaltatore tutti gli oneri e i costi connessi alla realizzazione ed al progetto di dettaglio di tutte le opere provvisoriale. Restano in ogni caso a carico dell'Appaltatore gli oneri conseguenti al ripristino dei danni provocati dalla realizzazione delle opere.

L'Appaltatore non potrà richiedere alcun compenso per il fatto che, a seguito di prescrizioni di autorità terze competenti, i lavori per la costruzione dei pannelli debbano eseguirsi in orario notturno o per fasi, secondo un programma fissato dalla Direzione Lavori.

Sarà cura dell'Appaltatore provvedere all'immediato trasporto a rifiuto di tutti i materiali di risulta provenienti dagli scavi e dalle lavorazioni comunque connesse con l'installazione di diaframmi, con particolare riferimento ai fanghi bentonitici.

Sarà cura dell'Appaltatore provvedere alla scapitozzatura delle teste di tutti i pannelli, fino alla quota di progetto, provvedendo altresì alla sistemazione ed alla ripulitura dei ferri d'armatura. Nel caso in cui, per effetto delle lavorazioni subite, la parte superiore del pannello non avesse le caratteristiche richieste, l'Appaltatore dovrà provvedere alla estensione della scapitozzatura (per eliminare tale parte) ed alla sua ricostruzione. La scapitozzatura dovrà avvenire con idonea attrezzatura preliminarmente approvata dalla Direzione Lavori, tale da consentire la demolizione senza fessurazione della parte rimanente del diaframma e senza danneggiamento delle armature.

Qualora, durante la scopertura del paramento in vista del diaframma, si riscontrassero difetti di esecuzione (quali soluzioni di continuità nel

conglomerato, non perfetta tenuta dei giunti di collegamento, ecc.), sarà cura dell'Appaltatore adottare i provvedimenti ritenuti necessari ad insindacabile giudizio della Direzione Lavori; qualora richiesto dalla Direzione Lavori, l'Appaltatore dovrà altresì presentare una specifica relazione tecnica giustificativa dei rimedi che ritiene di adottare, per la necessaria autorizzazione.

Sarà cura dell'Appaltatore eseguire tutte le operazioni di pulitura delle superfici a vista conseguenti all'escavazione dei diaframmi, in modo da consentire la successiva realizzazione della controparete di rivestimento.

Sarà cura dell'appaltatore far eseguire tutti i controlli e le prove (sia preliminari che in corso d'opera) prescritti dal presente Capitolato, così come quelli integrativi che a giudizio della Direzione Lavori, si rendessero necessari per garantire le qualità e le caratteristiche previste da progetto.

2.3 PRESCRIZIONI TECNICHE PARTICOLARI

2.3.1 *Soggezioni geotecniche e ambientali*

La perforazione “a secco”, senza impiego di fanghi di stabilizzazione, non è ammessa.

Nell'esecuzione dei diaframmi le pareti dello scavo dovranno essere sempre sostenute con l'immissione di fanghi bentonitici. L'impiego di altre sostanze per il sostegno dello scavo (quali, ad esempio, polimeri biodegradabili), dovrà essere preventivamente autorizzato dalla Direzione Lavori, dietro presentazione da parte dell'Appaltatore di adeguata documentazione tecnica giustificativa.

La perforazione a fango in terreni molto aperti, privi di frazioni medio-fini ($D_{10} > 4 \text{ mm}$), può richiedere l'esecuzione preliminare di bonifiche o intasamenti atti ad evitare perdite eccessive dei fluidi di sostegno alla perforazione.

La tenuta idraulica fra i diversi pannelli, ove richiesto dal progetto, dovrà essere ottenuta mediante idonei giunti da realizzare nelle posizioni di minor

sollecitazione: le modalità d'esecuzione dei giunti sono descritte nel successivo § 2.5.

In merito ai limiti delle vibrazioni, l'Appaltatore dovrà assicurare il rispetto delle seguenti norme, oltre a quanto desumibile dallo stato dell'arte, al fine di ridurre danni alle strutture e disturbo ai residenti:

- UNI 9614:2017. Misura delle vibrazioni negli edifici e criteri di valutazione del disturbo.
- UNI 9916:2014.. Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici.

L'Appaltatore dovrà comunicare alla Direzione Lavori i provvedimenti che intende adottare nel caso del superamento dei limiti stessi (indicati all'interno della UNI 9614).

A sua discrezione, la Direzione Lavori potrà, con riferimento a quanto proposto, richiedere che l'Appaltatore provveda ad eseguire un campo prove per l'effettuazione di misure di controllo delle vibrazioni indotte al contorno, con oneri e spese relative a carico del medesimo Appaltatore.

2.3.2 Documentazione preliminare

L'Appaltatore dovrà presentare, con debito anticipo, alla Direzione Lavori una relazione illustrativa delle modalità di esecuzione, dell'organizzazione di cantiere e delle varie fasi operative. Tale relazione dovrà in particolare contenere tutte le informazioni elencate nella norma UNI EN 1538:2015, oltre alle seguenti indicazioni:

- le procedure operative e le modalità di esecuzione delle opere;
- l'elenco e la specifica delle apparecchiature da utilizzare, conformi alle caratteristiche indicate nel presente Capitolato. In generale esse dovranno essere in numero tale da consentire di far fronte rapidamente e senza

interruzioni significative delle lavorazioni, ad eventuali inconvenienti tecnici o di altra natura che dovessero verificarsi.

- nel caso che l'esecuzione dei lavori comporti il superamento dei limiti ammissibili per le vibrazioni (§2.3.1), una relazione sui provvedimenti che verranno adottati.
- la necessaria documentazione sulla natura del terreno (rilievi stratigrafici) con lo scopo di valutare l'idoneità degli accorgimenti tecnici e delle attrezzature scelte; si dovrà fare riferimento ai dati geotecnici indicati nella norma UNI EN 1538:2015.
- una dichiarazione che certifichi che l'area in cui debbono essere eseguiti i lavori è stata riscontrata priva di impedimenti alla esecuzione degli stessi o in caso contrario una relazione sulle misure e provvedimenti presi.
- le planimetrie riportanti la posizione dei diaframmi, con la loro numerazione progressiva.
- il programma temporale dei lavori.

2.3.3 Prove tecnologiche preliminari

La Direzione Lavori, potrà richiedere di verificare l'idoneità delle attrezzature e di modificare le modalità operative, in relazione a particolari condizioni stratigrafiche o all'importanza dell'opera, mediante l'esecuzione di prove tecnologiche preliminari in condizioni il più possibile rappresentative delle opere di progetto; in tal caso potranno essere introdotti anche i rilevamenti ambientali di cui al §2.3.1 relativi alle vibrazioni indotte dai lavori.

L'Appaltatore dovrà assicurarsi preliminarmente che le effettive caratteristiche del sottosuolo siano rispondenti alle previsioni progettuali, eseguendo, se del caso, apposite indagini geotecniche integrative a proprie spese.

Nella qualifica deve essere prevista la costruzione di un prototipo di gabbia di

armatura di cui al § 2.5.3.

2.4 MATERIALI

Salvo diverse indicazioni del presente Capitolato, i materiali utilizzati dovranno essere conformi alla norma UNI EN 1538:2015.

2.4.1 Conglomerati cementizi

La classe e le caratteristiche dei conglomerati cementizi impiegati per la formazione dei diaframmi dovranno essere conformi a quanto prescritto nei disegni di progetto.

Il cemento impiegato deve essere scelto in relazione alle caratteristiche ambientali, con particolare attenzione all'aggressività dell'ambiente stesso (suolo e acqua freatica), in conformità con la norma UNI EN 206:2016.

Si dovranno rispettare le prescrizioni della norma UNI EN 1538:2015, relativamente alle indicazioni generali, agli aggregati, al contenuto di cemento e agli additivi.

Il rapporto acqua/cemento non dovrà superare il valore di 0.50, comprendendo l'umidità degli inerti nel peso dell'acqua (a differenza di quanto indicato nella norma UNI EN 1538:2015).

Per quanto riguarda la lavorabilità del calcestruzzo fresco, i valori consigliati al nella norma UNI EN 1538:2015 dovranno essere considerati come prescrizione.

2.4.2 Fanghi bentonitici

I controlli sui fanghi bentonitici saranno atti a determinare i parametri di seguito specificati:

- caratteristiche della bentonite in polvere;
- caratteristiche dell'acqua per il confezionamento;

- caratteristiche del fango bentonitico fresco;
- caratteristiche del fango bentonitico all'interno dello scavo.

2.4.2.1 BENTONITE IN POLVERE

La bentonite avrà le caratteristiche minime indicate nella tabella seguente:

Caratteristiche	Accettabilità
Residuo al vaglio da 10.000 maglie cm ²	$\leq 1\%$
Tenore di umidità	$\leq 15\%$
Limite di liquidità	$\geq 400\%$
Viscosità Marsh della sospensione al 6% in acqua distillata	$\geq 40''$
Decantazione della sospensione al 6% in 24 ore	$\leq 2\%$
Acqua separata per pressofiltrazione di 450 cc della sospensione al 6% in 30' a 7 bar	≤ 18 cc
pH dell'acqua filtrata	$7 \leq \text{pH} \leq 9$
Spessore del cake sul filtro della filtro-pressa	≤ 2.5 mm

La scelta del tipo di bentonite, certificato dal fornitore, è assoggettata alla sua affinità con le caratteristiche chimico-fisiche del terreno di scavo e dell'acqua di falda.

2.4.2.2 CARATTERISTICHE DELL'ACQUA PER IL CONFEZIONAMENTO DEI FANGHI

I limiti di accettabilità dell'acqua per il confezionamento dei fanghi bentonitici sono riportate nella tabella che segue.

Caratteristiche	Accettabilità
Contenuto di solfati (come SO ₃)	≤ 20 mg/l
Contenuto di cloruri (Ione CL)	≤ 20 mg/l
Sostanze sospese	≤ 2 g/l

2.4.2.3 PREPARAZIONE FANGHI BENTONITICI

I fanghi saranno ottenuti per idratazione della bentonite sopra descritta in acqua chiara di cantiere, con eventuale impiego di additivi non flocculanti.

Il dosaggio di bentonite, in peso, deve risultare di norma compreso fra il 4 ed il 7%.

Qualunque variazione in sede esecutiva, dovuta ad esempio a problematiche di confezionamento o di appesantimento durante la perforazione, dovrà essere comunicata alla Direzione Lavori per approvazione.

L'impianto di preparazione del fango sarà costituito da:

- dosatori - mescolatori automatici (è ammesso, l'impiego di mud-hopper);
- silos di stoccaggio della bentonite in polvere;
- vasche di agitazione, maturazione e stoccaggio del fango fresco prodotto;
- relative pompe e circuito di alimentazione e di recupero fino agli scavi;
- vasche di recupero;
- dissabbiatori;
- vasca di raccolta della sabbia e di sedimentazione del fango non recuperabile.

Il fango verrà ottenuto miscelando, fino ad ottenere una sospensione finemente dispersa, i seguenti componenti:

- acqua dolce di cantiere;
- bentonite in polvere;
- additivi eventuali inerti (disperdenti, sali tampone, etc.).

Dopo la miscelazione la sospensione verrà immessa nelle apposite vasche di “maturazione” del fango, nelle quali essa dovrà rimanere per un tempo adeguato, prima di essere impiegata nella perforazione. Di norma la maturazione richiede da 6 a 12 ore.

2.4.2.4 CONTROLLI SUL FANGO

Le caratteristiche del fango pronto per l'impiego dovranno essere comprese entro i limiti indicati nella norma UNI EN 1538:2015. Qualunque variazione, anche consentita da tale norma, dovrà essere comunicata alla Direzione Lavori per approvazione.

In aggiunta si prescrive che la temperatura del fango fresco dovrà essere superiore a 5°C.

In caso di esito non soddisfacente, l'Appaltatore sostituirà, parzialmente od integralmente, il fango per ricondurlo a tali limiti.

Qualora, prima dell'inizio del getto, non fosse possibile con le apparecchiature di depurazione a disposizione, far rientrare il fango nei limiti sopra citati, l'Appaltatore dovrà procedere alla completa sostituzione del fango di scavo.

2.4.3 Fanghi polimerici biodegradabili

Per fango biodegradabile si intende un fluido di perforazione ad alta viscosità che muta spontaneamente le proprie caratteristiche nel tempo, riassumendo dopo pochi giorni le caratteristiche di viscosità proprie dell'acqua.

Le soluzioni polimeriche possono essere utilizzate ai sensi della norma UNI EN 1538:2015. In ogni caso la formulazione del fango deve essere preventivamente

studiata con prove di laboratorio e comunicata alla Direzione Lavori per approvazione.

Nelle prove occorrerà tenere conto della effettiva temperatura di utilizzo del fango (temperatura dell'acqua disponibile in cantiere e temperatura dell'acqua di falda). Il decadimento spontaneo della viscosità deve avvenire di norma dopo un tempo sufficiente al completamento degli scavi; in linea generale la perdita di viscosità deve iniziare dopo 20÷40 ore dalla preparazione. Se necessario, i fanghi potranno essere additivati utilizzando correttivi idrolizzati.

Per la produzione dei fanghi biodegradabili si utilizzeranno di norma prodotti a base di amidi.

2.4.4 Acciaio

Le armature metalliche saranno costituite da barre di acciaio B450C ad aderenza migliorata, ai sensi del D.M. 17/01/2018.

Nel caso di utilizzo di acciaio saldabile ai sensi del D.M. 17/01/2018 si prescrive di ricorrere alla saldatura (puntatura) delle staffe con i ferri longitudinali, al fine di rendere le gabbie d'armatura in grado di sopportare le sollecitazioni di movimentazione: la saldabilità delle barre di armatura dovrà essere certificata dalla ditta fornitrice. Gli elettrodi o i fili utilizzati devono essere di composizione tale da non introdurre fenomeni di fragilità.

A meno che non vengano prese precauzioni particolari, gli altri elementi metallici utilizzati in diaframmi gettati in opera, come tubi, piastre, connettori, ecc. non dovranno essere di acciaio zincato o di altri materiali che possono produrre effetti elettrostatici risultanti in un aumento dello strato di fango bentonitico (bentonite cake) o che possono causare corrosione elettrochimica dell'armatura.

2.5 MODALITA' ESECUTIVE

2.5.1 *Prescrizioni generali*

Nella esecuzione dei diaframmi dovranno essere adottati tutti gli accorgimenti necessari a realizzare l'opera conformemente ai requisiti progettuali, in particolare per quanto riguarda il rispetto della verticalità, la complanarità e l'impermeabilità dei giunti.

Le attrezzature, gli utensili e le modalità di scavo dovranno essere definite dall'Appaltatore in modo da assicurare il raggiungimento delle profondità di progetto, l'attraversamento di eventuali strati di terreno lapideo o cementato, l'immorsamento nel sub-strato roccioso, etc..

La distanza minima fra gli assi di due scavi attigui, in corso, appena ultimati o in corso di getto, dovrà essere tale da impedire eventuali fenomeni di interazione. E' opportuno che la realizzazione di ogni singolo pannello venga eseguita con continuità nelle sue diverse fasi operative: qualora, tuttavia, in fase di completamento della perforazione fosse accertata l'impossibilità di eseguire rapidamente il getto (sosta notturna, mancato trasporto del calcestruzzo, etc.), sarà necessario interrompere la perforazione alcuni metri prima ed ultimarla solo nell'imminenza del getto: restano in ogni caso a carico dell'Impresa, gli oneri conseguenti ad eventuali franamenti od altri dissesti che dovessero causarsi in seguito a tali interruzioni.

Valgono le prescrizioni generali riportate nella norma UNI EN 1538:2015, con le precisazioni che:

- lo spessore del diaframma è sempre equivalente alla larghezza dell'utensile;
- i pannelli devono avere sempre la stessa sezione per tutta la lunghezza;
- non sono ammesse gabbie adiacenti per uno stesso pannello; per la continuità delle gabbie di armatura lungo il pannello vedere § 2.5.3 del presente Capitolato.



2.5.2 Attrezzature

2.5.2.1 ESCAVATORI

Le caratteristiche degli escavatori e delle gru di servizio dovranno essere scelti dall'Appaltatore in relazione alle capacità operative effettivamente necessarie per eseguire gli scavi ed i getti in conformità con le prescrizioni di progetto.

2.5.2.2 BENNE MORDENTI

Le benne potranno essere sopportate da Kelly semplice, telescopico oppure a fune libera. Dovranno essere provviste di fori per la fuoriuscita dei fanghi durante il sollevamento e disporre di adatte guide e distanziali in modo da evitare l'effetto pistone durante le operazioni di risalita.

Le dimensioni delle benne mordenti dovranno corrispondere alle dimensioni nominali dei pannelli da scavare, a meno di prevedere lo scavo di pannelli multipli.

Le benne mordenti possono essere a funzionamento idraulico o meccanico.

In prossimità di linee elettriche, le benne non potranno essere manovrate mediante fune libera, ma solo tramite aste di guida tipo Kelly: in ogni caso, le varie fasi operative dovranno essere concordate con i competenti tecnici degli Enti gestori, nel rispetto delle norme di sicurezza previste per le lavorazioni in prossimità di linee elettriche.

Nel caso di diaframmi a meno di dieci metri dalle abitazioni, non potranno essere utilizzate benne a fune libera, ma solo tramite aste guida con sistema tipo Kelly.

Nei Kelly telescopici i dispositivi di battuta devono essere tali da evitare rotazioni relative tra le varie aste.

L'ancoraggio del Kelly sull'escavatore deve essere realizzato in modo da ridurre al minimo gli effetti di beccheggio dell'attrezzatura, conseguenti alla variazione di baricentro durante le manovre di scavo.

2.5.2.3 IDROFRESA

Le frese idrauliche per lo scavo dei pannelli dovranno essere costituite da due ruote fresanti, dotate di opportuna dentatura, in movimento rotativo sincrono opposto.

I tamburi fresanti saranno azionati da motori idraulici ad albero fisso e telaio ruotante inseriti al loro interno, oppure ad essi collegati con opportuni cinematismi.

Il telaio della fresa idraulica dovrà contenere anche una pompa per la circolazione del fango di perforazione, avente portata non inferiore a 120 l/s e prevalenza adeguata a superare tutti i dislivelli e le perdite di carico esistenti tra il piano delle corree e l'impianto di recupero dei fanghi.

Le dimensioni dell'idrofresa in pianta dovranno corrispondere a quelle dei pannelli da scavare; è ammessa l'esecuzione di pannelli multipli.

2.5.2.4 IMPIANTO DI DEPURAZIONE E RECUPERO DEI FANGHI

L'Appaltatore dovrà predisporre e mantenere operanti idonee apparecchiature di depurazione del fango che consentano di eliminare o ridurre le quantità di detrito trattenuto in sospensione.

La determinazione del peso di volume del fango prima dell'inizio del getto dovrà essere eseguita su campioni prelevati con campionatore ad una quota di 1 m superiore a quella di fondo del pannello.

I dissabbiatori dovranno essere dotati di un vaglio vibrante in corrispondenza dell'arrivo della tubazione di mandata, di una pompa centrifuga per fanghi e di un numero adeguato di cicloni. È richiesta una capacità minima di 100 m³/ora per ogni dissabbiatore. Numero e potenza dei dissabbiatori dovranno essere commisurati alle effettive necessità derivanti dai ritmi di perforazione delle attrezzature di scavo e dal tipo dei terreni attraversati. Gli impianti di recupero dei fanghi asserviti alle idrofresche dovranno avere una capacità operativa commisurata

alla pompa di aspirazione della fresa. Nel caso di scavo in terreni coesivi, a valle dei dissabbiatori, dovrà essere prevista una centrifuga per la separazione delle frazioni fini inattive tenute in sospensione nel fango.

Dovranno essere previste delle vasche supplementari per la maturazione dei fanghi appena confezionati.

2.5.3 Armatura

Valgono le prescrizioni riportate nella norma UNI 1538:2015, con le precisazioni che:

- è ammesso l'uso di un intervallo netto minimo tra barra e barra di 74 mm (corrispondente ad un interasse minimo di 10 cm tra barre di diametro 26 mm), purché la sovrapposizione avvenga verso l'interno senza diminuire tale valore e purché la dimensione massima degli aggregati non ecceda i 20 mm.
- le armature verranno pre-assemblate fuori opera in gabbie: i collegamenti tra le gabbie saranno ottenuti con doppia legatura in filo di ferro, con morsetti o con saldatura.
- le armature trasversali dei pannelli saranno costituite da staffe esterne ai ferri longitudinali.
- il diametro delle staffe dovrà essere non inferiore a 10 mm.

Le armature trasversali dovranno contrastare efficacemente gli spostamenti delle barre longitudinali verso l'esterno; le staffe dovranno essere chiuse e risvoltate verso l'interno. Al fine di irrigidire le gabbie d'armature dovranno essere predisposti i necessari ferri (diagonali, ad U etc.) atti a sollevare e trasportare le stesse.

Nella qualifica deve essere prevista la costruzione di un prototipo di gabbia, avente le caratteristiche previste dal progetto, da cui verranno prelevati dei campioni di barre longitudinali e staffe da sottoporre a prova di verifica a trazione,

in modo da verificare il mantenimento delle caratteristiche originarie delle barre di acciaio. Nei campioni prelevati dovrà essere presente almeno una saldatura.

In corso d'opera la frequenza dei prelievi per le prove di verifica di cui sopra, sarà di 3 campioni di barra longitudinale e di staffa ogni 500 m di gabbia.

Per i distanziatori in plastica, al fine di garantire la solidarietà col calcestruzzo, è necessario verificare che la loro superficie sia forata per almeno il 25%. I centratori saranno posti a gruppi di 3-4 regolarmente distribuiti sul perimetro e con spaziatura verticale di massima 4 m.

E' ammessa la giunzione mediante una sovrapposizione non inferiore a 40 diametri (ove non diversamente indicato) o mediante impiego di un adeguato numero di morsetti, legature o saldature.

Le gabbie di armatura dovranno essere perfettamente pulite ed esenti da ruggine ed essere mantenute in posto, prima del getto senza che appoggino sul fondo dello scavo.

Qualora sia prevista la tirantatura del pannello, dovranno essere posizionati nell'armatura dei tubi guida, aventi diametro maggiore del foro necessario per la messa in opera del tirante, passanti in tutto lo spessore del pannello medesimo. Le relative cassette, nelle quali posizionare le piastre di ripartizione del tirante, dovranno essere predisposte con l'inclinazione prevista dal progetto.

2.5.4 Tolleranze

I diaframmi dovranno essere realizzati nella posizione e con le dimensioni di progetto; dovranno essere rispettate le tolleranze indicate nella norma UNI EN 1538:2015, salvo più rigorose limitazioni indicate in progetto e con le seguenti precisazioni:

- posizione planimetrica dell'asse del diaframma rispetto alla linea mediana delle corree: ± 3 cm;



- quota di testa diaframma: ± 5 cm;
- profondità: ± 25 cm;
- complanarità dei giunti: $\pm 1\%$;

Per il controllo della geometria delle pareti si potranno utilizzare anche sistemi meccanici costituiti da una dima di controllo con dimensioni prossime a quelle di ogni elemento, sulla quale vengono applicati inclinometri, oppure ecometri (tipo Kodex) che consentano di restituire l'immagine della geometria dello scavo. Questo tipo di strumentazione permette di misurare e visualizzare le sezioni dello scavo e la sua perpendicolarità per tutta la sua lunghezza registrando i dati e visualizzandoli.

Il rispetto della complanarità dei giunti comporta una limitazione nella tolleranza ammessa per la verticalità assoluta dei pannelli; se un pannello è discosto dell'1%, il pannello adiacente deve essere discosto dalla verticale nella stessa direzione, oppure deve essere perfettamente verticale.

Ad ultimazione dello scavo di ciascun pannello si dovrà procedere alla registrazione dell'inclinazione dello stesso a mezzo di inclinometri applicati alle aste di perforazione; per garantire la complanarità dei pannelli, data la tendenza della benna d'inclinarsi in direzione dell'escavatore, sarà necessario operare con gli escavatori sempre dalla stessa parte del diaframma.

Anche per pannelli singoli, da utilizzare quali strutture di fondazione, si prescrivono le tolleranze sopraindicate.

2.5.5 Opere preliminari

2.5.5.1 PIANI DI LAVORO

Le attrezzature di perforazione e di servizio dovranno operare da un piano di lavoro preventivamente realizzato, in modo da evitare variazioni di assetto delle attrezzature durante il loro funzionamento. Il piano di lavoro dovrà essere

mantenuto costantemente pulito e sgombro dai materiali di risulta, e dovrà essere mantenuto con le stesse caratteristiche iniziali.

L'Appaltatore dovrà rispettare le prescrizioni di cui alla norma UNI 1538:2015.

2.5.5.2 CORDOLI – GUIDA (CORREE)

I cordoli-guida, oltre a garantire l'allineamento planimetrico dei singoli pannelli in senso longitudinale, hanno anche la funzione di sostegno per le armature in fase di getto e dell'impalcatura delle tubazioni usate per il getto, che in corso di esecuzione verranno accorciate seguendo la risalita del calcestruzzo nello scavo. I cordoli hanno inoltre la funzione di guidare l'utensile di scavo, sostenere il terreno più superficiale e costituire un'adeguata vasca per le escursioni del livello del fango bentonitico durante l'introduzione dell'utensile di scavo.

L'Appaltatore dovrà rispettare le prescrizioni di cui alla norma UNI 1538:2015, con le seguenti precisazioni:

- le coppie di cordoli-guida (corree), paralleli e contrapposti, avranno una distanza netta pari allo spessore nominale del diaframma, aumentato di 7 cm con riferimento ai capisaldi plano-altimetrici di progetto.
- i cordoli saranno realizzati in conglomerato cementizio opportunamente armato, con dimensioni minime di 0.35 x 0.80 m; l'armatura sarà continua ed il getto sarà fatto contro casseri.

Particolare cura dovrà quindi essere posta nell'esecuzione dei cordoli, sia nei riguardi della preparazione del piano di posa e del tracciamento (quota superiore e direzione), sia per la loro verticalità, in quanto essi costituiscono l'elemento fondamentale per ogni riferimento del diaframma (quote ed allineamento).

Nella realizzazione dei cordoli si avrà cura di posizionare con precisione i casseri, in modo da ottenere che la linea mediana dei cordoli stessi non si discosti dalla posizione planimetrica del diaframma in misura superiore alla tolleranza ammessa (vedere § 2.5.4).

I cordoli saranno adeguatamente marcati con chiodi e strisce di vernice in corrispondenza degli estremi di ciascun pannello di diaframma da scavare.

2.5.5.3 CONTROLLO DELLA VERTICALITÀ

Per il controllo della verticalità dello scavo, e quindi dei pannelli, saranno utilizzati sistemi la cui precisione è commisurata alle profondità dei pannelli ed all'importanza dell'opera. Di norma potranno essere utilizzati inclinometri biassiali da fissare sull'utensile di scavo, in modo da avere il controllo della perforazione a varie profondità.

Poiché l'inclinometro non dà indicazioni circa l'eventuale rotazione del pannello, si provvederà, qualora ritenuto necessario ad insindacabile giudizio della Direzione Lavori, a misure più precise o integrative quali:

- rilievo della geometria del pannello mediante sonda ad ultrasuoni (tipo sistema KODEN);
- rilievo della rotazione mediante controllo della posizione delle funi di sospensione di un “pendolo” di massa non inferiore a 2000 kg, a forma di parallelepipedo a base quadrata, il cui lato è pari allo spessore del pannello meno 5 cm.

Sia la sonda che il pendolo saranno fatti discendere in corrispondenza delle estremità del pannello da misurare. Le misure saranno eseguite in risalita.

2.5.6 Perforazione

Prima dell'inizio dei lavori l'Appaltatore fornirà i disegni di dettaglio, contenenti la planimetria con i pannelli numerati, indicando i primari ed i secondari, e la sequenza di esecuzione degli stessi.

L'Appaltatore dovrà rispettare le prescrizioni di cui alla norma UNI 1538:2015.



2.5.6.1 ATTREZZATURE

2.5.6.1.1 SCAVO CON BENNA MORDENTE

Lo scavo con benna mordente sarà eseguito in presenza di fango bentonitico (o di altre sostanze, quali polimeri biodegradabili, se preventivamente autorizzati dalla Direzione Lavori) in quiete.

Durante la perforazione, il livello del fango dovrà costantemente essere mantenuto in prossimità del piano di lavoro. Nel caso di improvviso franamento, con o senza perdita di fango bentonitico, lo scavo verrà immediatamente sospeso e la parte interessata dal franamento riempita con calcestruzzo magro che verrà in seguito riscavato.

Durante l'esecuzione dello scavo dovranno essere presi tutti gli accorgimenti ragionevoli, al fine di prevenire la fuoriuscita del fango bentonitico al di là delle immediate vicinanze della zona di scavo.

Al termine della perforazione si dovrà procedere all'accurata rimozione dei detriti rimasti sul fondo nonché alla sostituzione parziale od integrale del fango per ricondurlo alle caratteristiche sopra prescritte (§ 2.4.2) per l'esecuzione del getto.

In caso contrario, l'Appaltatore sostituirà parzialmente od integralmente il fango per ricondurlo alle caratteristiche richieste.

Tipo e numero dei controlli saranno commisurati, per ogni pannello, al raggiungimento delle suddette prescrizioni.

2.5.6.1.2 SCAVO CON IDROFRESA

Nelle prime fasi di scavo è previsto l'utilizzo della benna mordente, almeno fino al raggiungimento della profondità necessaria per il funzionamento della pompa di circolazione del fango incorporata nell'idrofresa. La seconda attrezzatura (idrofresa) sarà impiegata in successione, per profondità di scavo superiori, fino al raggiungimento della quota di progetto.

Le due attrezzature, dunque, costituiranno un unico gruppo di scavo. In relazione

alla natura dei litotipi presenti, si potrà effettuare un pre-scavo oltre la profondità minima richiesta per l'innescio della circolazione inversa del fango bentonitico, ottimizzando i tempi di impiego delle due attrezzature ai fini di un corretto e rapido completamento dello scavo.

Di norma l'impiego dell'idrofresa è da prevedersi nella realizzazione di diaframmi di grande profondità e/o interessanti sub-strati di consistenza litoide o con presenza di grossi trovanti.

2.5.6.1.3 SCAVO CON SCALPELLO

Nel caso della presenza di trovanti isolati sarà concesso l'uso di uno scalpello a percussione per il superamento del tratto non scavabile per mezzo della benna mordente.

2.5.6.2 STABILITÀ DELLA TRINCEA

Per la stabilità della trincea durante lo scavo si dovrà fare riferimento alla norma UNI EN 1538:2015.

2.5.6.3 INTESTATURA IN ROCCIA

Nel caso di intestatura in roccia si dovrà fare riferimento alla norma UNI EN 1538:2015.

2.5.6.4 DISPOSITIVI PER LA FORMAZIONE DEI GIUNTI

L'Appaltatore dovrà rispettare le prescrizioni di alla norma UNI 1538:2015.

I giunti tra i singoli pannelli del diaframma dovranno essere realizzati con la massima cura e diligenza durante le varie fasi operative, in modo da garantire le migliori condizioni di impermeabilità del paramento finito.

Per la corretta formazione dei giunti, si utilizzeranno tubi-spalla di opportuna forma e dimensione tipo:

- colonne semi-circolari;

- profilati piatti irrigiditi con colonne semi-circolari;
- palancole speciali per l'introduzione ed annegamento nel cls di adeguati "water stop" (tipo CWS);
- "canne d'organo", ecc..

Di norma, si procederà alla realizzazione di pannelli distanziati planimetricamente e caratterizzati da estremità di forma semicilindrica concava; successivamente si eseguiranno i pannelli posti a cavallo dei precedenti, caratterizzati da estremità di forma semicilindrica convessa in modo da aderire ai precedenti.

A tal fine viene previsto l'impiego di tubi spalla, di larghezza pari allo spessore del diaframma e lunghezza uguale: i tubi spalla saranno messi in opera, controllandone la verticalità con sistemi ottici, non appena completata la perforazione, e per tutta la profondità del pannello.

Ad avvenuta presa del getto si provvederà alla rimozione dei tubi spalla, utilizzando un opportuno estrattore a morsa idraulica; se necessario la superficie del tubo spalla potrà essere preventivamente trattata con prodotti disarmanti.

Si avrà cura di pulire adeguatamente i tubi spalla prima del loro impiego.

Nello scavo dei pannelli adiacenti si avrà cura di pulire con estrema cura l'impronta lasciata dal tubo-spalla, mediante opportuni raschiatoi, la cui forma è ricalcata su quella del tubo spalla utilizzato. I raschiatoi saranno utilizzati a fine perforazione, fissandoli rigidamente sull'utensile di scavo.

Qualora sia utilizzata l'idrofresa è possibile realizzare i giunti senza impiego dei tubi-spalla, provvedendo ad alesare i pannelli primari già gettati.

2.5.7 Posizionamento dell'armatura e di altri elementi

L'Appaltatore dovrà rispettare le prescrizioni di cui alla norma UNI 1538:2015.

2.5.8 Getto del calcestruzzo

Per quanto riguarda le modalità di preparazione e trasporto del calcestruzzo si rimanda alle specifiche tecniche di cui alla Sezione “Manufatti in conglomerato cementizio” del C.S.A..

Prima del getto si provvederà al controllo delle caratteristiche del fango ed, eventualmente, alla sostituzione del fango di perforazione fino al raggiungimento dei prescritti valori.

Per la rimonta del fango di perforazione da sostituire prima del getto, si potrà utilizzare uno dei seguenti sistemi:

- eiettore (air lifting);
- pompa sommersa per fanghi;
- pompa-vuoto applicata in testa al tubo-getto.

Nel caso di scavo con idrofresa l'eventuale dissabbiamento, se necessario, sarà condotto mantenendo l'utensile a fondo foro e prolungando la circolazione inversa del fango.

L'Appaltatore dovrà rispettare le prescrizioni di cui alla norma UNI 1538:2015, a meno di diverse indicazioni nel presente Capitolato.

Il getto del calcestruzzo avverrà impiegando il tubo di convogliamento. Esso sarà costituito da sezioni non più lunghe di 3.00 m di tubo in acciaio. L'interno del tubo sarà pulito, privo di irregolarità e strozzature. Le giunzioni tra sezione e sezione saranno del tipo filettato, senza manicotto (filettatura in spessore) o con manicotti esterni che comportino un aumento di diametro non superiore a 2.0 cm; sono escluse le giunzioni a flangia.

Il tubo sarà provvisto, all'estremità superiore, di una tramoggia di carico avente una capacità di almeno $0.5 \div 0.6 \text{ m}^3$, e mantenuto sospeso da un mezzo di sollevamento.

Un supporto per facilitare le operazioni di predisposizione e di accorciamento del tubo getto sarà posto sulle corree di guida.

Prima di installare il tubo getto sarà eseguita una ulteriore misura del fondo foro; qualora lo spessore del deposito superi i 20 cm si provvederà all'estrazione della gabbia d'armatura ed alle operazioni di pulizia.

Al fine di evitare azioni di contaminazione/dilavamento del primo calcestruzzo gettato, prima di iniziare il getto si disporrà entro il tubo, in prossimità del suo raccordo con la tramoggia, un tappo formato da un involucro di carta riempito con vermiculite granulare o palline di polistirolo.

Durante il getto, il tubo convogliatore sarà opportunamente manovrato per un'ampiezza di 20÷30 cm, in modo da favorire l'uscita e la risalita del calcestruzzo.

Previa verifica del livello raggiunto, utilizzando uno scandaglio metallico a fondo piatto, il tubo di convogliamento sarà accorciato per tratti successivi nel corso del getto, sempre conservando un'immersione minima nel calcestruzzo di 2,5 m e massima di 6 m (a differenza dei 2 metri minimi richiesti dalla UNI EN 1538:2015).

All'inizio del getto si dovrà disporre di un volume di calcestruzzo pari a quello del tubo di getto e di almeno 3 o 4 m di pannello. E' prescritta una cadenza di getto non inferiore a 25 m³/ora.

Il getto di un pannello dovrà comunque essere completato in un tempo tale che il calcestruzzo rimanga sempre lavorabile nella zona di rifluimento.

La centrale di confezionamento dovrà quindi consentire la produzione delle quantità di impasto superiori rispetto alle necessità operative: l'intervallo di tempo tra il confezionamento e la posa dovrà essere contenuto entro i limiti stabiliti nella relazione preliminare di accettazione delle miscele.

In presenza di pannelli di lunghezza superiore a 4 m, o forma tale da richiedere

l'impiego di due o più tubi getto, questi dovranno essere alimentati in modo sincrono per assicurare la risalita uniforme del calcestruzzo.

Per nessuna ragione il getto dovrà venire sospeso prima del totale riempimento del pannello. A pannello riempito il getto sarà proseguito fino alla completa espulsione del calcestruzzo contaminato dal fango di bentonite.

2.5.9 Scapitozzatura

Al fine di rendere il diaframma continuo con la fondazione o di creare un cordolo di collegamento tra le teste dei diaframmi, si rende necessario demolire la parte superiore del pannello, per un'altezza di almeno 1 metro.

La modalità di demolizione della testa del pannello dovrà essere tale da evitare la formazione ed il diffondersi di lesioni nel pannello stesso; a questo scopo si prescrive l'utilizzo di attrezzature di tipo idraulico, che applicano forze statiche in direzione orizzontale concentrate sul perimetro del pannello e provocano una rottura localizzata del calcestruzzo, con una minima influenza sull'armatura.

2.5.10 Giunto tra diaframmi tipo Avec o equivalente

Il giunto di tenuta idraulica è costituito da un elemento water-stop elastico munito di apposita palancola metallica portagiunto recuperabile, da interporre tra pannelli contigui. La modalità di posa degli elementi di tenuta idraulica prevede la realizzazione dei diaframmi per pannelli consequenziali, secondo le seguenti fasi operative:

Fase 1

scavo del setto di apertura pannello e collocazione della palancola portagiunto contenente il giunto elastico di tenuta idraulica;

Fase 2

posa dell'armatura e getto del setto di diaframma;

Fase 3

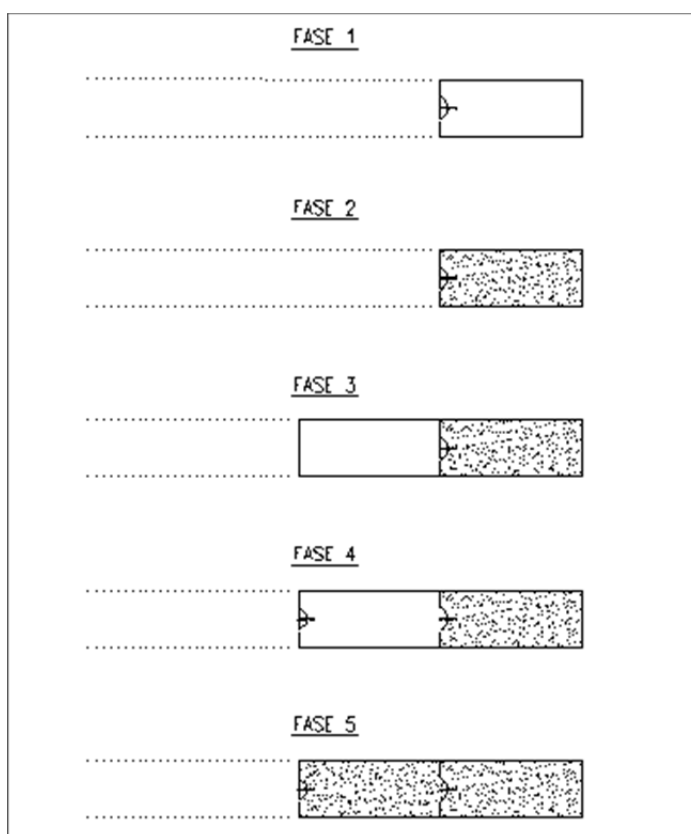
scavo del setto di diaframma adiacente e controllo della verticalità dello scavo;

Fase 4

rimozione della palanca portagiunto (in questa fase il distacco della palanca dal getto avviene tramite l'azione di appositi martinetti oleodinamici contenuti entro la palanca), collocazione della stessa con nuovo giunto elastico, sul lato opposto di scavo;

Fase 5

posa dell'armatura e getto del setto di diaframma.



2.6 CONTROLLO DELL'ESECUZIONE

Durante l'esecuzione dei diaframmi dovranno essere controllate le fasi indicate

nella norma UNI EN 1538:2015.

L'Appaltatore dovrà redigere:

- una scheda indicante i riferimenti e le indicazioni generali relative al calcestruzzo ed al fluido di supporto, usando la scheda riportata nella UNI EN 1538:2015;
- una scheda per ogni pannello, usando la scheda riportata nella UNI EN 1538:2015.

In presenza di anomalie o differenze rispetto alla stratigrafia prevista, qualora le condizioni reali risultino inferiori a quelle di progetto, l'Appaltatore procederà al riesame della progettazione ed adotterà gli opportuni provvedimenti, concordandoli con la Direzione Lavori.

2.7 PROVE DI CARICO

2.7.1 Generalità

Nei paragrafi che seguono vengono fornite le indicazioni tecniche generali per l'esecuzione di prove di carico su pannelli isolati di fondazione.

Le prove di carico hanno principalmente lo scopo di:

- accertare eventuali gravi deficienze esecutive;
- verificare i margini di sicurezza disponibili nei confronti della rottura del sistema fondazione-terreno;
- valutare le caratteristiche di deformabilità del sistema fondazione terreno.

2.7.1.1 DEFINIZIONI

Questa serie di prove è sostanzialmente di tre tipi:

- prove di resistenza meccanica sotto carico (assiale o laterale):

- prove di collaudo (prova non distruttiva), effettuate sui pannelli definitivi, dei quali non bisogna compromettere l'integrità; il carico massimo da raggiungere nel corso della prova (P_{max}) è in generale pari a 1,5 volte il carico di esercizio (P_{es}) (vedere prova specifica);
 - prove a carico limite (prova distruttiva), effettuate sui pannelli appositamente predisposti all'esterno dell'opera, spinti fino a carichi di rottura del sistema pannello-terreno o prossimi ad esso; il carico massimo da raggiungere nel corso della prova (P_{max}) è in generale pari a 2,5 volte il carico di esercizio (P_{es}) (vedere prova specifica).
- controlli non distruttivi di integrità del pannello, mediante prove di controllo sonico:
 - carotaggio sonico (down-hole);
 - prova cross-hole.

Nel seguito, si definiranno due pannelli come appartenenti alla stessa tipologia se avranno le stesse dimensioni in pianta.

2.7.1.2 NUMERO E UBICAZIONE DEI DIAFRAMMI DI PROVA

Il numero e l'ubicazione dei pannelli da sottoporre a prova di carico devono essere stabiliti in funzione dell'importanza dell'opera, dell'affidabilità, in termini quantitativi, dei dati geotecnici disponibili e del grado di omogeneità del terreno.

Il numero e l'ubicazione dei pannelli di prova sono di regola definiti dal progettista nelle tavole del progetto esecutivo; se non riportati su queste tavole, tali indicazioni possono essere definite dall'Appaltatore, e comunque sotto approvazione della Direzione Lavori. In particolare, l'Appaltatore al termine dell'esecuzione delle fondazioni proporrà i pannelli da sottoporre a prove di carico. La Direzione Lavori, tenendo soprattutto conto dell'omogeneità dei terreni in cui è installato il lotto di pannelli e dei risultati delle prove a carico limite eseguite per pannelli dello stesso diametro, potrà accettare o modificare la scelta dei pannelli da sottoporre a prova di carico.

In ogni caso devono essere rispettati i seguenti quantitativi minimi (il numero di pannelli corrispondente ad una percentuale dovrà essere arrotondato all'intero superiore).

Prova	Pannelli da testare
Prova (assiale) a carico limite	1 per ogni tipologia di pannello e per terreni equivalenti dal punto di vista geotecnico.
Prova (assiale e laterale) di collaudo	2% dei pannelli con un minimo di 2 pannelli per opera; comunque almeno 1 per ogni tipologia di pannello e per terreni equivalenti dal punto di vista geotecnico
Prova sonica	Almeno il 15% dei pannelli dovranno essere attrezzati, con un minimo di 4 pannelli; la prova si effettua su tutti i pannelli attrezzati.
Prova di ammettenza meccanica Opzionale: a discrezione della Direzione lavori.	Si dovrà eseguire una taratura di tale prova su almeno il 5% dei pannelli, con un minimo di 2; i pannelli da utilizzare per la taratura dovranno essere di sicura efficienza, valutata con prove di tipo sonico. Dopo la taratura si potrà per similitudine procedere alla prova, da estendersi ai pannelli non testati con prova sonica (e quindi fino al 85% dei pannelli).
Prove assiali su pannelli strumentati	Su indicazione del progettista

In particolare, nel 15% dei pannelli attrezzati per prova sonica dovranno essere compresi:

- i pannelli sottoposti a prova di collaudo (2% dei pannelli con un minimo di 2 pannelli per opera);
- i pannelli su cui effettuare la taratura della eventuale prova di ammettenza meccanica (5% sul totale dei pannelli).

Lo scopo di questa organizzazione delle prove è quello di testare l'efficienza di un numero adeguato di pannelli (almeno il 15% sul totale); a discrezione della Direzione Lavori, nel caso si riscontrino risultati non soddisfacenti nel corso delle

prove, tutti i pannelli potranno essere testati, ed in particolare il 15% con prova sonica ed il rimanente 85 % con prova di ammettenza meccanica.

Le prove di ammettenza meccanica devono essere tarate su pannelli di cui si sia già accertata l'idoneità tramite prova di carico e/o prova cross-hole; ciò al fine di definire un riferimento di correlazione con cui valutare, a giudizio esclusivo della DL, l'idoneità di pannelli soggetti solo a prove di ammettenza meccanica. In particolare, la taratura di questa prova dovrà essere effettuata su almeno il 5 % dei pannelli con un minimo di 2 pannelli già soggetti a prova di carico e/o prova cross-hole.

Per quanto concerne i controlli basati su prove soniche, da eseguire sui pannelli di medio e grande diametro, considerata la necessità di predisporre all'interno del pannello dei tubi di misura (tubi metallici aventi diametro interno non inferiore a 1"1/2), l'Appaltatore dovrà individuare, in accordo con la Direzione Lavori, i pannelli da sottoporre a tale tipologia di controllo (carotaggio sonico, prove cross-hole).

Le caratteristiche dei pannelli di prova (lunghezza, diametro, modalità esecutive, caratteristiche dei materiali, ecc.) dovranno essere del tutto simili a quelle dei pannelli dimensionati in fase di progetto. I terreni in cui questi dovranno essere eseguiti saranno limitrofi all'area di progetto e comunque tali da identificarsi il più possibile con le caratteristiche di quelli presenti nell'area di progetto.

2.7.2 Prove di carico assiale

2.7.2.1 DEFINIZIONI DEI CARICHI DI PROVA

I carichi di prova saranno definiti di volta in volta dal progettista, in relazione alle finalità della prova stessa.

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

- $P_{\text{prova}} = 1.5 P_{\text{esercizio}}$ per prove di collaudo

- $P_{\text{prova}} = P_{\text{lim}}$ per prove a carico limite

ove con P_{lim} si indica quel valore di carico per il quale si raggiunge la condizione di rottura dell'insieme diaframma terreno (§ 2.7.2.6). Ove ciò non sia possibile, la prova deve essere eseguita fino ad un carico pari ad almeno 2.5 volte il carico di esercizio e comunque nei limiti della massima zavorra disponibile in commercio.

2.7.2.2 DISPOSITIVI PER L'APPLICAZIONE E PER LA MISURA DEL CARICO

Il carico sarà applicato mediante uno o più martinetti idraulici, con corsa = 200 mm, posizionati in modo da essere perfettamente centrati rispetto all'asse del pannello.

I martinetti saranno azionati da una pompa idraulica esterna. Martinetti e manometro della pompa saranno corredati da un certificato di taratura recente (<3mesi).

Nel caso di impiego di più martinetti occorre che:

- i martinetti siano uguali;
- l'alimentazione del circuito idraulico sia unica.

La reazione di contrasto sarà di norma ottenuta tramite una zavorra, la cui massa dovrà essere non inferiore alla massa equivalente al massimo carico di prova, incrementato del 20%.

La zavorra sarà sostenuta con una struttura costituita da una trave metallica di adeguata rigidità sui cui estradosso, tramite una serie di traversi di ripartizione, vanno posizionati blocchi di calcestruzzo o roccia.

In alternativa la zavorra potrà essere sostituita con:

- pannelli di contrasto, dimensionati a trazione (non facenti parte di alcuna fondazione definitiva);
- tiranti di ancoraggio collegati ad un dispositivo di contrasto.

In questi casi si avrà cura di ubicare i pannelli o i bulbi di ancoraggio dei tiranti a sufficiente distanza dal pannello di prova (minimo 5 metri).

L'Appaltatore, nel caso di prove di carico con pannelli di contrasto, dovrà redigere un progetto dettagliato delle prove di carico indicando numero, interassi, dimensioni, e lunghezza dei pannelli.

Qualora sia richiesto l'uso di una centralina oleodinamica preposta a fornire al/ai martinetti la pressione necessaria, questa dovrà essere di tipo sufficientemente automatizzato per poter impostare il carico con la velocità richiesta, variarla in caso di necessità e mantenere costante il carico durante le soste programmate.

Per realizzare ciò si può disporre di un sistema di comando costituito da un pannello di facile utilizzo (oppure di una tastiera collegata all'eventuale microprocessore di controllo); per misurare il carico applicato alla testa del pannello si interporrà tra il martinetto di spinta ed il pannello una cella di carico del tipo ad estensimetri elettrici con opportuno fondo scala.

Nel caso non fosse disponibile tale tipo di cella, il carico imposto al pannello verrà determinato in base alla pressione fornita ai martinetti misurata con un manometro oppure, dove previsto, misurata con continuità da un trasduttore di pressione collegato al sistema di acquisizione automatico e, in parallelo, con un manometro.

Il manometro ed il trasduttore di pressione, se utilizzati, dovranno essere corredati da un rapporto di taratura rilasciato da non più di 3 mesi da un laboratorio ufficiale.

Lo strumento di misura dovrà avere fondo scala e precisione adeguati e non inferiore al 5% del carico applicato per i manometri e del 2% per le celle di carico.

Il quadrante del manometro dovrà avere tacche di divisione adeguata alla agevole lettura con la precisione richiesta.

E' obbligatorio l'inserimento di un dispositivo automatico in grado di mantenere costante ($\pm 20\text{kN}$) il carico applicato sul pannello, per tutta la durata di un gradino

di carico ed indipendentemente dagli abbassamenti della testa del pannello.

2.7.2.3 DISPOSITIVI PER LA MISURA DEI CEDIMENTI

Saranno utilizzati tre comparatori centesimali, con corsa massima non inferiore a 50 mm, disposti a circa 120° intorno all'asse verticale del pannello. Il sistema di riferimento sarà costituito da una coppia di profilati metallici poggianti su picchetti infissi al terreno ad una distanza di almeno 5 metri dal pannello.

Il sistema sarà protetto dall'irraggiamento solare nella maniera ritenuta più idonea.

Preliminarmente all'esecuzione delle prove saranno eseguiti cicli di misure allo scopo di determinare l'influenza delle variazioni termiche e/o di eventuali altre cause di disturbo.

Dette misure, compreso anche il rilievo della temperatura, saranno effettuate per un periodo di 24 ore con frequenze di 2 ore circa.

2.7.2.4 PREPARAZIONE DEI PANNELLI DA SOTTOPORRE A PROVA

I pannelli prescelti saranno preparati mediante regolarizzazione della testa previa scapitozzatura del cls e messa a nudo del fusto per un tratto di 50 cm. Nel tratto esposto saranno inserite n.3 staffe metalliche, a 120°, per la successiva apposizione dei micrometri.

Sopra la testa regolarizzata si stenderà uno strato di sabbia di circa 3 cm di spessore, oppure una lastra di piombo. Si provvederà quindi a poggiare una piastra metallica di ripartizione del carico di adeguata superficie, in modo da ricondurre la pressione media sul conglomerato a valori compatibili con la sua resistenza a compressione semplice.

2.7.2.5 REALIZZAZIONE DEL CONTRASTO

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

L'altezza dei due appoggi deve essere sufficiente a consentire il posizionamento

dei martinetti e dei relativi centratori e del sistema di riferimento per la misura dei cedimenti. In ogni caso l'altezza deve essere tale da consentire le operazioni di lettura con sufficiente agio ($h_{\min} = 1.5 \text{ m}$). Tra i martinetti e la trave sarà interposto un dispositivo di centramento del carico, allo scopo di eliminare il pericolo di ovalizzazione del pistone. Questo dispositivo può essere realizzato mediante un giunto a rotula, costituito da una sfera di acciaio $\varnothing 50 \text{ mm}$ circa, inserita entro due piastre metalliche dotate di opportune cavità porta-sfera.

Gli stessi accorgimenti saranno adottati anche nel caso in cui la trave o struttura di contrasto farà capo a pannelli o tiranti di ancoraggio.

2.7.2.6 PROGRAMMA DI CARICO

Il programma di carico sarà definitivo di volta in volta, in relazione alla finalità della prova.

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

1° Ciclo

- Applicazione di “n” ($n \geq 4$) gradini di carico successivi, di entità pari a δP , fino a raggiungere il carico Pes
- 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 è considerato stabilizzato se, a parità di carico, è soddisfatta la seguente condizione tra due misure successive ($\delta t = 15'$):

$$\delta s \leq 0.025 \text{ mm.}$$

- Per il livello corrispondente a P_{es} 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 $t = 0$; $t = 5'$; $t = 10'$ e $t = 15'$.
- Allo scarico le letture verranno eseguite anche a $t = 30'$, $t = 45'$ e $t = 60'$.

2° Ciclo

- Applicazione di “m” ($m \geq 9$) gradini di carico δP fino a raggiungere il carico P_{prova} (vedere 2.7.2.1).
- In corrispondenza di ogni livello di carico si eseguiranno misure di cedimento con la stessa frequenza e limitazioni di cui al 1° Ciclo.
- Il carico P_{prova} quando è minore di P_{lim} , sarà mantenuto per un tempo minimo di 4 ore; quindi il pannello sarà scaricato mediante almeno 3 gradini (di entità $3 \delta P$) con misure a $t = 0$, $t = 5'$, $t = 10'$ e $t = 15'$. A scarico ultimato si eseguiranno misure fino a $t = 60'$. Una lettura finale dovrà essere effettuata 12 ore dopo che il pannello è stato completamente scaricato.
- Nel caso di prove a carico limite, si considererà raggiunto il carico limite P_{lim} , e conseguentemente si interromperà la prova, allorquando risulti verificata una delle seguenti condizioni:
 - cedimento (P_{lim}) ≥ 2 cedimento ($P_{lim} - \delta P$)
 - cedimento (P_{lim}) $> 0.10 s$ ove s indica lo spessore del pannello.
- In ogni caso, il carico limite deve essere superiore a 2.5 volte il carico di esercizio.

2.7.2.7 DOCUMENTAZIONE DELLE PROVE

Le misure dei cedimenti saranno registrate utilizzando moduli contenenti:

- il n° del pannello;
- l'orario di ogni singola operazione;
- la temperatura;
- il carico applicato;
- il tempo progressivo di applicazione del carico;
- le corrispondenti misure di ogni comparatore;
- i relativi valori medi;
- le note ed osservazioni.

Le tabelle complete delle letture tempo-carico-cedimento costituiranno il verbale della prova.

La documentazione fornita dall'esecutore della prova dovrà comprendere i seguenti dati:

- tabelle complete delle letture tempo-carico-cedimento con le indicazioni singole dei comparatori e la loro media aritmetica; sono richieste anche le fotocopie chiaramente leggibili della documentazione originale di cantiere.
- diagrammi carichi-cedimenti finali per ciascun comparatore e per il valore medio;
- diagrammi carichi-cedimenti (a carico costante) per ciascun comparatore e per il valore medio;
- numero di identificazione e caratteristiche nominali del pannello (lunghezza, sezione);

- stratigrafia del terreno rilevata durante la perforazione;
- geometria della prova (dispositivo di contrasto, travi portamicrometri, etc.);
- disposizione, caratteristiche e certificati di taratura della strumentazione; scheda tecnica del pannello, preparata all'atto dell'esecuzione.
- relazione tecnica riportante l'elaborazione dei dati e l'interpretazione della prova medesima nonché l'individuazione del carico limite con il metodo delle inverse pendenze.

2.7.3 Prove di carico laterale

Queste prove sono da prevedersi nei casi in cui ai pannelli di fondazione è affidato il compito di trasmettere al terreno carichi orizzontali di rilevante entità.

Il numero ed i pannelli da sottoporre a prova dovrà essere dell'1% dei pannelli e, comunque, almeno su un pannello per ogni opera.

Nella esecuzione delle prove ci si atterrà alle prescrizioni già impartite per le prove di carico assiale salvo quanto qui di seguito specificato.

Il contrasto sarà di norma ottenuto utilizzando un pannello di caratteristiche geometriche analoghe, distante almeno 3 m. Il martinetto sarà prolungato mediante una trave di opportuna rigidità.

Gli spostamenti saranno misurati su entrambi i pannelli. Si utilizzeranno per ciascun pannello 2 coppie di comparatori centesimali fissati alla stessa quota; la prima coppia sarà disposta in posizione frontale rispetto alla direzione di carico; la seconda coppia sarà disposta in corrispondenza dell'asse trasversale alla direzione di carico.

2.7.4 Prove di carico su pannelli strumentati

2.7.4.1 GENERALITÀ

Quando richiesto, le prove di carico, oltre che per definire la curva carico cedimento alla testa del pannello, avranno lo scopo di valutare l'entità e la distribuzione delle sollecitazioni e/o delle deformazioni con la profondità.

Pertanto dovrà essere predisposta una adeguata strumentazione lungo il pannello, e anche alla base del pannello stesso. I dispositivi indicati nel presente paragrafo sono pertanto da considerarsi aggiuntivi rispetto a quanto descritto nei paragrafi precedenti.

L'identificazione dei pannelli soggetti a prova come sopra specificato dovrà essere tassativamente effettuata prima dell'inizio dei lavori e mantenuta invariata per tutta la durata di questi. Questa prescrizione è dovuta al fatto che i pannelli sottoposti alle prove finali dovranno essere dotati di attrezzature e/o strumentazioni inglobate all'interno della propria struttura e necessarie per l'esecuzione delle prove stesse.

Per i pannelli strumentati, ad ultimazione del getto, verrà eseguito un controllo generale della strumentazione per constatare eventuali guasti dovuti alle operazioni di realizzazione del pannello.

Ulteriori controlli con registrazione dei dati verranno eseguiti a 7, 14 e 28 giorni ed immediatamente prima della prova di carico. Quest'ultima costituirà la misura di origine per le successive letture.

2.7.4.2 STRUMENTAZIONE PER LE PROVE DI CARICO ASSIALE

2.7.4.2.1 STRUMENTAZIONE LUNGO IL FUSTO DEL PANNELLO

Il numero e l'ubicazione delle sezioni strumentate sarà stabilito di volta in volta in accordo con la Direzione Lavori. In ogni caso dovranno essere previste almeno 3 sezioni strumentate.

Indicativamente la sezione strumentata superiore sarà ubicata in prossimità della testa del pannello, esternamente al terreno.

Qualora non fosse possibile realizzare la sezione strumentata di testa al disopra del piano lavoro, dopo l'esecuzione del pannello si procederà ad isolare il pannello dal terreno sovrastante fino alla quota della sezione strumentata di testa; in questo caso la sezione strumentata di testa sarà posizionata il più vicino possibile al piano lavoro. Le dimensioni geometriche di questa sezione strumentata dovranno essere accuratamente misurate prima delle prove. Tale sezione consentirà di avere indicazioni sul modulo del calcestruzzo in corrispondenza dei vari gradini di carico e sarà di riferimento per il comportamento di tutte le altre.

Ogni sezione strumentata sarà costituita da almeno 4 estensimetri elettrici disposti ai vertici della sezione. Le celle estensimetriche saranno fissate all'armatura longitudinale e protette dal contatto diretto con il calcestruzzo.

Esse saranno corredate di rapporto di taratura rilasciato da un laboratorio ufficiale. Per ogni sezione strumentata si ammetteranno tolleranze non superiori a 10 cm rispetto alla quota teorica degli estensimetri elettrici.

2.7.4.2.2 STRUMENTAZIONE ALLA BASE DEL PANNELLO

La sezione verrà ubicata a 1 metro circa dalla base del pannello; essa sarà strumentata mediante una o più celle di carico costituite da estensimetri elettrici.

In aggiunta, la misura degli spostamenti alla base del pannello verrà realizzata con un estensimetro meccanico a base lunga. Esso misurerà le deformazioni relative tra la base e la testa del pannello.

L'ancoraggio dello strumento sarà posizionato alla quota degli estensimetri elettrici e la misura sarà riportata in superficie mediante un'asta di acciaio rigida avente coefficiente di dilatazione termica comparabile con quello del calcestruzzo.

Sarà eliminato il contatto con il calcestruzzo circostante mediante una tubazione rigida di acciaio di circa 1" di diametro esterno.

Particolare cura sarà posta nel rendere minimo l'attrito tra asta interna e tubazione esterna utilizzando, ad esempio, distanziali di materiale antifrizione e altri sistemi analoghi, prestando attenzione ad usarne un numero sufficiente, ma non eccessivo.

Occorrerà garantire una perfetta tenuta tra l'ancoraggio ed il tubo esterno al fine di evitare intrusioni di calcestruzzo nell'intercapedine asta-tubo di protezione all'atto del getto, pena il non funzionamento dello strumento. Come per gli altri tipi di tubazione anche questa sarà portata sino in superficie a fuoriuscire dalla testa del pannello.

In questo punto verranno installati dei trasduttori di spostamento lineari con fondo scala di circa 20 ÷ 30 mm e precisione dello 0.2% del fondo scala, per la misura in continuo degli spostamenti relativi fra il tubo di protezione (testa del pannello) e l'ancoraggio solidale alla base del pannello.

La testa di questo strumento andrà adeguatamente protetta contro avverse condizioni atmosferiche, contro urti meccanici accidentali e contro le variazioni di temperatura.

2.7.4.2.3 *METODOLOGIE D'INSTALLAZIONE DEGLI ESTENSIMETRI ELETTRICI*

Gli estensimetri andranno fissati alle staffe dell'armatura e saranno dotati di barre di prolunga in acciaio da entrambi i lati non inferiori a 50 cm.

Gli strumenti saranno adeguatamente protetti da possibili urti del tubo getto con rinforzi e protezioni in acciaio da definirsi sul posto.

Tutti i cavi elettrici provenienti dagli estensimetri dovranno essere protetti dal diretto contatto meccanico con i ferri d'armatura, i quali non sempre sono privi di asperità che potrebbero incidere le guaine, alterandone il fattore di isolamento.

Quest'ultima condizione può essere realizzata con diverse modalità; se ne riporta qui di seguito un esempio.

I cavi singoli andranno protetti con tubazioni di PVC rinforzate sino alla testa del pannello o sino a confluire in tubi di acciaio verticali, in genere di circa 2" di

diametro, ognuno dei quali provvede a proteggere un certo numero di cavi sino all'uscita dalla testa.

Normalmente si farà in modo che le tubazioni da inserire nella gabbia siano simmetricamente disposte all'interno della sezione.

L'uscita dei cavi dalla testa del pannello non dovrà costituire un ingombro alle operazioni successive.

2.7.4.3 STRUMENTAZIONE PER LE PROVE DI CARICO LATERALE

La strumentazione consisterà in almeno un tubo inclinometrico da inserire nel getto.

Le modalità di misura saranno analoghe a quanto indicato nella Specifica di Controllo Qualità relativamente ai controlli da effettuare in fase di scavo. Se richiesto dalla Direzione Lavori anche i pannelli sottoposti a prove di carico laterale potranno avere sezioni strumentate con estensimetri elettrici a varie profondità.

2.7.5 Prove di controllo sonico

Le prove di controllo sonico consistono in:

- carotaggio sonico
- prove cross-hole.

Si prescrive in generale l'utilizzo di prove cross-hole, a meno di diversa indicazione data dal progettista o dalla Direzione Lavori.

Le prove verranno eseguite non prima di 28 giorni dal termine delle operazioni di getto.

Qualora, dai risultati delle prove di cui sopra eseguite sui pannelli, si fossero evidenziati elementi tali da poter presumere gravi deficienze rispetto alle prescrizioni del Capitolato Speciale d'Appalto e alle disposizioni della Direzione

Lavori, in corso d'opera potrà essere prevista l'esecuzione di carotaggi continui meccanici, a cura e spese dell'Impresa. Il carotaggio dovrà essere eseguito con utensili e attrezzature tali da garantire la verticalità del foro e consentire il prelievo continuo, allo stato indisturbato, del conglomerato e se richiesto del sedime d'imposta. Allo scopo saranno impiegati doppi carotieri provvisti di corona diamantata aventi diametro interno minimo pari a mm 60. Nel corso della perforazione dovranno essere rilevate le caratteristiche macroscopiche del conglomerato e le discontinuità eventualmente presenti, indicando in dettaglio la posizione e il tipo delle fratture. Su alcuni spezzoni di carota saranno eseguite prove di laboratorio atte a definire le caratteristiche fisico-meccaniche del calcestruzzo. Al termine del carotaggio si provvederà a riempire il foro mediante boiaccia di cemento, immessa dal fondo foro.

2.7.5.1 CAROTAGGIO SONICO

Descrizione della prova

Il metodo di misura consiste nella esecuzione di un carotaggio nel pannello già eseguito e nella registrazione delle modalità di propagazione di un impulso sonico nel calcestruzzo circostante, seguendo un percorso parallelo all'asse del tubo.

La sonda sonica è composta da un elemento emettitore ed uno ricevitore, distanziati normalmente di 0,50 m.

Modalità e frequenze di esecuzione

La sonda viene fatta scorrere all'interno del foro ad intervalli regolari di profondità, almeno ogni 5 cm; l'elemento emettitore genera un impulso che raggiunge il ricevitore dopo essersi propagato nel calcestruzzo.

Il risultato delle misure è una diagrafica a "densità variabile" che visualizza lo stato di integrità oppure la presenza di anomalie del calcestruzzo.

Questo tipo di prove dovrà essere eseguito quando l'Appaltatore e/o la Direzione Lavori, a seguito di altre prove o riscontri, abbiano fondati dubbi sulla corretta

esecuzione ed integrità del pannello stesso.

A giudizio della Direzione Lavori, in alternativa alla prova come sopra descritta, si potrà procedere a prove del tipo vibrazionale eseguite dalla testa del pannello.

2.7.5.2 PROVE CROSS-HOLE

Descrizione della prova

Le misure di cross-hole (impulso su percorso orizzontale) sonico consistono nella registrazione delle modalità di propagazione di un impulso sonico nel calcestruzzo interposto tra tubi di misura.

Per l'esecuzione della prova è necessario aver predisposto tutti i tubi necessari all'interno del pannello prima dell'esecuzione del getto.

Il numero minimo di tubi da predisporre nel pannello dipende dalla dimensione più piccola del pannello stesso:

- per dimensioni inferiori a 80 cm, almeno tre tubi, disposti allineati;
- per dimensioni superiori a 80 cm (compreso), almeno 6 tubi, disposti ai vertici di un rettangolo e nel punto medio dei due lati più lunghi.

Frequenza e modalità di esecuzione

Prima dell'esecuzione della prova i tubi devono essere riempiti con acqua dolce.

In uno di questi viene introdotta la sonda emettitrice, nell'altro quella ricevente. Le due sonde vengono contemporaneamente fatte scorrere all'interno dei due tubi; ad intervalli regolari di profondità la sonda emettitrice genera un impulso sonico che raggiunge l'altra sonda dopo aver attraversato il calcestruzzo.

Le misure debbono essere eseguite almeno ogni 10 cm. di avanzamento delle sonde nelle tubazioni predisposte.

Il segnale sonico modula il pennello elettronico di un oscilloscopio la cui traccia sincronizzata sull'istante di emissione, viene fatta traslare della stessa quantità ad

ogni emissione di impulso.

L'esito delle prove sarà registrato con strumentazione digitale.

Nel caso si individuassero anomalie, le misure saranno ripetute con le sonde a quote diverse tra loro, al fine di stabilire se l'anomalia riscontrata è dovuta ad un piano di discontinuità oppure è provocata da cavità o inclusioni nel getto di calcestruzzo.

2.7.6 Prove di ammettenza meccanica

Le prove di ammettenza meccanica (transient dynamic response test) costituiscono un metodo rapido di accertamento dell'integrità del pannello.

I pannelli soggetti a prova di carico assiale possono essere sottoposti anche a prova di ammettenza meccanica, su richiesta della Direzione Lavori.

La correlazione dei risultati delle due prove potrà consentire di valutare anche la capacità portante dei pannelli non soggetti a prova di carico assiale sui quali venga eseguita la prova di ammettenza meccanica.

Modalità di esecuzione

La prova può essere effettuata colpendo la testa del pannello con un piccolo martello contenente un trasduttore di forza.

L'eccitazione dinamica dovrà invece essere ottenuta preferibilmente mediante un eccitatore a masse eccentriche, in grado di applicare una forza oscillante secondo una sinusoide di frequenza nota, variabile in genere da 20 a 100 Hz.

Il pannello deve essere preparato mediante spianamento e regolarizzazione della testa; lo spessore della malta deve essere non superiore a 5 cm.

L'impiego di eccitatore a masse eccentriche determina la necessità di inserire nella testa del pannello dei tirafondi di ancoraggio.

I segnali di forza e velocità sono elaborati digitalmente e memorizzati nel posto



tramite una centralina di registrazione ed elaborazione dati.

Su un grafico viene registrato l'andamento della curva velocità/forza (ammettenza meccanica) in funzione della frequenza di eccitazione.

La curva ottenuta è funzione del modulo E_c del conglomerato cementizio, della rigidezza del terreno laterale di appoggio e della geometria del pannello.

3 PALI

3.1 GENERALITA'

3.1.1 Definizioni

Le prescrizioni di cui al presente capitolo si riferiscono a pali di medio e grande diametro (da un minimo di 400mm ad un massimo di 3000 mm)

Dal punto di vista esecutivo, i pali sono identificati dalle seguenti tipologie:

- Pali infissi (battuti o vibrati) gettati in opera o prefabbricati;
- Pali trivellati, con uso di fanghi bentonitici o di polimeri biodegradabili o di camicia metallica per sostenere lo scavo;
- Pali trivellati ad elica continua (CFA).

3.1.1.1 PALI INFISSI

3.1.1.1.1 PALI INFISSI GETTATI IN OPERA

Si definiscono pali infissi gettati in opera quelli realizzati riempiendo con calcestruzzo (dopo la posizionatura della gabbia metallica di armatura) lo spazio interno vuoto di un elemento tubolare metallico fatto penetrare nel terreno mediante battitura o per vibrazione, senza asportazione del terreno medesimo.

I pali infissi gettati in opera si distinguono in:

- Pali con rivestimento **definitivo** in lamiera d'acciaio, corrugata o liscia, chiusi alla base con un fondello d'acciaio. I pali vengono realizzati infiggendo nel terreno il rivestimento tubolare. Dopo l'infissione e la eventuale ispezione interna del rivestimento, il palo viene completato riempiendo il cavo del rivestimento con calcestruzzo armato.
- Pali realizzati tramite infissione nel terreno (mediante battitura o vibrazione)

di un tubo forma estraibile, chiuso alla base da un fondello a perdere. Terminata l'infissione, il palo viene gettato con calcestruzzo, con o senza la formazione di un bulbo espanso di base. Durante il getto, il tubo-forma viene estratto dal terreno.

- Pali realizzati tramite l'infissione (mediante battitura o vibrazione) nel terreno di un tubo forma estraibile chiuso alla base da una valvola a becco che si apre in fase di estrazione. Durante il getto, il tubo forma viene estratto dal terreno.

3.1.1.1.2 PALI INFISSI PREFABBRICATI

Si definiscono pali infissi prefabbricati quelli realizzati mediante battitura di manufatti, senza asportazione di terreno, eventualmente con l'ausilio di getti d'acqua in pressione alla punta.

A seconda che i pali siano prefabbricati in stabilimento od in cantiere, saranno adottate le seguenti tipologie costruttive:

- pali prefabbricati in stabilimento: in calcestruzzo centrifugato ed eventualmente precompresso, di norma a sezione circolare, di forma cilindrica, tronco-conica o cilindro-tronco-conica.
- pali prefabbricati in cantiere: in calcestruzzo vibrato, di norma a sezione quadrata.

3.1.1.2 PALI TRIVELLATI

Si definiscono pali trivellati quelli ottenuti per asportazione del terreno e sua sostituzione con calcestruzzo armato. Durante la perforazione la stabilità dello scavo può essere ottenuta con l'ausilio di fanghi bentonitici (oppure, quando richiesto, di polimeri biodegradabili), ovvero tramite l'infissione di un rivestimento metallico provvisorio.

Il tubo forma provvisorio in acciaio viene infisso con movimento rototraslatorio o vibratorio a mezzo di morsa giracolonna o sistema equivalente. Tale tipologia è da utilizzare in presenza di trovanti, strati lapidei, murature esistenti e ove non fosse

possibile l'utilizzo di diversa attrezzatura di perforazione.

3.1.1.3 PALI TRIVELLATI AD ELICA CONTINUA

Si definiscono pali trivellati ad elica continua i pali realizzati mediante infissione per rotazione di una trivella ad elica continua e successivo getto di calcestruzzo del tipo autocompattante (SCC), fatto risalire dalla base del palo attraverso il tubo convogliatore interno all'anima dell'elica, con portate e pressioni controllate. L'estrazione dell'elica avviene contemporaneamente alla immissione del calcestruzzo.

3.1.2 Normative di riferimento

L'Appaltatore sarà tenuto all'osservanza di tutte le normative cogenti a livello nazionale (D.M. 17/01/2018) in merito ai contenuti delle presenti prescrizioni; a queste si aggiungeranno tutte le norme e le istruzioni tecniche non cogenti che verranno richiamate nei successivi paragrafi.

In aggiunta dovranno essere rispettate le seguenti normative e prescrizioni, compresi gli eventuali aggiornamenti, modifiche ed integrazioni:

- Raccomandazioni dell'Associazione Geotecnica Italiana sui pali di fondazione, Dicembre 1984;
- UNI EN 1536:2015, Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Pali trivellati;
- UNI EN 12699:2015. Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Pali eseguiti con spostamento del terreno.

3.2 PRESCRIZIONI ED ONERI GENERALI

Prima di dare inizio ai lavori l'Appaltatore dovrà presentare alla Direzione Lavori una planimetria riportante la posizione di tutti i pali, inclusi quelli di prova, contrassegnati da un numero progressivo per ciascun palo.

Prima dell'inizio dei lavori l'Appaltatore dovrà eseguire il tracciamento dei pali

identificando la posizione sul terreno mediante infissione di appositi picchetti in corrispondenza dell'asse di ciascun palo. Dei testimoni (capisaldi) a cui fare rapidamente riferimento dovranno essere posizionati in modo da non interferire con le normali operazioni di cantiere.

Sarà cura dell'Appaltatore provvedere alle indagini necessarie ad accertare la eventuale presenza di manufatti interrati di qualsiasi natura (cunicoli, tubazioni, cavi, etc.) che possono interferire con i pali da realizzare o che possano essere danneggiati o comunque arrecare danno durante l'effettuazione dei lavori. Sarà cura dell'Appaltatore provvedere alle eventuali opere di deviazione e/o rimozione di tali ostacoli prima dell'inizio delle operazioni di infissione o perforazione, salvo diversa indicazione data nello specifico dal presente capitolato.

L'Appaltatore dovrà verificare e fare in modo che il numero, la potenza e la capacità operativa delle attrezzature siano tali da consentire una produttività congruente con i programmi di lavoro previsti. Sarà altresì cura dell'Appaltatore selezionare ed utilizzare le attrezzature più adeguate alle condizioni ambientali, stratigrafiche ed idrogeologiche dei terreni ed alle dimensioni dei pali.

Sarà cura dell'Appaltatore adottare tutti gli accorgimenti necessari ad attenuare i disturbi alle persone derivanti dalla vibrazione e dai rumori connessi con le attività di scavo (§ 3.3.1).

Sarà cura dell'Appaltatore provvedere all'immediato trasporto a rifiuto di tutti i materiali di risulta provenienti dagli scavi e dalle lavorazioni comunque connesse con l'installazione di pali, con particolare attenzione allo smaltimento dei fanghi bentonitici.

Nel caso in cui, durante il corso dei lavori, l'Appaltatore ritenga opportuno variare le metodologie esecutive precedentemente approvate, sarà sua cura effettuare le nuove prove tecnologiche preliminari eventualmente necessarie e sottoporle alla Direzione Lavori per accettazione.

Sarà cura dell'Appaltatore apporre adeguati contrassegni, opportunamente

spaziati, su tutti gli elementi (tubi-forma, gabbie d'armatura, pali, funi, etc.) sui quali nelle differenti fasi di lavorazione è necessario effettuare delle misurazioni per verificare la profondità d'infissione, il livello d'estrazione ed il rifiuto.

Sarà altresì cura dell'Appaltatore evitare che l'installazione dei pali arrechi danno, per effetto di vibrazione e/o spostamenti di materie, ai pali adiacenti così come ad opere e manufatti preesistenti.

In fase esecutiva, l'Appaltatore dovrà provvedere a tutti gli accorgimenti o a tutte le opere provvisoriali che riterrà necessari ed opportuni per garantire le migliori condizioni di sicurezza ed evitare qualsiasi danno ai fabbricati e/o ai manufatti adiacenti, essendo comunque a carico dell'Appaltatore tutti gli oneri e i costi connessi alla realizzazione ed al progetto di dettaglio di tutte le opere provvisoriali. Restano in ogni caso a carico dell'Appaltatore gli oneri conseguenti al ripristino dei danni provocati dalla realizzazione delle opere.

L'Appaltatore non potrà richiedere alcun compenso per il fatto che, a seguito di prescrizioni di autorità terze competenti, i lavori per la costruzione dei pali debbano eseguirsi in orario notturno o per fasi, secondo un programma fissato dalla Direzione Lavori.

Sarà cura dell'Appaltatore far eseguire tutti i controlli e le prove (sia preliminari che in corso d'opera) prescritti dal presente Capitolato, così come quelli integrativi richiesti dalla Direzione Lavori, qualora si rendessero necessari per garantire la qualità e le caratteristiche previste dal progetto.

Sarà cura dell'Appaltatore provvedere alla scapitozzatura delle teste di tutti i pali, fino alla quota di progetto (piano d'imposta della fondazione sovrastante), provvedendo altresì alla sistemazione e ripulitura dei ferri d'armatura. Nel caso in cui, per effetto delle lavorazioni subite, la parte superiore del palo non avesse le caratteristiche richieste, l'Appaltatore dovrà provvedere alla estensione della scapitozzatura (per eliminare tale parte) ed alla ricostruzione, fino al piano d'imposta della fondazione sovrastante.

3.3 PRESCRIZIONI TECNICHE PARTICOLARI

3.3.1 *Soggezioni geotecniche e ambientali*

In merito ai limiti delle vibrazioni, l'Appaltatore dovrà assicurare il rispetto delle seguenti norme, oltre a quanto desumibile dallo stato dell'arte, al fine di ridurre danni alle strutture e disturbo ai residenti:

- UNI 9614:2017. Misura delle vibrazioni negli edifici e criteri di valutazione del disturbo.
- UNI 9916:2014. Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici.

L'Appaltatore dovrà comunicare alla Direzione Lavori i provvedimenti che intende adottare nel caso del superamento dei limiti stessi (indicati all'interno della UNI 9614).

A sua discrezione, la Direzione Lavori potrà, con riferimento a quanto proposto, richiedere che l'Appaltatore provveda ad eseguire un campo prove per l'effettuazione di misure di controllo delle vibrazioni indotte al contorno, con oneri e spese relative a carico del medesimo Appaltatore.

3.3.1.1 **PALI INFISSI (GETTATI IN OPERA O PREFABBRICATI)**

L'esecuzione di prefori per la riduzione della vibrazione è ammessa, con le limitazioni di cui ai successivi paragrafi del presente Capitolato.

Deve essere pianificata la sequenza di infissione dei pali.

I pali devono essere protetti dagli attacchi di organismi, sostanze aggressive, corrosione e correnti vaganti laddove esistano tali rischi.

Devono essere tenute in considerazione l'influenza dei metodi di infissione nei confronti delle prestazioni dei pali, della sicurezza delle strutture esistenti e dei pendii potenzialmente instabili.

I metodi di infissione devono essere tali da non compromettere la capacità portante dei pali già collocati e/o la sicurezza delle strutture esistenti.

3.3.1.2 PALI TRIVELLATI

Le tecniche di perforazione dovranno essere le più adatte in relazione alla natura del terreno attraversato; in particolare la perforazione “a secco” senza rivestimento non è ammessa.

3.3.1.3 PALI TRIVELLATI CON ELICA CONTINUA

La tecnica di perforazione è adatta a terreni di consistenza bassa e media, con o senza acqua di falda. In terreni compressibili, nelle fasi di getto, dovranno essere adottati i necessari accorgimenti atti a ridurre o evitare sbulbature.

3.3.2 Documentazione preliminare

L'Appaltatore dovrà presentare, con debito anticipo, alla Direzione Lavori una relazione illustrativa delle modalità di esecuzione, dell'organizzazione di cantiere e delle varie fasi operative; tale relazione dovrà in particolare contenere:

- le procedure operative e le modalità di esecuzione delle opere;
- l'elenco e la specifica delle apparecchiature da utilizzare, conformi alle caratteristiche indicate nel presente Capitolato. In generale esse dovranno essere in numero tale da consentire di far fronte rapidamente e senza interruzioni significative delle lavorazioni, ad eventuali inconvenienti tecnici o di altra natura che dovessero verificarsi.
- nel caso che l'esecuzione dei lavori comporti il superamento dei limiti ammissibili per le vibrazioni (§ 3.3.1), una relazione sui provvedimenti che verranno adottati.
- la necessaria documentazione sulla natura del terreno (rilievi stratigrafici) per valutare l'idoneità degli accorgimenti tecnici e delle attrezzature scelte, anche sulla base di quanto riportato nelle norme UNI EN 1536:2015 e UNI EN

12699:2015.

- una dichiarazione che certifichi che l'area in cui debbono essere eseguiti i lavori è stata riscontrata priva di impedimenti alla esecuzione degli stessi o in caso contrario una relazione sulle misure e provvedimenti presi.
- le planimetrie riportanti la posizione dei pali, con la loro numerazione progressiva.
- il programma temporale dei lavori.
- La documentazione dovrà essere conforme ai requisiti riportati nelle norme UNI EN 1536:2015 e UNI EN 12699:2015.

3.3.3 Prove tecnologiche preliminari

La Direzione Lavori, potrà richiedere di verificare l'idoneità delle attrezzature e di modificare le modalità operative, in relazione a particolari condizioni stratigrafiche o all'importanza dell'opera, mediante l'esecuzione di prove tecnologiche preliminari in condizioni il più possibile rappresentative delle opere di progetto; in tal caso potranno essere introdotti anche i rilevamenti ambientali di cui al § 3.3.1 relativi alle vibrazioni indotte dai lavori.

La scelta delle attrezzature di scavo o di battitura e gli associati dettagli esecutivi e di posa in opera del palo, dovranno essere comunicati preliminarmente all'esecuzione dei pali dall'Impresa alla DL.

Nell'eventualità di particolare complessità della situazione geotecnica e/o stratigrafica, o in relazione dell'importanza dell'opera, l'idoneità delle attrezzature sarà verificata mediante l'esecuzione di prove tecnologiche preliminari.

Tali verifiche dovranno essere condotte in aree limitrofe a quelle interessanti la palificata in progetto e comunque tali da essere rappresentative dal punto di vista geotecnico ed idrogeologico.

I pali di prova, eventualmente strumentati (per la determinazione del carico limite), a cura dell'Impresa, saranno eseguiti in numero del 1% del numero totale dei pali con un minimo di 2 pali per opera, e comunque secondo le prescrizioni della DL; le prove di collaudo saranno eseguite in numero pari allo 0,5% del numero totale dei pali, con un numero minimo di 1 palo per opera.

I pali di prova dovranno essere realizzati in corrispondenza dell'opera, e predisposti al di fuori della palificata ad una distanza dalla stessa non inferiore ai 10 m presa ortogonalmente dal bordo più vicino del plinto di raccordo, in maniera tale da ricadere nella medesima situazione geotecnica e/o stratigrafica della palificata in progetto.

Tali pali dovranno essere eseguiti o posti in opera alla presenza della DL, cui spetta l'approvazione delle modalità esecutive da adottarsi per i pali in progetto.

In ogni caso l'Impresa dovrà provvedere, a sua cura, all'esecuzione di tutte quelle prove di controllo non distruttive, ed a ogni altra prova di controllo, che saranno richieste dalla DL, tali da eliminare gli eventuali dubbi sulla accettabilità delle modalità esecutive.

Nel caso in cui l'Impresa proponga di variare nel corso dei lavori la metodologia esecutiva, sperimentata ed approvata inizialmente, si dovrà dar corso, sempre a sua cura, alle prove tecnologiche precedentemente descritte.

3.3.4 Tolleranze

Salvo diverse indicazioni del presente Capitolato, le tolleranze da rispettare dovranno essere conformi ai requisiti riportati nelle norme UNI EN 1536:2015 e UNI EN 12699:2015.

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

- coordinate planimetriche del centro del palo (rispetto al diametro del palo):

$\pm 10\%$

- verticalità $\pm 2\%$;
- lunghezza:
 - pali aventi diametro < 600 mm ± 15 cm
 - pali aventi diametro ≥ 600 mm ± 25 cm
- diametro finito $\pm 5 \%$
- quota di testa palo ± 5 cm.

3.4 MATERIALI

Salvo diverse indicazioni del presente Capitolato, i materiali utilizzati dovranno essere conformi alle norme UNI EN 1536:2015 e UNI EN 12699:2015.

3.4.1 Armature metalliche

Barre di acciaio, reti di filo di acciaio, tubi o profilati di acciaio utilizzati per l'armatura dei pali devono conformarsi con le UNI EN 10080:2005, EN 10210-1:2016 e EN 10025.

Le armature metalliche saranno costituite da barre ad aderenza migliorata; le armature trasversali dei pali saranno costituite da spirali o da staffe in tondino esterne ai ferri longitudinali. I pali dovranno essere armati per tutta la loro lunghezza.

Le armature verranno pre-assemblate fuori opera in “gabbie”; i collegamenti saranno ottenuti con doppia legatura in filo di ferro o con morsetti.

Nel caso di utilizzo di acciaio saldabile ai sensi del D.M. 17/01/2018, si prescrive di ricorrere alla saldatura (puntatura) delle staffe, o dei cerchioni irrigidenti con i ferri longitudinali, al fine di rendere le gabbie d'armatura in grado di sopportare le sollecitazioni di movimentazione. In questo caso verrà richiesta la certificazione

di saldabilità degli acciai da parte della ditta fornitrice. Gli elettrodi o i fili utilizzati devono essere di composizione tale da non introdurre fenomeni di fragilità.

L'intervallo netto minimo tra barra e barra, misurato lungo la circonferenza che ne unisce i centri, non dovrà in alcun caso essere inferiore a 7.4 cm (corrispondente ad una barra $\Phi 26$ di interasse 10 cm).

L'interasse delle staffe non dovrà essere superiore a 20 cm ed il diametro dei ferri non inferiore a 10 mm. Non è consentito l'uso delle armature elicoidali ove ogni spira non sia fissata solidamente a tutte le armature longitudinali intersecate.

Le armature trasversali dovranno contrastare efficacemente gli spostamenti della barre longitudinali verso l'esterno; le staffe dovranno essere chiuse e risvoltate verso l'interno. Al fine di irrigidire le gabbie d'armature dovranno essere predisposti i necessari ferri (diagonali, ad U etc.) atti a sollevare e trasportare le stesse.

Al fine di irrigidire le gabbie d'armatura potranno essere realizzati opportuni telai cui fissare le barre di armatura. Detti telai potranno essere realizzati utilizzando barre lisce verticali legate ad anelli irrigidenti orizzontali; orientativamente, a seconda delle dimensioni e della lunghezza del palo, potrà provvedersi un cerchiate ogni 2,5 ÷ 3 m.

Nella qualifica deve essere prevista la costruzione di un prototipo di gabbia, avente le caratteristiche previste dal progetto, da cui verranno prelevati dei campioni di barre longitudinali e staffe da sottoporre a prova di verifica a trazione, in modo da verificare il mantenimento delle caratteristiche originarie delle barre di acciaio. Nei campioni prelevati dovrà essere presente almeno una saldatura.

In corso d'opera la frequenza dei prelievi per le prove di verifica di cui sopra, sarà di 3 campioni di barra longitudinale e di staffa ogni 500 m di gabbia.

L'armatura di lunghezza pari a quella del palo dovrà essere posta in opera prima

del getto e mantenuta in posto senza poggiarla sul fondo del foro.

Le gabbie di armatura saranno dotate di opportuni distanziatori non metallici atti a garantire la centratura dell'armatura ed un copriferro netto minimo di 6 cm rispetto al diametro nominale del foro.

Per i distanziatori in plastica, al fine di garantire la solidarietà col calcestruzzo, è necessario verificare che la loro superficie sia forata per almeno il 25%. I centratori saranno posti a gruppi di 3-4 regolarmente distribuiti sul perimetro e con spaziatura verticale di massima 4 m.

E' ammessa la giunzione mediante una sovrapposizione non inferiore a 40 diametri (ove non diversamente indicato) o mediante impiego di un adeguato numero di morsetti, legature o saldature.

Le gabbie di armatura dovranno essere perfettamente pulite ed esenti da ruggine e dovranno essere messe in opera prima del getto, fatta eccezione per i pali trivellati a elica.

3.4.2 Rivestimenti metallici

Le caratteristiche geometriche dei rivestimenti, si provvisori che definitivi, saranno conformi alle prescrizioni di progetto. Le caratteristiche meccaniche e di rigidità (spessore ed inerzia) dovranno essere sufficienti a consentire il trasporto, il sollevamento e l'infissione senza che gli stessi subiscano danni, ovalizzazioni, etc. Per i pali battuti, infissi senza alcuna asportazione di terreno, il dimensionamento dei tubi di rivestimento potrà essere fatto con il metodo dell'onda d'urto. I rivestimenti definitivi dei pali infissi e gettati in opera dovranno avere la base piatta e saldata al fusto in modo da resistere alle sollecitazioni di battitura e ribattitura, evitare infiltrazioni di acqua e non avere sporgenze esterne. Nel caso di pali da realizzare in ambienti aggressivi, la superficie esterna del palo dovrà essere rivestita con materiali protettivi adeguati (ad esempio vernici a base di poliuretano-catrame), da concordare con la Direzione Lavori, se non specificati in elenco prezzi o negli elaborati grafici di

progetto.

3.4.3 Conglomerati cementizi

I calcestruzzi saranno conformi a quanto prescritto nei disegni di progetto e nel capitolato relativo alle opere in conglomerato cementizio.

Il valore del rapporto acqua/cemento non dovrà di norma superare il limite di 0.5, umidità degli inerti compresa. Per garantire la lavorabilità in fase di getto, il calcestruzzo dovrà avere uno slump compreso tra 16 e 20 cm; la misura sarà eseguita utilizzando il cono di Abrams (cfr. Norme UNI EN 206:2016).

Il cemento da impiegare dovrà essere scelto in relazione alle caratteristiche ambientali considerando, in particolare, l'aggressività da parte dell'ambiente esterno.

La dimensione massima degli inerti deve essere tale che:

$$D_{\max} * 2.5 \leq i_{\min.}$$

dove "i min." è il valore minimo del passo fra le barre longitudinali.

Il calcestruzzo dovrà essere confezionato e trasportato con un ritmo tale da consentire di completare il getto di ciascun palo senza soluzione di continuità, secondo le cadenze prescritte e rendendo minimo l'intervallo di tempo fra preparazione e getto.

L'Appaltatore pertanto dovrà garantire la disponibilità del calcestruzzo necessario per soddisfare la produzione giornaliera di pali in accordo al programma di costruzione.

Per gli aggregati da utilizzare nella produzione di calcestruzzi SCC valgono le stesse regole e disposizioni previste per i calcestruzzi ordinari. I normali aggregati (non leggeri) sono quelli conformi alla UNI EN 12620 (2008) e che incontrano i principi di durabilità della UNI EN 206-1 (2016).

Per la produzione di SCC di qualità costante occorre un monitoraggio continuo degli aggregati in merito a:

- contenuto d'acqua;
- assorbimento d'acqua;
- gradazione e contenuto degli aggregati fini.

La massima dimensione dell'aggregato è condizionata dal valore dell'intraferro (spazio libero tra le armature in opera); attraverso uno specifico test (L-Box test), può essere accertata la tendenza al bloccaggio degli aggregati (blocking) tra le armature e la "passing ability" dell'SCC. La forma e la distribuzione granulometrica della ghiaia influenzano la passing ability e la richiesta di pasta di cemento; aggregati più tondeggianti migliorano/riducono il blocking e migliorano la scorrevolezza CNR-DT 209/2013 18 dell'impasto. L'influenza dell'aggregato fine (le sabbie) sulle proprietà dell'SCC fresco è notevolmente superiore rispetto all'aggregato grosso. La parte con diametro minore di 0,125 mm costituisce il fino da considerare tra le polveri per il calcolo del rapporto acqua/polveri. Ad alti volumi di pasta corrisponde un ridotto attrito interno tra i grani di sabbia; per quest'ultima va comunque garantita una buona distribuzione granulometrica e l'utilizzo di "sabbie tagliate" può aiutare ad ottimizzare le curve degli aggregati e limitare la richiesta di pasta.

3.4.4 Fanghi bentonitici

I controlli sui fanghi bentonitici saranno atti a determinare i parametri di seguito specificati:

- caratteristiche della bentonite in polvere;
- caratteristiche dell'acqua;
- caratteristiche del fango bentonitico fresco;
- caratteristiche del fango bentonitico nell'interno dello scavo.

3.4.4.1 BENTONITE IN POLVERE

La bentonite avrà le caratteristiche minime indicate nella tabella seguente:

Residuo al vaglio da 10.000 maglie cm ²	≤ 1%
Tenore di umidità	≤ 15%
Limite di liquidità	≥ 400%
Viscosità Marsh della sospensione al 6% in acqua distillata	≥ 40"
Decantazione della sospensione al 6% in 24 ore	≤ 2%
Acqua separata per pressofiltrazione di 450 cc della sospensione al 6% in 30' a 7 bar	≤ 18 cc
pH dell'acqua filtrata	7 ≤ pH ≤ 9
Spessore del cake sul filtro della filtro-pressa	≤ 2.5 mm

La scelta del tipo di bentonite, certificato dal fornitore, è assoggettata alla sua affinità con le caratteristiche chimico-fisiche del terreno di scavo e dell'acqua di falda.

3.4.4.2 CARATTERISTICHE DELL'ACQUA PER IL CONFEZIONAMENTO DEI FANGHI

I limiti di accettabilità dell'acqua per il confezionamento dei fanghi bentonitici sono riportate nella tabella che segue.

Caratteristiche	Limiti di accettabilità
Contenuto di solfati (come SO ₃)	≤ 20 mg/l
Contenuto di cloruri (Ione CL)	≤ 20 mg/l
Sostanze sospese	≤ 2 g/l

3.4.4.3 PREPARAZIONE FANGHI BENTONITICI

I fanghi saranno ottenuti per idratazione della bentonite sopra descritta in acqua chiara di cantiere, con eventuale impiego di additivi non flocculanti.

Il dosaggio di bentonite, in peso, deve risultare di norma compreso fra il 4 ed il 7%.

Variazioni in più o in meno saranno stabilite, in sede esecutiva, in relazione ad eventuali problematiche di confezionamento o di appesantimento durante la perforazione.

L'impianto di preparazione del fango sarà costituito da:

- dosatori - mescolatori automatici (è ammesso, l'impiego di mud-hopper);
- silos di stoccaggio della bentonite in polvere;
- vasche di agitazione, maturazione e stoccaggio del fango fresco prodotto;
- relative pompe e circuito di alimentazione e di recupero fino agli scavi;
- vasche di recupero;
- dissabbiatori;
- vasca di raccolta della sabbia e di sedimentazione del fango non recuperabile.

Il fango verrà ottenuto miscelando, fino ad ottenere una sospensione finemente dispersa, i seguenti componenti:

- acqua dolce di cantiere;
- bentonite in polvere;
- additivi eventuali (disperdenti, sali tampone, etc.).

Dopo la miscelazione la sospensione verrà immessa nelle apposite vasche di “maturazione” del fango, nelle quali essa dovrà rimanere per un tempo adeguato,

prima di essere impiegata nella perforazione. Di norma la maturazione richiede da 6 a 12 ore.

3.4.4.4 CONTROLLI SUL FANGO

Le caratteristiche del fango pronto per l'impiego dovranno essere comprese entro i limiti seguenti:

- peso specifico: non superiore a $1,1 \text{ t/m}^3$
- viscosità Marsh: compresa fra 30" e 60"
- temperatura: $> 5^\circ \text{C}$
- pH: $9 \div 11$

I controlli sui fanghi bentonitici all'interno dello scavo, prima del getto, dovranno garantire i limiti seguenti:

- contenuto in sabbia del fango $\leq 5\%$ in peso
- densità $\leq 1,15 \text{ t/m}^3$ in peso

In caso di esito non soddisfacente l'Appaltatore sostituirà, parzialmente od integralmente, il fango per ricondurlo a tali limiti.

Qualora, prima dell'inizio del getto, non fosse possibile con le apparecchiature di depurazione a disposizione, far rientrare il fango nei limiti sopra citati, l'Appaltatore dovrà procedere alla completa sostituzione del fango di scavo.

3.4.5 Fanghi polimerici biodegradabili

3.4.5.1 DEFINIZIONE

Per fango biodegradabile si intende un fluido di perforazione ad alta viscosità che muta spontaneamente le proprie caratteristiche nel tempo, riassumendo dopo pochi giorni le caratteristiche di viscosità proprie dell'acqua.

3.4.5.2 CARATTERISTICHE E PREPARAZIONE DEI FANGHI BIODEGRADABILI

Per la produzione dei fanghi biodegradabili si utilizzeranno di norma prodotti a base di amidi.

La formulazione del fango deve essere preventivamente studiata con prove di laboratorio e comunicata alla Direzione Lavori.

Nelle prove occorrerà tenere conto della effettiva temperatura di utilizzo del fango (temperatura dell'acqua disponibile in cantiere e temperatura dell'acqua di falda). Il decadimento spontaneo della viscosità deve avvenire di norma dopo un tempo sufficiente al completamento degli scavi; in linea generale la perdita di viscosità deve iniziare dopo 20÷40 ore dalla preparazione. Se necessario, i fanghi potranno essere additivati utilizzando correttivi idrolizzati.

Le caratteristiche del fango pronto per l'impiego dovranno essere comprese entro i limiti seguenti:

- peso specifico: non superiore a 1,1 t/m³
- viscosità Marsh: compresa fra 30" e 60"
- temperatura: > 5° C
- pH: 9÷11

3.5 MODALITA' ESECUTIVE

Salvo diverse indicazioni del presente Capitolato, le modalità esecutive dovranno essere conformi alle norme UNI EN 1536:2015 per quel che riguarda i pali trivellati e UNI EN 12699:2015 per quel che riguarda i pali eseguiti con spostamento del terreno.

3.5.1 Pali battuti gettati in opera con rivestimento definitivo

a) Attrezzatura

L'infissione del rivestimento definitivo sarà eseguita con un battipalo scorrevole su una torre avente guide fisse con perfetto allineamento verticale.

Le caratteristiche del battipalo saranno conformi alle indicazioni di progetto, quando esistenti.

In ogni caso il battipalo impiegato deve essere in grado di fornire l'energia sufficiente alla infissione entro i terreni presenti nel sito; è prescritta comunque una energia minima non inferiore a 120 kJ.

La definizione delle caratteristiche minime del battipalo sarà eseguita a cura dell'Appaltatore, utilizzando le formule dinamiche oppure l'analisi con il metodo dell'onda d'urto, noti che siano le caratteristiche geometriche del palo, il materiale di costruzione e la portata limite richiesta dal progetto.

La massa battente del battipalo agirà su un cuscino (cuffia o testa di battuta) di cui siano note le caratteristiche geometriche e di elasticità.

Per ogni attrezzatura l'Appaltatore dovrà fornire le seguenti informazioni:

- marca e tipo del battipalo;
- principio di funzionamento del battipalo;
- energia massima di un colpo e relativa possibilità di regolazione;
- n. di colpi al minuto e relativa possibilità di regolazione;
- efficienza "E" del battipalo;
- caratteristiche del cuscino (materiale, diametro, altezza costante elastica, coefficiente di costituzione);
- caratteristiche della cuffia (materiale e peso);
- peso degli eventuali adattatori;
- peso del battipalo.

L'efficienza "E" dovrà essere sempre maggiore del 70%.

Qualora richiesto dalla Direzione Lavori, l'Appaltatore dovrà provvedere alla strumentazione del battipalo per la misura della velocità terminale del maglio, onde ricavare, sulla base delle caratteristiche dell'attrezzatura certificate dal costruttore, la reale efficienza "E" del battipalo.

Considerazioni dovranno essere esposte dall'Appaltatore in apposite relazioni riguardo agli effetti al contorno per effetto dell'infissione, in termini di vibrazione e di rumore. A discrezione della Direzione Lavori potrà essere richiesta l'adozione di opportuni campi prova, comprendenti l'installazione di sismografi, accelerometri ed altra strumentazione in edifici posti all'intorno. Tutti gli oneri relativi saranno a carico dell'Appaltatore, in quanto ritenuti remunerati dal prezzo offerto.

b) Tubi di rivestimento

I tubi di rivestimento saranno in acciaio, di qualità, forma e spessore tali da sopportare tutte le sollecitazioni agenti durante l'infissione e da non subire distorsioni o collassi conseguenti alla pressione del terreno od alla infissione di pali vicini. I rivestimenti saranno chiusi alla base da una piastra in acciaio di resistenza adeguata, comunque di spessore > 3 mm, saldata per l'intera circonferenza al tubo di rivestimento. La piastra sarà priva di sporgenze rispetto al rivestimento; la saldatura sarà tale da prevenire l'ingresso di acqua all'interno per l'intera durata della battitura ed oltre.

E' ammesso l'impiego di lamierino di modesto spessore, corrugato, battuto mediante mandrino.

E' ammesso l'impiego di rivestimenti a sezione variabile, con raccordi flangiati.

c) Mandrino

E' prevista la possibilità di utilizzare un mandrino di acciaio, di opportune dimensioni e resistenza, allo scopo di eseguire la battitura sul fondello. E'

ammesso l'impiego di mandrini ad espansione, resi temporaneamente solidali al rivestimento.

E' ammesso l'impiego di mandrini speciali per la battitura multipla di rivestimenti a sezione variabile.

d) Infissione

L'infissione dei rivestimenti tramite battitura avverrà senza estrazione di materiale, con spostamento laterale del terreno naturale.

L'Appaltatore dovrà comunicare alla Direzione Lavori il programma cronologico di infissione di tutti i pali, elaborato in modo da rendere minimi gli effetti negativi dell'infissione stessa sulle opere vicine e sui pali già installati.

E' ammesso, se previsto dal progetto, ovvero se approvato dalla Direzione Lavori, l'esecuzione della battitura in due o più fasi, con eventuale modifica del procedimento (ad esempio eseguendo dapprima la battitura in testa, e prevedendo l'impiego del mandrino in 2^a fase).

Nel caso di utilizzo del mandrino, esso sarà infilato nel rivestimento; se previsto, il mandrino verrà espanso e mantenuto del tutto solidale al tubo-forma per l'intera durata dell'infissione, a seguito della quale sarà estratto.

L'inserimento del mandrino nel rivestimento sarà eseguito, se necessario, con l'ausilio di un "palo-pozzo" di diametro superiore a quello dei pali di esercizio.

Il "palo-pozzo" potrà essere trasformato in palo di esercizio, se accettato dalla Direzione Lavori, in funzione delle sue caratteristiche ed ubicazione.

Si considererà raggiunto il rifiuto allorquando, con un battipalo pienamente efficiente, si avranno avanzamenti non superiori a 10 cm per 100 colpi di maglio.

Per pali di particolare lunghezza è ammessa la saldatura in opera di due spezzoni di rivestimento, il primo dei quali già infisso. Il secondo spezzone, nel corso della saldatura, sarà mantenuto in posizione fissa da un'adeguata attrezzatura di

sostegno.

L'infissione dei rivestimenti sarà arrestata quando sarà soddisfatta una delle seguenti condizioni:

- raggiungimento della quota di progetto;
- misurazione del rifiuto della battitura.

In quest'ultimo caso, la Direzione Lavori avrà facoltà di chiedere all'Appaltatore la ribattitura del palo dopo 24 ore di attesa, se motivata da ragioni geotecniche particolari (forti sovrappressioni interstiziali, etc.).

L'Appaltatore, previa comunicazione alla Direzione Lavori, potrà eseguire dei prefiori di guida alla infissione per evitare o ridurre i problemi di vibrazione o il danneggiamento di opere o pali già esistenti. Il prefioro avrà diametro massimo inferiore di almeno 20 mm rispetto a quello esterno della tubazione di rivestimento. Di norma la profondità sarà inferiore ai 2/3 della profondità del palo, e comunque tale da non raggiungere lo strato portante (se esistente). Il prefioro potrà anche essere richiesto per il raggiungimento delle quote di progetto nel caso di livelli superficiali molto addensati o cementati.

e) Armature

Le gabbie di armatura saranno assemblate in stabilimento o a piè d'opera in conformità con i disegni di progetto e con le specifiche di cui al § 3.4.1.

Esse saranno posizionate entro i rivestimenti curando il perfetto centramento mediante l'impiego di opportuni distanziatori e rispettando con precisione le quote verticali prescritte nei disegni di progetto.

Prima del posizionamento si avrà cura di rimuovere eventuali corpi estranei presenti nel cavo e si verificherà che l'eventuale presenza di acqua entro il tubo di rivestimento non superi il limite di 15 cm.

f) Getto del calcestruzzo

Il getto dovrà essere effettuato ad iniziare dal fondo foro, utilizzando un tubo convogliatore metallico di diametro 20-26 cm, in spezzoni di circa 3 m, dotato in sommità di una tramoggia di carico della capacità di almeno 0.5-0.6 mc.

Il getto di calcestruzzo dovrà essere portato ad almeno 0.5-1.0 m al di sopra della quota di progetto della testa palo al fine di tenere conto del calo del calcestruzzo dovuto all'estrazione del tubo-forma (ove necessario) e comunque per consentire di eliminare la parte superiore del getto (scapitozzatura).

La cadenza di getto dovrà essere non inferiore a 15 m³/ora.

Durante il getto il tubo convogliatore sarà ritmicamente manovrato per circa 20-30 cm in modo da favorire l'uscita e la risalita del calcestruzzo evitando altresì la segregazione della malta dagli inerti.

Il tubo-getto sarà man mano accorciato, provvedendo a mantenere l'estremità inferiore entro il getto per almeno 2 m.

Per lamierini di diametro interno non superiore a 40 cm, il tubo-getto potrà essere omesso.

g) Controlli e documentazione

Nel corso dell'infissione verrà conteggiato il numero di colpi, per avanzamenti di 1 m.

In corrispondenza degli ultimi 4 m, o più se richiesto dalla Direzione Lavori, si conterà il numero di colpi per l'infissione di tratte successive di 10 cm.

Al termine della infissione l'Appaltatore dovrà effettuare il controllo della profondità raggiunta, della verticalità e della posizione piano-altimetrica.

Per ciascun palo l'Appaltatore provvederà a redigere una scheda indicante:

- n. progressivo del palo (riferito ad una planimetria)

- profondità d'infissione
- dati tecnici dell'attrezzatura
- informazioni relative alla locale stratigrafia
- tempo necessario per l'infissione
- tabella dei colpi per l'avanzamento
- grafico dei colpi relativo agli ultimi 4 cm

In presenza di anomalie e/o differenze rispetto alla stratigrafia prevista, qualora le condizioni reali risultino inferiori a quelle di progetto, l'Appaltatore procederà al riesame della progettazione ed adotterà gli opportuni provvedimenti concordandoli con la Direzione Lavori.

3.5.2 Pali battuti gettati in opera con tubo forma estraibile

a) Attrezzatura

L'infissione del tubo forma provvisorio sarà eseguita con un battipalo conforme alle specifiche di cui al punto 3.5.1 a).

b) Tubi di rivestimento

Le medesime specifiche del punto 3.5.1 b) precedente valgono per le caratteristiche della tubazione provvisoria.

Per l'espulsione del fondello, posto ad occludere l'estremità inferiore del tubo-forma, è ammesso l'impiego di un pistone rigido di diametro pari a quello interno del tubo-forma collegato, tramite un'asta rigida, alla base della testa di battuta.

E' ammesso l'impiego di tubo-forma dotati di fondello incernierato recuperabile.

c) Infissione

L'infissione sarà effettuata in conformità a quanto specificato al punto 3.5.1 d)

precedente con la sola esclusione di quanto non applicabile.

d) Armature

Valgono le prescrizioni di cui al punto 3.5.1 e) precedente.

e) Getto del calcestruzzo

Il getto avverrà secondo le modalità e le prescrizioni di cui al punto 3.5.1 f) precedente, con contemporanea estrazione ed accorciamento del tubo-forma provvisorio, la cui scarpa deve essere tenuta costantemente sotto un battente di calcestruzzo non inferiore a 2 m. A questo scopo ogni manovra di accorciamento del rivestimento esterno e del tubo convogliatore deve essere preceduto dalla misurazione del livello del calcestruzzo, tramite l'impiego di uno scandaglio.

Lo scandaglio è costituito da un grave metallico, del peso di circa 5 Kg, di forma cilindrica con fondo piatto, corredato di un filo di sospensione metrato.

f) Controlli e documentazione

Valgono le prescrizioni di cui al punto 3.5.1 g) precedente.

3.5.3 Pali vibro-infissi gettati in opera con tubo forma provvisorio

a) Attrezzatura

L'energia necessaria per l'infissione sarà applicata in testa al palo utilizzando un battipalo analogo a quanto specificato per i pali battuti gettati in opera (3.5.1 punto a) e utilizzando un vibratore a masse eccentriche regolabili, a funzionamento idraulico o elettrico. Le caratteristiche del vibratore (momento di eccentricità, numero di vibrazioni per minuto, forza centrifuga all'avvio, ampiezza ed accelerazione del minimo) saranno scelte dall'Appaltatore in relazione alle prestazioni da ottenere, eventualmente anche a seguito di prove tecnologiche preliminari.

Considerazioni dovranno essere esposte dall'Appaltatore in apposite relazioni

riguardo agli effetti al contorno per effetto dell'infissione-vibrazione, in termini di vibrazione e di rumore. A discrezione della Direzione Lavori potrà essere richiesta l'adozione di opportuni campi prova, comprendenti l'installazione di sismografi, accelerometri ed altra strumentazione in edifici posti all'intorno. Tutti gli oneri relativi saranno a carico dell'Appaltatore, in quanto ritenuti remunerati dal prezzo offerto.

b) Infissione del tubo forma

Per quanto concerne le caratteristiche del tubo forma e le modalità di infissione dello stesso valgono le prescrizioni specificate in 3.5.2 punti b) e c).

L'infissione sarà eseguita fino al raggiungimento delle quote previste in progetto.

La distanza minima e/o l'intervallo di tempo tra l'infissione di due pali adiacenti sarà definita in relazione alla natura dei terreni attraversati. In ogni caso la distanza minima non sarà inferiore a 3 diametri.

c) Posa dell'armatura e getto

Per quanto concerne le caratteristiche dell'armatura e le modalità di getto valgono le prescrizioni specificate in 3.5.2 e).

Completata l'infissione, si provvederà a porre in opera l'armatura entro il tubo-forma e si darà luogo al getto, estraendo man mano, per vibrazione, il tubo-forma provvisorio.

La vibrazione favorisce l'assestamento del calcestruzzo; per evitare eventuali franamenti del terreno ed il conseguente inglobamento di materiale nel getto di calcestruzzo, questo dovrà avere uno slump di 9 - 10 cm, e inerti $\Phi_{\max} = 25 \text{ mm}$.

L'assorbimento reale di calcestruzzo può eccedere il valore teorico, riferito al diametro nominale del palo, in misura del 10%.

d) Controlli e documentazione

L'Appaltatore dovrà redigere per ogni palo una scheda tecnica contenente tutti i

dati interessanti il palo:

- n. progressivo del palo (riferito ad una planimetria)
- profondità d'infissione
- dati tecnici dell'attrezzatura
- descrizione di eventuali presunte anomalie stratigrafiche
- tempo necessario per l'infissione
- grafico degli assorbimenti di calcestruzzo.

In presenza di anomalie o differenze rispetto alle condizioni previste in progetto, l'Appaltatore provvederà, qualora le condizioni reali risultino inferiori da quelli di progetto, al riesame della progettazione ed adotterà gli opportuni provvedimenti concordandoli con la Direzione Lavori

3.5.4 Pali battuti prefabbricati

a) Prefabbricazione dei pali

La prefabbricazione dei pali potrà avvenire in stabilimento di produzione o in cantiere:

- Pali prefabbricati in stabilimento. I pali dovranno essere costruiti con calcestruzzo centrifugato avente resistenza caratteristica dopo stagionatura $R_{ck} \geq 40$ MPa. Se richiesto, i pali saranno di tipo precompresso con il metodo dei fili d'acciaio aderenti.
- Pali prefabbricati in cantiere. I pali saranno realizzati con calcestruzzo tipo IA in accordo alla tabella "Tipi di Conglomerato Cementizio" di cui alla Sezione corrispondente. La stagionatura potrà essere naturale in ambiente umido, oppure a vapore; in ogni caso i pali dovranno raggiungere caratteristiche di resistenza alla compressione e all'urto tali da permetterne l'infissione nelle

condizioni stratigrafiche del sito senza lesioni e rotture. Le armature metalliche dovranno essere costituite da barre ad aderenza migliorata; le armature trasversali dei pali saranno costituite da uno o due spirali in filo lucido crudo esterne ai ferri longitudinali. Le armature verranno pre-assemblate in "gabbie"; i collegamenti saranno ottenuti con doppia legatura in filo di ferro. Le gabbie di armature avranno un copriferro netto minimo rispetto alla superficie del palo di 3 cm; dovranno essere perfettamente pulite ed esenti da ruggine.

b) Giunzione dei pali

Nel caso di pali di lunghezza superiore a 16 m, è ammesso il ricorso alla giunzione di 2 o più elementi; il giunto sarà costituito da un anello di acciaio con armatura longitudinale, solidale con ciascuno degli spezzoni di palo da unire; gli anelli verranno saldati fra loro e protetti con vernici bituminose o epossidiche.

c) Protezione della punta

La punta dei pali sarà protetta con una puntazza metallica formata da un cono di lamiera con angolo al vertice di 60°, resa solidale al fusto del palo tramite spezzoni di tondino saldati alla puntazza ed annegati nel calcestruzzo.

In terreni poco compatti, l'uso della puntazza potrà essere evitato.

In terreni molto compatti, la puntazza sarà rinforzata con massello di ghisa o sostituita con uno spezzone di profilato in acciaio a doppio T (nel caso di roccia).

d) Attrezzatura

L'infissione del palo sarà eseguita con un battipalo conforme alle specifiche valide per i pali battuti gettati in opera (3.5.1 punto a).

e) Infissione

L'infissione dei pali avverrà tramite battitura, senza estrazione di materiale. Nel caso di strati granulari addensati, si potrà facilitare l'infissione con iniezioni

d'acqua.

La discesa del palo in tal caso avverrà per peso proprio o con l'ausilio di una modesta battitura.

Le iniezioni d'acqua saranno interrotte non appena superato lo strato granulare e comunque non oltre 2 m prima del raggiungimento della quota di progetto. Modalità, pressioni e portata del getto dovranno essere comunicate alla Direzione Lavori.

Se motivato da esigenze di riduzione delle vibrazioni, o in alternativa all'uso delle iniezioni d'acqua, si potranno eseguire prefori aventi diametro inferiore di almeno 20 mm alla minima sezione del palo.

Il preforo non dovrà raggiungere lo strato portante (se esistente) e fermarsi comunque almeno a 2/3 della profondità di progetto.

L'infissione dei pali sarà attestata quando si registrerà il raggiungimento di una delle seguenti condizioni:

- arrivo alla quota di progetto;
- misurazione del rifiuto alla battitura.

In quest'ultimo caso, la Direzione Lavori ha facoltà di chiedere all'Appaltatore la ribattitura del palo dopo 24 ore di attesa, per tratti anche superiori a 0.5 m, se motivata da ragioni geotecniche particolari (forti sovrappressioni interstiziali, etc.).

Si intende raggiunto il rifiuto quanto l'infissione corrispondente a 10 colpi di battipalo efficiente è inferiore a 2.5 cm.

f) Controlli e documentazione

Valgono le prescrizioni relative ai pali battuti gettati in opera (3.5.1 punto g).

3.5.5 Pali trivellati con fanghi bentonitici

a) Attrezzatura

Per la perforazione saranno utilizzate attrezzature semoventi equipaggiate con rotary. L'utensile di scavo sarà il più idoneo in relazione alla natura e consistenza dei terreni da scavare.

Numero, potenza e capacità operativa delle attrezzature dovranno essere tali da consentire la realizzazione dei pali nei tempi previsti alla luce delle condizioni ambientali, litologiche e idrogeologiche dei terreni da attraversare nonché alle dimensioni dei pali da eseguire.

Considerazioni dovranno essere espone dall'Appaltatore in apposite relazioni riguardo agli effetti al contorno per effetto della trivellazione, in termini di vibrazione e di rumore. A discrezione della Direzione Lavori potrà essere richiesta l'adozione di opportuni campi prova, comprendenti l'installazione di sismografi, accelerometri ed altra strumentazione in edifici posti all'intorno. Tutti gli oneri relativi saranno a carico dell'Appaltatore, in quanto ritenuti remunerati dal prezzo offerto.

b) Preparazione del fango bentonitico

Il fango bentonitico, dovrà essere preparato ed utilizzato in accordo alle modalità indicate al punto 3.4.4.

c) Perforazione

Se necessario, in corrispondenza di ciascun palo sarà posto in opera un avampozzo provvisorio di lamiera d'acciaio con funzioni di guida dell'utensile, di riferimento per la posizione plano-altimetrica della sommità del palo o di difesa dall'erosione del terreno nelle fasi di immissione e risalita dell'utensile di perforazione.

La distanza minima fra gli assi di due perforazioni attigue, in corso, appena ultimate o in corso di getto, dovrà essere tale da impedire eventuali fenomeni di

interazione e comunque non inferiore ai 5 diametri. Qualora in fase di completamento della perforazione fosse accertata l'impossibilità di eseguire rapidamente il getto (sosta notturna, mancato trasporto del calcestruzzo, etc.), sarà necessario interrompere la perforazione alcuni metri prima ed ultimarla solo nell'imminenza del getto.

Una volta raggiunte le profondità previste dal progetto, si provvederà alla sostituzione del fango di perforazione fino al raggiungimento dei prescritti valori del contenuto in sabbia, ed alla eventuale pulizia del fondo foro con gli utensili più adatti (es. cleaning bucket).

Per la rimonta del fango di perforazione da sostituire prima del getto, si potrà utilizzare uno dei seguenti sistemi:

- eiettore(air lifting);
- pompa sommersa per fanghi;
- pompa-vuoto applicata in testa al tubo-getto.

Nel caso di presenza nel terreno di trovanti lapidei o di strati rocciosi o cementati e per conseguire un adeguato immorsamento in sub-strati di roccia dura si potrà ricorrere all'impiego di scalpelli frangiroccia azionati a percussione, di peso e forma adeguati alla natura dell'ostacolo e comunque dotati alla sommità di un anello di forma appropriata per la guida dell'utensile.

In alternativa all'uso dello scalpello possono essere utilizzate eliche da roccia aventi spirali rinforzate e denti idonei allo stato di fessurazione della roccia da perforare.

L'impiego dello scalpello comporterà l'adozione di un rivestimento provvisorio, spinto sino al tetto della formazione lapidea, allo scopo di evitare urti e rimbalzi laterali dello scalpello contro le pareti del foro.

d) Armature

Completata la perforazione si provvederà alla posa in opera della gabbia, preassemblata, in conformità con le specifiche di cui al punto 3.4.1.

e) Getto del calcestruzzo

Il getto del calcestruzzo avverrà impiegando il tubo di convogliamento. Esso sarà costituito da sezioni non più lunghe di 3.00 m di tubo in acciaio avente diametro interno 20÷26 cm.

L'interno del tubo sarà pulito, privo di irregolarità e strozzature. Le giunzioni tra sezione e sezione saranno del tipo filettato, senza manicotto (filettatura in spessore) o con manicotti esterni che comportino un aumento di diametro non superiore a 2.0 cm; sono escluse le giunzioni a flangia.

Il tubo sarà provvisto, all'estremità superiore, di una tramoggia di carico avente una capacità di almeno 0.5 ÷ 0.6 mc, e mantenuto sospeso da un mezzo di sollevamento.

Prima di installare il tubo getto sarà eseguita una ulteriore misura del fondo foro; qualora lo spessore del deposito superi i 20 cm si provvederà all'estrazione della gabbia d'armatura e alle operazioni di pulizia.

Il tubo di convogliamento sarà posto in opera arrestando il suo piede a 30÷60 cm dal fondo della perforazione; al fine di evitare azioni di contaminazione o dilavamento del primo calcestruzzo gettato, prima di iniziare il getto si disporrà entro il tubo, in prossimità del suo raccordo con la tramoggia, un tappo formato da un involucro di carta o plastica, riempito con vermiculite granulare, palline di polistirolo o sabbia.

Durante il getto il tubo convogliatore sarà opportunamente manovrato per un'ampiezza di 20 ÷ 30 cm, in modo da favorire l'uscita e la risalita del calcestruzzo evitando altresì la segregazione della malta dagli inerti.

Previa verifica del livello raggiunto, utilizzando uno scandaglio metallico a fondo piatto, nel corso del getto il tubo di convogliamento sarà accorciato per tratti successivi, sempre conservando un'immersione minima nel calcestruzzo di 2.0 m.

Il getto di calcestruzzo dovrà essere portato ad almeno $0.5 \div 1.0$ m al di sopra delle quote di progetto della testa palo per consentire di eliminare la parte superiore del palo (scapitozzatura).

All'inizio del getto si dovrà disporre di un volume di calcestruzzo pari a quello del tubo di getto e di almeno 3 o 4 m di palo.

E' prescritta una cadenza di getto non inferiore a $15 \text{ m}^3/\text{ora}$.

Durante le operazioni di getto, al termine dello scarico di ogni betoniera, l'Appaltatore dovrà verificare la quota di riempimento del palo in modo di avere un immediato raffronto fra la quota teorica e la quota raggiunta.

f) Controlli e documentazione

Per ciascun palo l'Appaltatore dovrà redigere una scheda indicante:

- numero progressivo del palo (riferito ad una planimetria)
- dati tecnici dell'attrezzatura
- profondità di perforazione
- informazioni relative alla stratigrafia locale
- volumi e grafico del getto.

In presenza di anomalie e/o differenze rispetto alla stratigrafia prevista, qualora le condizioni reali risultino inferiori a quelle di progetto, l'Appaltatore procederà al riesame della progettazione ed adotterà gli opportuni provvedimenti concordandoli con la Direzione Lavori.

3.5.6 Pali trivellati con fanghi biodegradabili

Valgono le prescrizioni di cui ai punti 3.5.5 a), c), d), e), f).

Per quanto riguarda la preparazione del fango biodegradabile, esso dovrà essere preparato in accordo alle modalità descritte in 3.4.5.

La scheda tecnica relativa a ciascun palo dovrà contenere, oltre alle indicazioni di 3.5.5 f):

- prodotti impiegati
- dosaggio
- tempo di decadimento
- viscosità
- assorbimento.

3.5.7 Pali trivellati con rivestimento provvisorio

a) Attrezzature

a.1) Escavatori

Valgono le specifiche relative ai pali trivellati con fanghi bentonitici (3.5.5 a).

a.2) Morsa muovi-colonna (o gira-colonna)

La morsa dovrà essere costituita da un telaio rigido di supporto, sul quale viene posto un collare metallico, a 3 settori, dotato di un martinetto di chiusura per il serraggio della colonna di rivestimento. Sul telaio di supporto, collegato all'escavatore, saranno montati:

- 2 martinetti di oscillazione, sincronizzati, che imprimono un movimento rotatorio alla colonna
- 2 martinetti di infissione ed estrazione della colonna, a funzionamento

indipendente, che consentono anche di correggere eventuali deviazioni della colonna

Il diametro nominale del collare dovrà corrispondere al diametro del palo. Sarà consentito l'impiego di opportune riduzioni.

Le caratteristiche dei martinetti e del circuito idraulico di funzionamento dovranno essere in grado di sviluppare spinta, momento torcente e serraggio della colonna adeguati al diametro e alla lunghezza del palo da realizzare.

a.3) Vibromorsa

Valgono le prescrizioni relative ai pali vibro-infissi gettati in opera con tubo forma provvisorio.

a.4) Utensile di scavo

Per lo scavo entro la colonna di rivestimento provvisoria si utilizzerà l'utensile più adatto al tipo di terreno, prevedendo ove necessario l'impiego di scalpello ad elevata energia demolitrice.

b) *Tubi-forma*

La tubazione sarà costituita da tubi di acciaio, di diametro esterno pari al diametro nominale del palo, suddivisi in spezzoni connessi tra loro mediante innesti speciali del tipo maschio/femmina.

L'infissione della tubazione di rivestimento sarà ottenuta imprimendole un movimento rototraslatorio mediante adeguata attrezzatura rotary e/o morsa azionata da comandi oleodinamici, oppure, in terreni poco o mediamente addensati, privi di elementi grossolani e prevalentemente non coesivi, applicandole in sommità un vibratore di adeguata potenza. In questo secondo caso la tubazione potrà essere suddivisa in spezzoni ma anche essere costituita da un unico pezzo di lunghezza pari alla profondità del palo. E' ammessa la giunzione per saldatura degli spezzoni, purché non risultino varchi nel tubo che possono dar luogo all'ingresso di terreno.

c) Perforazione

La perforazione non dovrà essere approfondita al disotto della scarpa del tubo di rivestimento.

Nel caso di presenza di falda, il foro dovrà essere costantemente tenuto pieno d'acqua (o eventualmente di fango bentonitico) con un livello non inferiore a quello della piezometrica della falda. Lo scavo all'interno sarà approfondito sino alla quota di progetto.

L'infissione sotto-scarpa della colonna di rivestimento dovrà consentire di evitare rifluimenti a fondo foro.

d) Armature

Si applicano le specifiche di cui al punto 3.4.1.

e) Getto del calcestruzzo

Il getto avverrà conformemente alle specifiche relative ai pali trivellati con fanghi bentonitici, provvedendo altresì alla contemporanea estrazione del tubo-forma provvisorio, la cui scarpa dovrà restare sotto un battente minimo di calcestruzzo non inferiore a 3 m.

f) Controlli e documentazione

Si applicano le specifiche relative ai pali trivellati con fanghi bentonitici (3.5.5 f).

3.5.8 Pali trivellati ad elica continua

a) Attrezzature

Si utilizzeranno escavatori equipaggiati con rotary a funzionamento idraulico o elettrico montate su asta di guida, e dotate di dispositivo di spinta.

L'altezza della torre e le caratteristiche della rotary (coppia, spinta) dovranno essere commisurate alla profondità da raggiungere.

L'equipaggiamento di cantiere dovrà comprendere la disponibilità di pompe per calcestruzzo in numero adeguato ai ritmi di esecuzione dei pali.

b) Perforazione

La perforazione sarà eseguita mediante una trivella ad elica continua, di lunghezza e diametro corrispondenti alle caratteristiche geometriche dei pali da realizzare.

L'anima centrale dell'elica deve essere cava, in modo da consentire il successivo passaggio del calcestruzzo SCC. All'estremità inferiore dell'anima sarà posta una punta a perdere, avente lo scopo di impedire l'occlusione del condotto.

La perforazione avverrà di norma regolando coppia e spinta in modo da avere condizioni di infissione prossime al perfetto avvitalamento. In ogni caso il volume di terreno estratto per caricamento della trivella deve essere non superiore al volume teorico della perforazione.

Qualora si riscontrassero rallentamenti della perforazione in corrispondenza di livelli di terreno intermedi o dell'eventuale strato portante inferiore, l'Appaltatore, con l'accordo della Direzione Lavori potrà:

- eseguire prefiori di diametro inferiore al diametro nominale di pali;
- ridurre la lunghezza di perforazione.

c) Armatura

I pali trivellati possono essere armati:

- Prima del getto. L'armatura verrà inserita entro l'anima della trivella elicoidale, il cui diametro interno deve essere congruente con il diametro della gabbia di armatura. All'interno della gabbia dovrà essere inserito un adeguato mandrino, da tenere contrastato sul dispositivo di spinta della rotary per ottenere l'espulsione del fondello a perdere, con effetto di precarica alla base del palo. La gabbia dovrà essere costruita in conformità con il disegno di progetto e nel rispetto delle specifiche di cui al punto 3.4.1.

- Dopo il getto. La gabbia, assemblata a piè d'opera in conformità col progetto ed alle prescrizioni di cui al punto 3.4.1, verrà inserita a getto concluso mediante l'ausilio di un vibratore. Dovranno essere adottati tutti gli accorgimenti atti ad assicurare il centramento della gabbia entro la colonna di calcestruzzo appena formata. Se necessario, la gabbia dovrà essere opportunamente irrigidita per consentirne l'infissione. Tale operazione dovrà essere eseguita immediatamente dopo l'ultimazione del getto, prima che abbia inizio la presa del calcestruzzo.

d) Getto del calcestruzzo

Il calcestruzzo verrà pompato pneumaticamente entro il cavo dell'asta di perforazione che verrà progressivamente estratta, di norma senza rotazione. La cadenza di getto deve assicurare la continuità della colonna di conglomerato.

Pertanto l'estrazione dell'asta di trivellazione deve essere effettuata ad una velocità congruente con la portata di calcestruzzo pompato, adottando tutti gli accorgimenti necessari ad evitare sbulbature, ovvero interruzioni del getto.

In particolare il circuito di alimentazione del getto dovrà essere provvisto di un manometro di misura della pressione.

Durante l'operazione si dovrà verificare che la pressione sia mantenuta entro l'intervallo di 50 ÷ 150 kPa. Il getto dovrà essere prolungato fino a piano campagna, anche nei casi in cui la quota finita del palo sia prevista a quota inferiore.

e) Controlli e documentazione

Per ogni palo eseguito l'Appaltatore dovrà redigere una scheda contenente le seguenti indicazioni:

- n. progressivo del palo (riferito ad una planimetria)
- profondità di perforazione

- osservazioni sulla stratigrafia locale
- tempi di perforazione per tratte successive di 5 m, e di 1 m nel tratto finale, secondo le istruzioni impartite dalla Direzione Lavori
- grafico dei tempi di perforazione
- spinta sul mandrino misurata durante l'estrazione della trivella
- volume di calcestruzzo gettato.

In caso di differenze stratigrafiche rispetto alla situazione nota, o di particolari anomalie riscontrate nei tempi di perforazione, qualora le condizioni reali risultino inferiori a quelle di progetto, l'Appaltatore dovrà procedere al riesame della progettazione e dovrà definire gli eventuali necessari provvedimenti (quali modifica del numero e delle profondità dei pali, esecuzione di prefori, etc.) concordandoli con la Direzione Lavori.

3.5.9 Pali trivellati in ammasso roccioso

Il paragrafo si rivolge all'esecuzione di pali mediante trivellazione entro formazioni rocciose contraddistinte da una qualità d'ammasso (resistenza del provino di roccia, condizioni di alterazione, fratturazione) da *discreta* a *scadente-molto scadente* (rif. classif. Bieniawski) e tale da richiedere, ai fini della portanza del palo, oltre al contributo della base, il trasferimento di una significativa aliquota di carico lungo le pareti di scavo (*Rowe & Armitage*, Can.Geotech.1987).

a) Attrezzatura

Valgono le indicazioni di carattere generale di cui all'omologa sezione del § 3.5.5.

L'orientamento sulla tipologia d'utensile più appropriata ai fini della conduzione di perforazioni verticali di grosso diametro in roccia è offerta da quadri tecnici di ditte produttrici delle specifiche attrezzature. In Figura 1 si riporta un quadro tecnico tipico (rif. Soilmec). L'individuazione del campo d'applicazione

dell'utensile è affidata al grado di durezza della roccia (ovvero alla resistenza a compressione uniassiale del campione di roccia).

In particolari circostanze, contraddistinte da condizioni d'ammasso particolarmente scadenti ancorché in grado di sostenere il foro, le ripetute manovre di scavo possono causare, senza l'ausilio di sostegni provvisori, disaggi lungo le pareti. In tal caso lo scavo con bucket da roccia sarà da privilegiare rispetto alla trivella tradizionale ad elica.

GRADO DI DUREZZA / Hardness

	Resistenza a compressione (Mpa) Compressive Strength		S Soft		M Medium		MH Medium Hard			H Hard			VH Very Hard																					
	min	max	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	
Rocce magmatiche / Igneous rock																																		
Granito: Sienite / Granite: syenite	160	240																																
Diorite: Gabbro / Diorite: Gabbro	170	300																																
Porfido quarzifero Andesite / Quarzitic porphyry Andesite	180	>300																																
Quarzo / Quartz	250	>300																																
Rocce metamorfiche / Metamorphics rock																																		
Gneiss / Gneiss	160	280																																
Anfiboliti / Amphibolite	170	280																																
Scisti / Schist/Shale	0	10																																
Rocce sedimentarie silicee / Siliceous sedimentary rock																																		
Quarzite / Quartzite	150	300																																
Arenaria quarzifica / Quartzitic sandstones	120	200																																
Altre arenarie / Other sandstones	30	60																																
Rocce sedimentarie calcaree / Sedimentary Rock																																		
Calcarei e dolomie compatte e tanaci (inclusi i marmi) Limestones and compacted dolomite (including marble)	80	180																																
Altri calcari (inclusi i cong. calcarei) Other limestones (including calcareous conglomerates)	20	90																																
Travertino / Gravertine	20	60																																
Rocce sedimentarie sciolte / Sedimentary loose rocks																																		
Limi e sabbie / Silt and sand	<5	10																																
Marne e argille / Marls and clay	<5	30																																

UTENSILI DI PERFORAZIONE / Drilling tools

BUCKET <i>Bucket</i>	a fondo rotante	tradizionale																																
		a denti misti																																
		a picchi																																
	ad alta capacità di carico	terre compatte																																
		da roccia																																
		a corpo apribile																																
TRIVELLE <i>Augers</i>	ad alta capacità	terre compatte																																
		da roccia																																
	tradizionali	terre compatte																																
		da roccia																																
	CAROTIERI <i>Core barrels</i>	a corona	con picchi																															
			con denti ripper																															
placche abrasive																																		

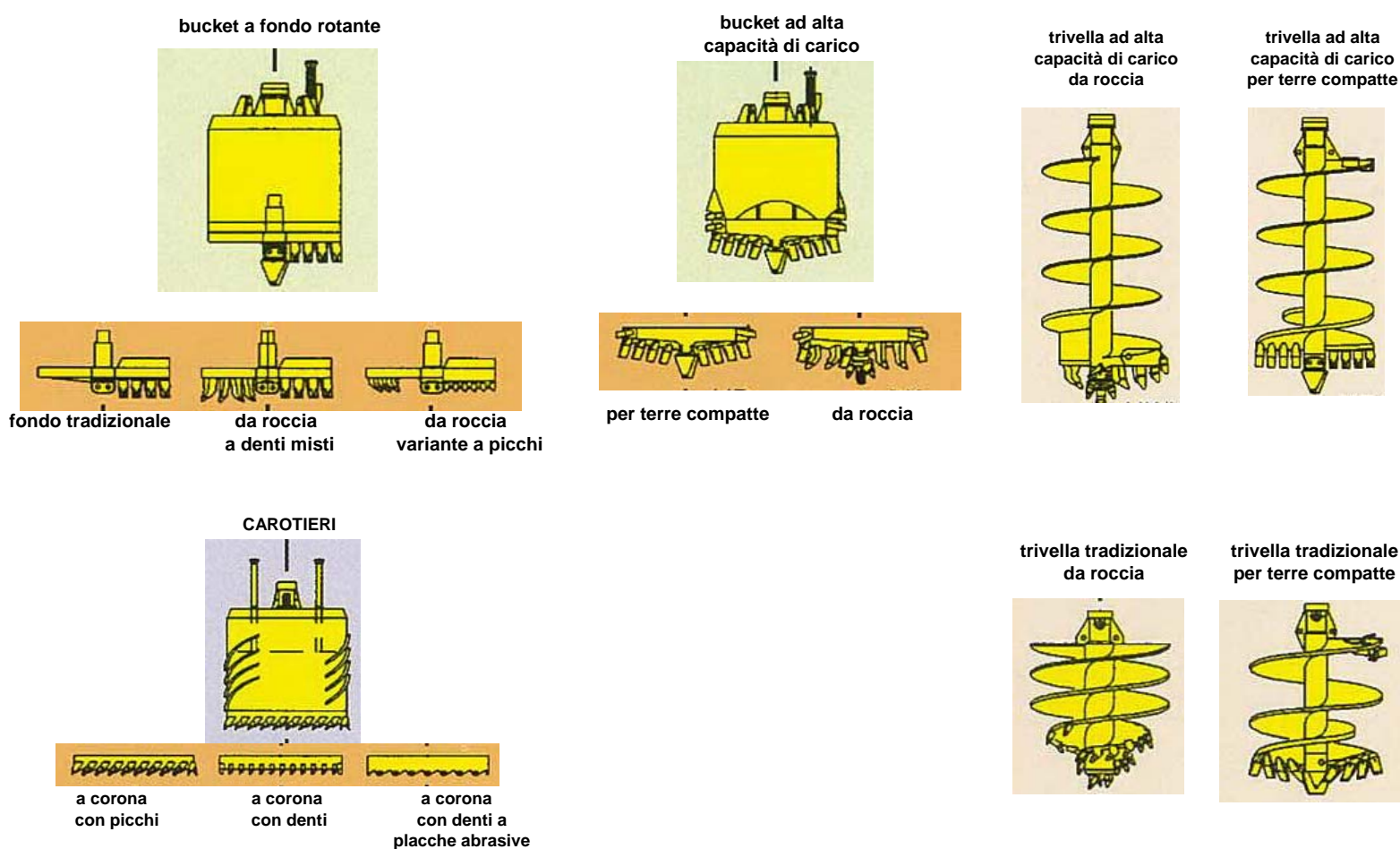


Figura 1 – quadro tecnico di orientamento per la scelta dell'utensile di perforazione e gamma di utensili

b) Perforazione

L'approfondimento dello scavo in ammasso roccioso sarà condotto in assenza di fanghi di sostegno.

Se necessario, in corrispondenza di ciascun palo sarà posto in opera un avampozzo provvisorio di lamiera d'acciaio con funzioni di guida dell'utensile, di riferimento per la posizione plano-altimetrica della sommità del palo o di difesa dall'erosione del terreno nelle fasi di immissione e risalita dell'utensile di perforazione.

In fase di approfondimento del foro si potranno registrare variazioni dei parametri di perforazione (velocità di perforazione, coppia e applicate) legate a modifiche delle condizioni geomeccaniche dell'ammasso. Benché tali aspetti potranno essere progettualmente segnalati in fase d'indagine preliminare, tuttavia non possono escludersi imprevisti geologici non rinvenibili alla scala d'indagine. Pertanto l'Appaltatore dovrà tenerne conto ai fini della produzione provvedendo, nel caso, alla sostituzione dell'utensile, se non votato alla specifica esigenza, in favore di un utensile rispondente a caratteristiche più ampie d'impiego. Non è ammesso, in alternativa, l'impiego del maglio (scalpello) a fondo foro.

La produttività dell'utensile dipende da variabili soggettive ed operative (coppia e spinta disponibili, abilità dell'operatore), dal tipo di utensile impiegato e suo stato d'usura (qualità dei picchi d'incisione); oltre che dalla tenacia della roccia. Con riferimento all'impiego del carotiere da roccia, il grafico di cui alla figura 2 (Reddish&Yasar, 1996), rappresenta il rendimento di un carotiere dotato di picchi. Il rendimento, in ordinata, è espresso da fattore *PR* (penetration rate) rapportato all'energia specifica impiegata per l'avanzamento (*Stall PR*); in ascissa si appropria con il valore del *Modulus Ratio (MR)*, ovvero il rapporto tra il modulo della roccia ed il valore di resistenza uniassiale della stessa. Per valori di *MR* compresi tra 100 e 150 si configura il massimo rendimento dell'utensile.

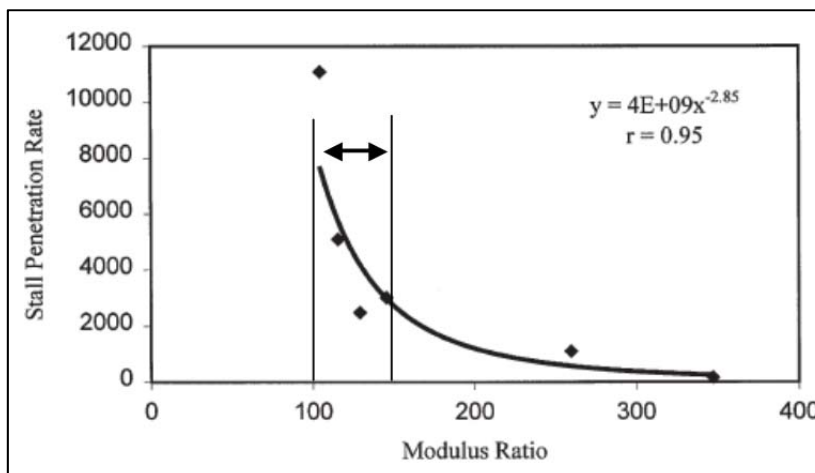


Figura 2 – Stall PR versus MR – corona con picchi (Reddish & Yasar, 1996)

e) *Armature*

Completata la perforazione si provvederà alla posa in opera della gabbia, preassemblata, in conformità con le specifiche di cui al punto 3.4.1.

f) *Getto del calcestruzzo*

Il getto del calcestruzzo avverrà impiegando il tubo di convogliamento. Esso sarà costituito da sezioni non più lunghe di 3.00 m di tubo in acciaio avente diametro interno 20÷26 cm.

L'interno del tubo sarà pulito, privo di irregolarità e strozzature. Le giunzioni tra sezione e sezione saranno del tipo filettato, senza manicotto (filettatura in spessore) o con manicotti esterni che comportino un aumento di diametro non superiore a 2.0 cm; sono escluse le giunzioni a flangia.

Il tubo sarà provvisto, all'estremità superiore, di una tramoggia di carico avente una capacità di almeno 0.5 ÷ 0.6 mc, e mantenuto sospeso da un mezzo di sollevamento.

Durante il getto il tubo convogliatore sarà opportunamente manovrato per un'ampiezza di 20 ÷ 30 cm, in modo da favorire l'uscita e la risalita del calcestruzzo evitando altresì la segregazione della malta dagli inerti.

Previa verifica del livello raggiunto, utilizzando uno scandaglio metallico a fondo piatto, nel corso del getto il tubo di convogliamento sarà accorciato per tratti successivi, sempre conservando un'immersione minima nel calcestruzzo di 2.0 m.

Il getto di calcestruzzo dovrà essere portato ad almeno $0.5 \div 1.0$ m al di sopra delle quote di progetto della testa palo per consentire di eliminare la parte superiore del palo (scapitozzatura).

All'inizio del getto si dovrà disporre di un volume di calcestruzzo pari a quello del tubo di getto e di almeno 3 o 4 m di palo.

E' prescritta una cadenza di getto non inferiore a $15 \text{ m}^3/\text{ora}$.

Durante le operazioni di getto, al termine dello scarico di ogni betoniera, l'Appaltatore dovrà verificare la quota di riempimento del palo in modo di avere un immediato raffronto fra la quota teorica e la quota raggiunta.

g) Controlli e documentazione

Per ciascun palo l'Appaltatore dovrà redigere una scheda indicante:

- numero progressivo del palo (riferito ad una planimetria)
- dati tecnici dell'attrezzatura
- profondità di perforazione
- informazioni relative alla stratigrafia locale
- volumi e grafico del getto.

In presenza di anomalie e/o differenze rispetto alla stratigrafia prevista, qualora le condizioni reali risultino inferiori a quelle di progetto, l'Appaltatore procederà al riesame della progettazione ed adotterà gli opportuni provvedimenti concordandoli con la Direzione Lavori.

3.5.10 Scapitozzatura

Al fine di rendere il palo continuo con la fondazione, si rende necessario demolire la parte superiore del palo, per un'altezza di un diametro e comunque di almeno 1 metro.

La modalità di demolizione della testa del palo dovrà essere tale da evitare la formazione ed il diffondersi di lesioni nel palo stesso; a questo scopo si prescrive l'utilizzo di attrezzature di tipo idraulico, che applicano forze statiche in direzione radiale concentrate sul perimetro del palo e provocano una rottura localizzata del calcestruzzo, con una minima influenza sull'armatura.

3.5.11 Pali a spostamento di terreno (FDP)

a) Attrezzature

Si utilizzeranno escavatori equipaggiati con adeguata rotary a funzionamento idraulico o elettrico montate su asta di guida. Sia il dispositivo di spinta che di rotazione (coppia) sono, in questo caso, gestiti da un sistema informatico automatizzato al fine di ottemperare alla principale prerogativa della tecnica esecutiva, volta ad ottenere lo spiazzamento del terreno via via perforato per progressivo addensamento/spostamento.

La geometria dell'utensile di perforazione, unitamente al rapporto coppia/forza premente, implica una drastica riduzione della quantità di materiale di risulta da scavo, ridotta a volumi minimi.

In relazione al grado di addensamento / consistenza delle terre, la tecnologia porge una elevata velocità e semplicità di esecuzione, cui è richiesta una esigua installazione di cantiere.

L'altezza della torre e le caratteristiche della rotary (coppia, spinta) dovranno essere commisurate alla profondità da raggiungere.

L'equipaggiamento di cantiere dovrà comprendere la disponibilità di pompe per

calcestruzzo in numero adeguato ai ritmi di esecuzione dei pali.

b) Perforazione

Si ottiene, per effetto della proprietà di dislocazione dell'alesatore, un generale incremento della resistenza offerta dalla superficie laterale a contatto col terreno circostante, oltre che alla base del palo; giungendo, in sostanza, a determinare un comportamento globale che, in relazione alla qualità esecutiva, può raggiungere prestazioni prossime al più classico palo a spostamento (palo battuto).

L'anima centrale dell'asta di perforazione è cava, in modo da consentire il successivo passaggio del calcestruzzo. Il diametro interno è, inoltre, adeguato per il successivo inserimento della gabbia d'armatura. All'estremità inferiore dell'anima sarà posta una punta a perdere (lost bit), avente lo scopo primario di impedire l'occlusione del condotto.

Qualora si riscontrassero rallentamenti della perforazione in corrispondenza di livelli di terreno intermedi o dell'eventuale strato portante inferiore, l'Appaltatore, con l'accordo della Direzione Lavori potrà ridurre la lunghezza di perforazione e solo a valle di una interpretazione dei parametri di perforazione registrati sino alla fase di rifiuto, finalizzata all'interpretazione della prestazione del palo alla profondità raggiunta.

c) Armatura

I pali eseguiti a spostamento di terreno possono essere armati:

- Prima del getto. L'armatura verrà inserita entro l'asta cava dell'utensile di perforazione (alesatore), il cui diametro interno deve essere congruente con il diametro della gabbia di armatura. All'interno della gabbia dovrà essere inserito un adeguato mandrino, da tenere contrastato sul dispositivo di spinta della rotary per ottenere l'espulsione del fondello a perdere (lost bit), con effetto di precarica alla base del palo. La gabbia dovrà essere costruita in conformità con il disegno di progetto e nel rispetto delle specifiche di cui al punto 3.4.1.

- Dopo il getto. La gabbia, assemblata a piè d'opera in conformità col progetto ed alle prescrizioni di cui al punto 3.4.1, verrà inserita a getto concluso mediante l'ausilio di un vibratore. Dovranno essere adottati tutti gli accorgimenti atti ad assicurare il centramento della gabbia entro la colonna di calcestruzzo appena formata. Se necessario, la gabbia dovrà essere opportunamente irrigidita per consentirne l'infissione. Tale operazione dovrà essere eseguita immediatamente dopo l'ultimazione del getto, prima che abbia inizio la presa del calcestruzzo.

d) Getto del calcestruzzo

Il calcestruzzo verrà pompato pneumaticamente entro il cavo dell'asta di perforazione che verrà progressivamente estratta. In questa fase, il sollevamento dell'alesatore prevede la simultanea rotazione. Tale azione combinata favorisce, in fase d'estrazione, un'ulteriore costipazione del terreno circostante il palo per mezzo di conto eliche poste lungo la parte alta dell'alesatore. La cadenza di getto deve assicurare la continuità della colonna di conglomerato.

L'estrazione dell'asta di trivellazione deve essere effettuata ad una velocità congruente con la portata di calcestruzzo pompato, adottando tutti gli accorgimenti necessari ad evitare sbulbature, ovvero interruzioni del getto.

e) Controlli e documentazione

Per ogni palo eseguito l'Appaltatore dovrà redigere una scheda contenente le seguenti indicazioni:

- n. progressivo del palo (riferito ad una planimetria)
- profondità di perforazione
- osservazioni sulla stratigrafia locale
- tempi di perforazione per tratte successive di 5 m, e di 1 m nel tratto finale, secondo le istruzioni impartite dalla Direzione Lavori

- grafico dei tempi di perforazione
- report dei dati di perforazione dei dati restituiti dal sistema informatico comprendente la coppia e forza di spinta, la velocità di penetrazione, la deviazione dalla verticale, la pressione del calcestruzzo iniettato e volume iniettato.

In caso di differenze stratigrafiche rispetto alla situazione nota, o di particolari anomalie riscontrate nei tempi di perforazione, qualora le condizioni reali risultino inferiori a quelle di progetto, l'Appaltatore dovrà procedere al riesame della progettazione e dovrà definire gli eventuali necessari provvedimenti (quali modifica del numero e delle profondità dei pali, esecuzione di prefori, etc.) concordandoli con la Direzione Lavori.

3.5.11.1 SCAPITIZZATURA

Al fine di rendere il palo continuo con la fondazione, si rende necessario demolire la parte superiore del palo, per un'altezza di un diametro.

La modalità di demolizione della testa del palo dovrà essere tale da evitare la formazione ed il diffondersi di lesioni nel palo stesso; a questo scopo si prescrive l'utilizzo di attrezzature di tipo idraulico, che applicano forze statiche in direzione radiale concentrate sul perimetro del palo e provocano una rottura localizzata del calcestruzzo, con una minima influenza sull'armatura.

3.6 PROVE E CONTROLLI DI ACCETTAZIONE

3.6.1 Generalità

Le prove ed i controlli relativi ai pali dovranno essere eseguiti in conformità a quanto riportato nelle norme UNI EN 1536:2015 e UNI EN 12699:2015, salvo diverse indicazioni del presente Capitolato.

Nei paragrafi che seguono vengono fornite le indicazioni tecniche generali per l'esecuzione di prove e dei controlli di accettazione sui pali.

Le prove di carico hanno principalmente lo scopo di:

- accertare eventuali deficienze esecutive nel palo;
- verificare i margini di sicurezza disponibili nei confronti della rottura del sistema palo-terreno;
- valutare le caratteristiche di deformabilità del sistema palo-terreno.

3.6.1.1 DEFINIZIONI

A seguire le tipologie di prove di controllo ed accettazione del palo eseguito:

- prove di resistenza meccanica sotto carico (assiale o laterale):
 - prove di collaudo (prova non distruttiva), effettuate sui pali facenti parte della fondazione, dei quali non bisogna compromettere l'integrità; il carico massimo da raggiungere nel corso della prova (P_{max}) è in generale pari a 1,5 volte il carico di esercizio (P_{es}) (vedere prova specifica);
 - prove a carico limite (prova distruttiva), effettuate sui pali appositamente predisposti all'esterno della palificata, spinte fino a carichi di rottura del sistema palo-terreno o prossimi ad essa; il carico massimo da raggiungere nel corso della prova (P_{max}) è in generale pari al carico limite così come valutato secondo i metodi convenzionali a monte dell'impiego dei coefficienti riduttivi previsti dalla normativa vigente.
- controlli non distruttivi di integrità del palo, mediante prove di controllo sonico:
 - carotaggio sonico;
 - prova cross-hole.
- controlli non distruttivi di integrità del palo, mediante prove di ammettenza meccanica.
- verifica della verticalità del palo.

3.6.1.2 NORMATIVE E SPECIFICHE DI RIFERIMENTO

Valgono le Norme già richiamate al punto 3.1.2, ed inoltre: ASTM D1 143-81, "Standard Test Method for Piles under Static Axial Compressive Load".

3.6.1.3 NUMERO E UBICAZIONE DEI PALI DI PROVA

Il numero e l'ubicazione dei pali da sottoporre a prova di carico devono essere stabiliti in funzione dell'importanza dell'opera, dell'affidabilità, in termini quantitativi, dei dati geotecnici disponibili e del grado di omogeneità del terreno.

Il numero e l'ubicazione dei pali di prova sono di regola definiti dal progettista nelle tavole del progetto esecutivo; se non riportati su queste tavole, tali indicazioni possono essere definite dall'Appaltatore, e comunque sotto approvazione della Direzione Lavori. In particolare, l'Appaltatore al termine dell'esecuzione delle fondazioni proporrà i pali da sottoporre a prove di carico. La Direzione Lavori, tenendo soprattutto conto dell'omogeneità dei terreni in cui è installato il lotto di pali e dei risultati delle prove a carico limite eseguite per pali dello stesso diametro, potrà accettare o modificare la scelta dei pali da sottoporre a prova di carico.

In ogni caso devono essere rispettati i seguenti quantitativi minimi (il numero di pali corrispondente ad una percentuale dovrà essere arrotondato all'intero superiore).

Prova	Pali da testare
Prova (assiale) a carico limite	1 per ogni diametro di palo e per terreni equivalenti dal punto di vista geotecnico.
Prova (assiale e laterale) di collaudo	2% dei pali con un minimo di 2 pali per opera; comunque almeno 1 per ogni diametro di palo e per terreni equivalenti dal punto di vista geotecnico
Prova sonica & Verticalità	Almeno il 15% dei pali dovranno essere attrezzati, con un minimo di 4 pali; la prova si effettua su tutti i pali attrezzati.
Prova di ammettenza	Si dovrà eseguire una taratura di tale prova su almeno il 5% dei

meccanica Opzionale: a discrezione della Direzione Lavori.	pali, con un minimo di 2; i pali da utilizzare per la taratura dovranno essere di sicura efficienza, valutata con prove di tipo sonico. Dopo la taratura si potrà per similitudine procedere alla prova, da estendersi ai pali non testati con prova sonica (e quindi fino al 85% dei pali).
Prove assiali su pali strumentati	Su indicazione del progettista

In particolare, nel 15% dei pali attrezzati per prova sonica dovranno essere compresi:

- i pali sottoposti a prova di collaudo (2% dei pali con un minimo di 2 pali per opera);
- i pali su cui effettuare la taratura della eventuale prova di ammettenza meccanica (5% sul totale dei pali).

Lo scopo di questa organizzazione delle prove è quello di testare l'efficienza di un numero adeguato di pali (almeno il 15% sul totale); a discrezione della Direzione lavori, nel caso si riscontrino risultati non soddisfacenti nel corso delle prove, tutti i pali potranno essere testati, ed in particolare il 15% con prova sonica ed il rimanente 85 % con prova di ammettenza meccanica.

Le prove di ammettenza meccanica devono essere tarate su pali di cui si sia già accertata l'idoneità tramite prova di carico e/o prova cross-hole; ciò al fine di definire un riferimento di correlazione con cui valutare, a giudizio esclusivo della DL, l'idoneità di pali soggetti solo a prove di ammettenza meccanica. In particolare, la taratura di questa prova dovrà essere effettuata su almeno il 5 % dei pali con un minimo di 2 pali già soggetti a prova di carico e/o prova cross-hole.

Per quanto concerne i controlli basati su prove soniche, da eseguire sui pali di medio e grande diametro, considerata la necessità di predisporre all'interno del palo dei tubi di misura (tubi metallici aventi diametro interno non inferiore a 1"1/2), l'Appaltatore dovrà individuare, in accordo con la Direzione Lavori, i pali da sottoporre a tale tipologia di controllo (carotaggio sonico, prove cross-hole).

Le caratteristiche dei pali di prova (lunghezza, diametro, modalità esecutive, caratteristiche dei materiali, ecc.) dovranno essere del tutto simili a quelle dei pali dimensionati in fase di progetto. I terreni in cui questi dovranno essere eseguiti saranno limitrofi all'area di progetto e comunque tali da identificarsi il più possibile con le caratteristiche di quelli presenti nell'area di progetto.

3.6.2 Prove di carico assiale

3.6.2.1 DEFINIZIONE DEI CARICHI DI PROVA

I carichi di prova saranno definiti di volta in volta dal progettista, in relazione alle finalità della prova stessa.

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

- $P_{\text{prova}} = 1.5 P_{\text{esercizio}}$ per prove di collaudo
- $P_{\text{prova}} = P_{\text{lim}}$ per prove a carico limite

ove con P_{lim} si indica quel valore di carico per il quale si raggiunge la condizione di rottura dell'insieme palo terreno (§ 3.6.2.6). In generale la prova deve essere eseguita fino ad un carico pari al carico limite così come valutato a monte dell'impiego dei coefficienti riduttivi previsti dalla normativa vigente.

Nel caso di prove di collaudo di pali di diametro $\varnothing > 1200$ mm, il carico di prova potrà raggiungere un valore di $1,25 P_{\text{esercizio}}$, qualora fossero stati verificati, con carico di prova = $1,5 P_{\text{esercizio}}$, pali di diametro $\varnothing = 800$ mm realizzati su terreni con le stesse caratteristiche.

In caso di prove a carico limite su pali di grande diametro tali da coinvolgere dispositivi di carico di eccessiva rilevanza, è possibile eseguire prove su pali realizzati con analoga tecnologia, ma di diametro inferiore, purché questo non sia inferiore al 50% del diametro di riferimento. In tale caso il palo deve essere adeguatamente strumentato lungo il fusto di modo che possano essere rintracciate le curve di mobilitazione della resistenza laterale e della resistenza di punta.

3.6.2.2 DISPOSITIVI PER L'APPLICAZIONE E PER LA MISURA DEL CARICO

Il carico sarà applicato mediante uno o più martinetti idraulici, con corsa = 200 mm, posizionati in modo da essere perfettamente centrati rispetto all'asse del palo.

I martinetti saranno azionati da una pompa idraulica esterna. Martinetti e manometro della pompa saranno corredati da un certificato di taratura recente (<3mesi).

Nel caso di impiego di più martinetti occorre che:

- i martinetti siano uguali;
- l'alimentazione del circuito idraulico sia unica.

La reazione di contrasto sarà di norma ottenuta tramite una zavorra, la cui massa dovrà essere non inferiore alla massa equivalente al massimo carico di prova, incrementato del 20%.

La zavorra sarà sostenuta con una struttura costituita da una trave metallica di adeguata rigidità sui cui estradosso, tramite una serie di traversi di ripartizione, vanno posizionati blocchi di calcestruzzo o roccia.

In alternativa la zavorra potrà essere sostituita con:

- pali di contrasto, dimensionati a trazione (non facenti parte di alcuna palificata definitiva);
- tiranti di ancoraggio collegati ad un dispositivo di contrasto.

In questi casi si avrà cura di ubicare i pali o i bulbi di ancoraggio dei tiranti a sufficiente distanza dal palo di prova (minimo 5 diametri).

L'Appaltatore, nel caso di prove di carico con pali di contrasto, dovrà redigere un progetto dettagliato delle prove di carico indicando numero, interassi, dimensioni, e lunghezza dei pali.

Qualora sia richiesto l'uso di una centralina oleodinamica preposta a fornire al/ai

martinetti la pressione necessaria, questa dovrà essere di tipo sufficientemente automatizzato per poter impostare il carico con la velocità richiesta, variarla in caso di necessità e mantenere costante il carico durante le soste programmate. Per misurare il carico applicato alla testa del palo si interporrà tra il martinetto di spinta ed il palo una cella di carico del tipo ad estensimetri elettrici con opportuno fondo scala.

Nel caso non fosse disponibile tale tipo di cella, il carico imposto al palo verrà determinato in base alla pressione fornita ai martinetti misurata con un manometro oppure, dove previsto, misurata con continuità da un trasduttore di pressione collegato al sistema di acquisizione automatico e, in parallelo, con un manometro.

Il manometro ed il trasduttore di pressione, se utilizzati, dovranno essere corredati da un rapporto di taratura rilasciato da non più di 3 mesi da un laboratorio ufficiale.

Lo strumento di misura dovrà avere fondo scala e precisione adeguati e non inferiore al 5% del carico applicato per i manometri e del 2% per le celle di carico.

Se viene impiegato soltanto il manometro, il relativo quadrante dovrà avere una scala adeguata alla precisione richiesta.

E' raccomandato l'inserimento di un dispositivo automatico in grado di mantenere costante (± 20 kN) il carico applicato sul palo, per tutta la durata di un gradino di carico ed indipendentemente dagli abbassamenti della testa del palo.

3.6.2.3 DISPOSITIVI PER LA MISURA DEI CEDIMENTI

Saranno utilizzati tre comparatori centesimali, con corsa massima non inferiore a 50 mm, disposti a circa 120° intorno all'insieme palo-terreno.

Il sistema di riferimento sarà costituito da una coppia di profilati metallici poggianti su picchetti infissi al terreno ad una distanza di almeno 3 diametri dal palo.

Il sistema sarà protetto dall'irraggiamento solare mediante un telo sostenuto con

un traliccio di tubi innocenti.

Preliminarmente all'esecuzione delle prove saranno eseguiti cicli di misure allo scopo di determinare l'influenza delle variazioni termiche e/o di eventuali altre cause di disturbo.

Dette misure, compreso anche il rilievo della temperatura, saranno effettuate per un periodo di 24 ore con frequenze di 2 ore circa.

3.6.2.4 PREPARAZIONE DEI PALI DA SOTTOPORRE A PROVA

I pali prescelti saranno preparati mediante regolarizzazione della testa previa scapitozzatura del cls e messa a nudo del fusto per un tratto di 50 cm.

Nel tratto di fusto esposto saranno inserite n.3 staffe metalliche, a 120°, per la successiva apposizione dei micrometri.

Sopra la testa regolarizzata si stenderà uno strato di sabbia di circa 3 cm di spessore, oppure una lastra di piombo.

Si provvederà quindi a poggiare una piastra metallica di ripartizione del carico di diametro adeguato, in modo da ricondurre la pressione media sul conglomerato a valori compatibili con la sua resistenza a compressione semplice.

3.6.2.5 REALIZZAZIONE DEL CONTRASTO

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

L'altezza dei due appoggi deve essere sufficiente a consentire il posizionamento dei martinetti e dei relativi centratori e del sistema di riferimento per la misura dei cedimenti ($h_{min.} = 1,5 \text{ m}$).

Tra i martinetti 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 o struttura di

contrasto farà capo a pali o tiranti di ancoraggio.

3.6.2.6 PROGRAMMA DI CARICO

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

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

1° Ciclo

- Applicazione di “n” ($n \geq 4$) gradini di carico successivi, di entità pari a δP , fino a raggiungere il carico P_{es}
- 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 è considerato stabilizzato se, a parità di carico, è soddisfatta la condizione tra due misure successive ($t = 15'$):

$\delta s \leq 0.025 \text{ mm}$.

- Per il livello corrispondente a P_{es} il carico viene mantenuto per un tempo minimo di 4 ore; quindi si procede allo scarico mediante almeno 4 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: $t=30'$, $t=45'$, $t=60'$.

2° Ciclo

- Applicazione di “m” ($m \geq 9$) gradini di carico δP fino a raggiungere il carico P_{prova} (vedere 3.6.2.1).
- In corrispondenza di ogni livello di carico si eseguiranno misure di cedimento con la stessa frequenza e limitazioni di cui al 1° Ciclo.
- Il carico P_{prova} quando è minore di P_{lim} , sarà mantenuto per un tempo minimo di 4 ore; quindi il palo sarà scaricato mediante almeno 3 gradini (di entità $3 \delta P$) con misure a:
 - $t=0$
 - $t = 5'$
 - $t=10'$
 - $t=15'$
 - A scarico ultimato si eseguiranno misure fino a $t = 60'$; una lettura finale sarà effettuata 12 ore dopo che il palo è stato completamente scaricato.
- Nel caso di prove a carico limite, si considererà raggiunto il carico limite P_{lim} , e conseguentemente si interromperà la prova, allorquando risulti verificata una delle seguenti condizioni:
 - cedimento (P_{lim}) ≥ 2 cedimento ($P_{lim} - \delta P$)
 - cedimento (P_{lim}) ≥ 0.10 diametri per $d < 80$ cm
 - (P_{lim}) ≥ 0.05 diametri per $d \geq 80$ cm

- In ogni caso, il carico limite deve essere almeno pari alla capacità portante ultima del palo così come valutata secondo i metodi convenzionali a monte dell'impiego dei coefficienti riduttivi previsti dalla normativa vigente.

3.6.2.7 DOCUMENTAZIONE DELLE PROVE

Le misure dei cedimenti saranno registrate utilizzando moduli contenenti:

- il n° del palo con riferimento ad una planimetria;
- l'orario di ogni singola operazione;
- la temperatura;
- il carico applicato;
- il tempo progressivo di applicazione del carico;
- le corrispondenti misure di ogni comparatore;
- i relativi valori medi;
- le note ed osservazioni.

Le tabelle complete delle letture tempo-carico-cedimento costituiranno il verbale della prova.

Le date e il programma delle prove dovranno essere altresì comunicati alla Direzione Lavori con almeno 7 giorni di anticipo sulle date di inizio.

La documentazione fornita dall'esecutore della prova dovrà comprendere i seguenti dati:

- tabelle complete delle letture tempo-carico-cedimento che le indicazioni singole dei comparatori e la loro media aritmetica; ^(*)

^(*) Sono richieste anche le fotocopie chiaramente leggibili della documentazione originale di cantiere ("verbale").

- diagrammi carichi-cedimenti finali per ciascun comparatore e per il valore medio; diagrammi carichi-cedimenti (a carico costante) per ciascun comparatore e per il valore medio;
- numero di identificazione e caratteristiche nominali del palo (lunghezza, diametro);
- stratigrafia del terreno rilevata durante la perforazione (pali trivellati);
- geometria della prova (dispositivo di contrasto, travi portamicrometri, etc.);
- disposizione, caratteristiche e certificati di taratura della strumentazione;
- scheda tecnica del palo, preparata all'atto dell'esecuzione.
- relazione tecnica riportante l'elaborazione dei dati e l'interpretazione della prova medesima nonché l'individuazione del carico limite con il metodo dell'inverse pendenze.

3.6.3 Prove di carico su pali strumentati

3.6.3.1 GENERALITÀ

Quando richiesto, le prove di carico assiali, oltre che per definire la curva carico-cedimento alla testa del palo, avranno lo scopo di valutare l'entità e la distribuzione del carico assiale e della curva di mobilitazione dell'attrito lungo il palo. Pertanto dovranno essere predisposte una serie di sezioni strumentate nel fusto del palo, e anche alla base del palo stesso. I dispositivi indicati nel presente paragrafo sono pertanto da considerarsi aggiuntivi rispetto a quanto descritto in precedenza.

Per i pali strumentati, ad ultimazione del getto, verrà eseguito un controllo generale della strumentazione per verificare l'integrità a seguito delle operazioni di realizzazione del palo.

Ulteriori controlli con registrazione dei dati verranno eseguiti a 7, 14 e 28 giorni

ed immediatamente prima della prova di carico. Quest'ultima costituirà la misura di origine per le successive letture.

3.6.3.2 STRUMENTAZIONE LUNGO IL FUSTO DEL PALO

Il numero e l'ubicazione delle sezioni strumentate sarà stabilito di volta in volta in accordo con la Direzione Lavori. In ogni caso dovranno essere previste almeno 4 sezioni strumentate.

Indicativamente la sezione strumentata superiore sarà ubicata in prossimità della testa del palo, esternamente al terreno.

Qualora non fosse possibile realizzare la sezione strumentata di testa al di sopra del piano lavoro, dopo l'esecuzione del palo si procederà ad isolare il palo dal terreno circostante fino alla quota della sezione strumentata di testa; in questo caso la sezione strumentata di testa sarà posizionata il più vicino possibile al piano lavoro. Le dimensioni geometriche di questa sezione strumentata dovranno essere accuratamente misurate prima delle prove. Tale sezione consentirà di avere indicazioni sul modulo del calcestruzzo in corrispondenza dei vari gradini di carico e sarà di riferimento per il comportamento di tutte le altre.

Ogni sezione strumentata sarà costituita da almeno 3 estensimetri elettrici disposti su di una circonferenza, a circa 120° l'uno dall'altro. Le celle estensimetriche saranno fissate all'armatura longitudinale e protette dal contatto diretto con il calcestruzzo. Esse saranno corredate di rapporto di taratura rilasciato da un laboratorio ufficiale. Per ogni sezione strumentata si ammetteranno tolleranze non superiori a 10 cm rispetto alla quota teorica degli estensimetri elettrici.

3.6.3.3 STRUMENTAZIONE ALLA BASE DEL PALO

La sezione di misurazione alla base del palo verrà ubicata alla distanza di 1 diametro dalla base del palo stesso.

La punta del palo verrà strumentata mediante una cella di carico costituita da estensimetri elettrici.

In aggiunta, la misura degli spostamenti alla base del palo verrà realizzata con un estensimetro meccanico a base lunga. Esso misurerà le deformazioni relative tra la base e la testa del palo.

L'ancoraggio dello strumento sarà posizionato alla quota degli estensimetri elettrici e la misura sarà riportata in superficie mediante un'asta di acciaio rigida avente coefficiente di dilatazione termica comparabile con quello del calcestruzzo.

Sarà eliminato il contatto con il calcestruzzo circostante mediante una tubazione rigida di acciaio di circa 1" di diametro esterno.

Particolare cura sarà posta nel rendere minimo l'attrito tra asta interna e tubazione esterna utilizzando, ad esempio, distanziali di materiale antifrizione e altri sistemi analoghi, prestando attenzione ad usarne un numero sufficiente, ma non eccessivo.

Occorrerà garantire una perfetta tenuta tra l'ancoraggio ed il tubo esterno al fine di evitare intrusioni di calcestruzzo nell'intercapedine asta-tubo di protezione all'atto del getto.

Come per gli altri tipi di tubazione anche questa sarà portata sino in superficie a fuoriuscire dalla testa del palo a fianco della piastra di ripartizione.

In questo punto verranno installati dei trasduttori di spostamento lineari con fondo scala di circa 20 ÷ 30 mm e precisione dello 0.2% del fondo scala, per la misura in continuo degli spostamenti relativi fra il tubo di protezione (testa del palo) e l'ancoraggio solidale alla base del palo.

La testa di questo strumento andrà adeguatamente protetta contro avverse condizioni atmosferiche, contro urti meccanici accidentali e contro le variazioni di temperatura.

3.6.3.4 METODOLOGIE D'INSTALLAZIONE DEGLI ESTENSIMETRI ELETTRICI

Gli estensimetri andranno fissati alle staffe dell'armatura e saranno dotati di barre di prolunga in acciaio da entrambi i lati non inferiori a 50 cm.

Gli strumenti saranno adeguatamente protetti da possibili urti del tubo getto con rinforzi e protezioni in acciaio da definirsi sul posto.

Tutti i cavi elettrici provenienti dagli estensimetri dovranno essere protetti dal diretto contatto meccanico con i ferri d'armatura.

Normalmente si farà in modo che le tubazioni da inserire nella gabbia siano simmetricamente disposte all'interno della sezione.

L'uscita dei cavi dalla testa del palo non dovrà costituire un ingombro alle operazioni successive.

Le modalità di installazione dei cavi saranno comunicate alla Direzione Lavori.

Preparazione ed esecuzione della prova

Si applicano integralmente le specifiche di cui al § 3.6.2.

3.6.4 Prove di carico laterale

Queste prove dovranno essere effettuate nel caso in cui ai pali di fondazione sia affidato il compito di trasmettere al terreno carichi orizzontali di rilevante entità.

Nella esecuzione delle prove ci si atterrà alle prescrizioni già impartite per le prove di carico assiale (§ 3.6.2) salvo quanto qui di seguito specificato.

Il contrasto sarà di norma ottenuto utilizzando un palo di caratteristiche geometriche analoghe, distante almeno 5 diametri. Il martinetto sarà prolungato mediante una trave di opportuna rigidità. Gli spostamenti saranno misurati su entrambi i pali.

Si utilizzeranno per ciascun palo 2 coppie di comparatori centesimali fissati alla stessa quota; la prima coppia sarà disposta in posizione frontale rispetto alla direzione di carico, la seconda in corrispondenza dell'asse trasversale alla direzione di carico. Per la misura delle deformazioni durante la prova di carico, la Direzione Lavori indicherà i pali nei quali posizionare, prima del getto, dei tubi

inclinometrici.

Si utilizzeranno tubi in alluminio a 4 scanalature, diametro \varnothing 81/76 mm, resi solidali alla gabbia di armatura a mezzo di opportune legature. Le misure saranno effettuate con una sonda inclinometrica perfettamente efficiente, di tipo bi-assiale, previo rilevamento delle tensioni iniziali del tubo-guida. Se richiesto dalla Direzione Lavori anche i pali sottoposti a prove di carico laterale potranno avere sezioni strumentate con estensimetri elettrici a varie profondità.

3.6.5 Prove di controllo sonico

Le prove di controllo sonico consistono in:

- 1) carotaggio sonico
- 2) prove cross-hole.

Si prescrive in generale l'utilizzo di prove cross-hole, a meno di diversa indicazione data dal progettista o dalla Direzione Lavori.

Le prove verranno eseguite non prima di 28 giorni dal termine delle operazioni di getto.

3.6.5.1 CAROTAGGIO SONICO

Descrizione della prova

Il metodo di misura consiste nella esecuzione di un carotaggio nel palo già eseguito e nella registrazione delle modalità di propagazione di un impulso sonico nel calcestruzzo circostante, seguendo un percorso parallelo all'asse del tubo.

La sonda sonica è composta da un elemento emettitore ed uno ricevitore, distanziati normalmente di 0,50 m.

Modalità e frequenze di esecuzione

La sonda viene fatta scorrere all'interno del foro ad intervalli regolari di

profondità, almeno ogni 5 cm; l'elemento emettitore genera un impulso che raggiunge il ricevitore dopo essersi propagato nel calcestruzzo.

Il risultato delle misure è una diagrafica a "densità variabile" che visualizza lo stato di integrità oppure la presenza di anomalie del calcestruzzo.

Questo tipo di prove dovrà essere eseguito quando l'Appaltatore e/o la Direzione Lavori, a seguito di altre prove o riscontri, abbiano fondati dubbi sulla corretta esecuzione ed integrità del palo stesso.

A giudizio della Direzione Lavori, in alternativa alla prova come sopra descritta, si potrà procedere a prove del tipo vibrazionale eseguite dalla testa del palo.

3.6.5.2 PROVE CROSS-HOLE

Descrizione della prova

Le misure di cross-hole (impulso su percorso orizzontale) sonico consistono nella registrazione delle modalità di propagazione di un impulso sonico nel calcestruzzo interposto tra tubi di misura.

Per l'esecuzione della prova è necessario aver predisposto tutti i tubi necessari all'interno del palo prima dell'esecuzione del getto.

Il numero minimo di tubi da predisporre nel palo dipende dal diametro del palo stesso:

- per diametri non superiori a 60 cm, almeno tre tubi, disposti ai vertici di un triangolo;
- per diametri superiori a 60 cm, almeno quattro tubi, disposti ai vertici di un quadrato.

Frequenza e modalità di esecuzione

Prima dell'esecuzione della prova i tubi devono essere riempiti con acqua dolce.

In uno di questi viene introdotta la sonda emettitrice, nell'altro quella ricevente. Le

due sonde vengono contemporaneamente fatte scorrere all'interno dei due tubi; ad intervalli regolari di profondità la sonda emettitrice genera un impulso sonico che raggiunge l'altra sonda dopo aver attraversato il calcestruzzo.

Le misure debbono essere eseguite almeno ogni 10 cm. di avanzamento delle sonde nelle tubazioni predisposte.

Il segnale sonico modula il pennello elettronico di un oscilloscopio la cui traccia sincronizzata sull'istante di emissione, viene fatta traslare della stessa quantità ad ogni emissione di impulso.

L'esito delle prove sarà registrato con strumentazione digitale.

Nel caso si individuassero anomalie, le misure saranno ripetute con le sonde a quote diverse tra loro, al fine di stabilire se l'anomalia riscontrata è dovuta ad un piano di discontinuità oppure è provocata da cavità o inclusioni nel getto di calcestruzzo.

3.6.6 Prove di ammettenza meccanica

Le prove di ammettenza meccanica (transient dynamic response test) costituiscono un metodo rapido di accertamento dell'integrità del palo.

I pali soggetti a prova di carico assiale possono essere sottoposti anche a prova di ammettenza meccanica, su richiesta della Direzione Lavori.

La correlazione dei risultati delle due prove potrà consentire di valutare anche la capacità portante dei pali non soggetti a prova di carico assiale sui quali venga eseguita la prova di ammettenza meccanica.

Modalità di esecuzione

La prova può essere effettuata colpendo la testa del palo con un piccolo martello contenente un trasduttore di forza.

L'eccitazione dinamica deve invece essere ottenuta preferibilmente mediante un

eccitatore a masse eccentriche, in grado di applicare una forza oscillante secondo una sinusoide di frequenza nota, variabile in genere da 20 a 100 Hz.

Il palo deve essere preparato mediante spianamento e regolarizzazione della testa; lo spessore della malta deve essere non superiore a 5 cm.

L'impiego di eccitatore a masse eccentriche determina la necessità di inserire nella testa del palo dei tirafondi di ancoraggio.

I segnali di forza e velocità sono elaborati digitalmente e memorizzati nel posto tramite una centralina di registrazione ed elaborazione dati.

Su un grafico viene registrato l'andamento della curva velocità/forza (ammettenza meccanica) in funzione della frequenza di eccitazione.

La curva ottenuta è funzione del modulo E_c del conglomerato cementizio, della rigidità del terreno laterale di appoggio e della geometria del palo.

3.6.7 Prova di verticalità del palo

I pali dovranno essere eseguiti nel rispetto delle tolleranze definite al § 3.3.4. Oltre al controllo geometrico e di posizionamento del palo, si dovrà verificare anche la sua verticalità.

A questo scopo, uno dei tubi da utilizzarsi nella prova sismica potrà essere sostituito da un tubo guida per la sonda inclinometrica.

Il tubo dovrà essere opportunamente legato con le barre longitudinali di armatura; particolare attenzione dovrà essere posta nel punto di giunzione del tubo, in corrispondenza della zona di sovrapposizione dell'armatura stessa.

L'errore della sonda inclinometrica dovrà essere contenuto entro ± 0.5 mm/m, ovvero circa $\pm 0.03^\circ$.

3.7 REQUISITI SPECIALI

3.7.1 Sicurezza del cantiere

Si devono adottare misure appropriate per proteggere la salute e la sicurezza dei lavoratori e di altre persone presenti in cantiere o nelle sue vicinanze.

I pericoli per la salute e la sicurezza associati all'esecuzione dei pali devono essere valutati in relazione alle condizioni specifiche del cantiere.

3.7.2 Rumore e vibrazioni

Se le persone nelle vicinanze potrebbero essere esposte a rumore e/o vibrazioni, si dovrebbero indicare i livelli previsti di rumore e/o di vibrazioni mediante infissione di prova tramite esperienza confrontabile, quindi valutare l'accettabilità del processo. Ove necessario, si dovrebbe eseguire il monitoraggio durante l'esecuzione dei lavori, per confermare che i livelli siano mantenuti entro i limiti concordati.

3.7.3 Protezione dell'ambiente

Si devono adottare misure per limitare o evitare effetti negativi sull'ambiente.

Si devono considerare i seguenti rischi per l'ambiente:

- movimenti indotti nel terreno;
- inquinamento dell'acqua superficiale;
- inquinamento dell'acqua freatica;
- variazioni inaccettabili nel flusso naturale dell'acqua di falda;
- inquinamento dell'aria;
- inquinamento del terreno;



- rumore.

3.7.4 *Impatto sulle strutture e sui pendii circostanti*

Laddove sono presenti strutture ed installazioni sensibili o pendii instabili in prossimità del sito della possibile sfera di influenza dei lavori di palificazione, la loro condizione dovrebbe essere accuratamente conservata e documentata prima e durante l'esecuzione dei lavori di palificazione.

4 MICROPALI

4.1 GENERALITA'

4.1.1 Definizioni

Per micropali si intendono pali aventi diametro non maggiore di 30 cm, con fusto costituito da malta o pasta di cemento gettata in opera e da idonea armatura di acciaio.

Tali pali, dal punto di vista esecutivo, si suddividono in:

- Micropali cementati mediante iniezioni multiple selettive, ottenuti attrezzando le perforazioni di piccolo diametro con tubi metallici dotati di valvole di non ritorno, e connessi al terreno circostante mediante iniezioni cementizie eseguite a pressione e volumi controllati.
- Micropali a semplice cementazione, realizzati inserendo entro una perforazione di piccolo diametro un'armatura metallica, e connessi al terreno mediante il getto di una malta o di una miscela cementizia. La cementazione può avvenire a semplice gravità o a bassa pressione mediante un circuito a tenuta facente capo a un dispositivo posto a bocca foro; la cementazione dovrà in ogni modo iniziare dal fondo del foro. L'armatura metallica può essere costituita:
 - da un tubo senza saldature;
 - da un profilato metallico della serie UNI a doppio piano di simmetria;
 - da una gabbia di armatura costituita da ferri longitudinali correnti del tipo ad aderenza migliorata e da una staffatura esterna costituita da anelli o spirale continua in tondino ad aderenza migliorata.

4.1.2 Normative di riferimento

L'Appaltatore sarà tenuto all'osservanza di tutte le normative cogenti a livello nazionale in merito ai contenuti delle presenti prescrizioni; a queste si aggiungeranno tutte le norme e le istruzioni tecniche non cogenti che verranno richiamate nei successivi paragrafi.

In particolare dovranno essere rispettate le seguenti normative, compresi gli eventuali aggiornamenti, modifiche ed integrazioni:

- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 17/01/2018.
- Raccomandazioni dell'Associazione Geotecnica Italiana sui pali di fondazione, Dicembre 1984.
- UNI EN 14199:2015 : Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Micropali.

4.2 PRESCRIZIONI ED ONERI GENERALI

Prima di dare inizio ai lavori l'Appaltatore dovrà presentare alla Direzione Lavori una planimetria riportante la posizione di tutti i micropali, inclusi quelli di prova, contrassegnati da un numero progressivo.

Prima dell'inizio dei lavori l'Appaltatore dovrà eseguire il tracciamento dei micropali identificando la posizione sul terreno mediante infissione di appositi picchetti in corrispondenza dell'asse di ciascun palo. Dei testimoni (capisaldi) a cui fare rapidamente riferimento dovranno essere posizionati in modo da non interferire con le normali operazioni di cantiere.

Sarà cura dell'Appaltatore provvedere alle indagini necessarie ad accertare la eventuale presenza di manufatti interrati di qualsiasi natura (cunicoli, tubazioni, cavi, etc.) che possono interferire con i micropali da realizzare o che possano essere danneggiati o comunque arrecare danno durante l'effettuazione dei lavori. Sarà cura dell'Appaltatore provvedere alle eventuali opere di deviazione e/o rimozione di tali ostacoli prima dell'inizio delle operazioni di infissione o



perforazione, salvo diversa indicazione data nello specifico dal presente capitolato.

L'Appaltatore dovrà verificare e fare in modo che il numero, la potenza e la capacità operativa delle attrezzature siano tali da consentire una produttività congruente con i programmi di lavoro previsti. Sarà altresì cura dell'Appaltatore selezionare ed utilizzare le attrezzature più adeguate alle condizioni ambientali, stratigrafiche ed idrogeologiche dei terreni ed alle dimensioni dei micropali.

Sarà cura dell'Appaltatore adottare tutti gli accorgimenti necessari ad attenuare i disturbi alle persone derivanti dalla vibrazione e dai rumori connessi con le attività di scavo.

Sarà cura dell'Appaltatore provvedere all'immediato trasporto a rifiuto di tutti i materiali di risulta provenienti dagli scavi e dalle lavorazioni comunque connesse con l'installazione di micropali.

Nel caso in cui, durante il corso dei lavori, l'Appaltatore ritenga opportuno variare le metodologie esecutive precedentemente approvate, sarà sua cura effettuare le nuove prove tecnologiche preliminari eventualmente necessarie e sottoporle alla Direzione Lavori per accettazione.

Sarà altresì cura dell'Appaltatore evitare che l'installazione dei micropali arrechi danno, per effetto di vibrazione e/o spostamenti di materie, ai micropali adiacenti così come ad opere e manufatti preesistenti.

In fase esecutiva, l'Appaltatore dovrà provvedere a tutti gli accorgimenti o a tutte le opere provvisorie che riterrà necessari ed opportuni per garantire le migliori condizioni di sicurezza ed evitare qualsiasi danno ai fabbricati e/o ai manufatti adiacenti, essendo comunque a carico dell'Appaltatore tutti gli oneri e i costi connessi alla realizzazione ed al progetto di dettaglio di tutte le opere provvisorie. Restano in ogni caso a carico dell'Appaltatore gli oneri conseguenti al ripristino dei danni provocati dalla realizzazione delle opere.

L'Appaltatore non potrà richiedere alcun compenso per il fatto che, a seguito di

prescrizioni di autorità terze competenti, i lavori per la costruzione dei micropali debbano eseguirsi in orario notturno o per fasi, secondo un programma fissato dalla Direzione Lavori.

Sarà cura dell'Appaltatore far eseguire tutti i controlli e le prove (sia preliminari che in corso d'opera) prescritti dal presente Capitolato, così come quelli integrativi richiesti dalla Direzione Lavori, qualora si rendessero necessari per garantire la qualità e le caratteristiche previste dal progetto.

4.3 PRESCRIZIONI TECNICHE PARTICOLARI

4.3.1 *Soggezioni geotecniche ed ambientali*

Le tecniche di perforazione dovranno essere idonee alla natura del terreno attraversato e alle caratteristiche idrogeologiche del sito. In particolare dovranno essere adottati tutti gli accorgimenti atti a evitare il franamento delle pareti del foro, la contaminazione delle armature, l'interruzione e/o l'inglobamento di terreno nella guaina cementizia che solidarizza l'armatura al terreno circostante.

Di norma le perforazioni dovranno essere eseguite in presenza di rivestimento, con circolazione di fluidi di perforazione per l'allontanamento dei detriti e per il raffreddamento dell'utensile. I fluidi di perforazione potranno consistere in:

- acqua;
- fanghi bentonitici;
- schiuma.

La perforazione a secco non è ammessa.

In merito ai limiti delle vibrazioni, l'Appaltatore dovrà assicurare il rispetto delle seguenti norme, oltre a quanto desumibile dallo stato dell'arte, al fine di ridurre danni alle strutture e disturbo ai residenti:

- UNI 9614:2017. Misura delle vibrazioni negli edifici e criteri di valutazione

del disturbo.

- UNI 9916:2014. Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici.

L'Appaltatore dovrà comunicare alla Direzione Lavori i provvedimenti che intende adottare nel caso del superamento dei limiti stessi (indicati all'interno della UNI 9614).

A sua discrezione, la Direzione Lavori potrà, con riferimento a quanto proposto, richiedere che l'Appaltatore provveda ad eseguire un campo prove per l'effettuazione di misure di controllo delle vibrazioni indotte al contorno, con oneri e spese relative a carico del medesimo Appaltatore.

4.3.2 Documentazione preliminare

L'Appaltatore dovrà presentare, con debito anticipo, alla Direzione Lavori una relazione illustrativa delle modalità di esecuzione, dell'organizzazione di cantiere e delle varie fasi operative; tale relazione dovrà in particolare contenere:

- le procedure operative e le modalità di esecuzione delle opere;
- l'elenco e la specifica delle apparecchiature da utilizzare, conformi alle caratteristiche indicate nel presente Capitolato. In generale esse dovranno essere in numero tale da consentire di far fronte rapidamente e senza interruzioni significative delle lavorazioni, ad eventuali inconvenienti tecnici o di altra natura che dovessero verificarsi.
- nel caso che l'esecuzione dei lavori comporti il superamento dei limiti ammissibili per le vibrazioni (§ 4.3.1), una relazione sui provvedimenti che verranno adottati.
- la necessaria documentazione sulla natura del terreno (rilievi stratigrafici) per valutare l'idoneità degli accorgimenti tecnici e delle attrezzature scelte.

- una dichiarazione che certifichi che l'area in cui debbono essere eseguiti i lavori è stata riscontrata priva di impedimenti alla esecuzione degli stessi o in caso contrario una relazione sulle misure e provvedimenti presi.
- le planimetrie riportanti la posizione dei micropali, con la loro numerazione progressiva.
- il programma temporale dei lavori.

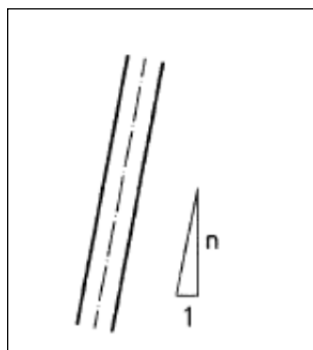
4.3.3 Prove tecnologiche preliminari

La Direzione Lavori, potrà richiedere di verificare l'idoneità delle attrezzature e di modificare le modalità operative, in relazione a particolari condizioni stratigrafiche o all'importanza dell'opera, mediante l'esecuzione di prove tecnologiche preliminari in condizioni il più possibile rappresentative delle opere di progetto; in tal caso potranno essere introdotti anche i rilevamenti ambientali di cui al § 4.3.1 relativi alle vibrazioni indotte dai lavori.

4.3.4 Tolleranze

I micropali dovranno essere realizzati nella posizione e con le dimensioni di progetto, e con le seguenti tolleranze ammissibili, salvo più rigorose limitazioni indicate nel progetto stesso:

- coordinate planimetriche del centro del micropalo: ± 5 cm
- scostamento dell'inclinazione dell'asse teorico:
 - per micropali verticali: + 2% della lunghezza del micropalo;
 - per micropali subverticali ($n > 4$): max 4% della lunghezza del micropalo;
 - per micropali inclinati ($n < 4$): max 6% della lunghezza del micropalo;



- lunghezza: ± 15 cm
- diametro finito: $\pm 5\%$
- quota testa micropalo: ± 5 cm

La sezione dell'armatura non dovrà risultare inferiore a quella di progetto; il diametro dell'utensile di perforazione non dovrà essere inferiore al diametro di perforazione di progetto.

L'Appaltatore dovrà sostituire a sua cura e spese tutti i micropali che risultassero non conformi alle tolleranze stabilite.

4.4 MATERIALI

I materiali dovranno soddisfare le prescrizioni delle normative vigenti di riferimento ed essere conformi al progetto.

Le armature dovranno rispettare oltre al D.M. 17/01/2018, le seguenti norme:

- UNI EN 10080:2005 per armature costituite da barre;
- UNI EN 10210:2016 per armature costituite da tubi;
- EN 10025 per armature costituite da laminati.

4.4.1 Armature

Le armature metalliche dovranno essere di norma costituite da barre ad aderenza migliorata; le armature trasversali dei micropali dovranno essere costituite da

staffe o da una spirale in tondino, esterne ai ferri longitudinali.

Le armature verranno pre-assemblate fuori opera in “gabbie”; i collegamenti dovranno essere ottenuti con doppia legatura in filo di ferro e/o morsetti.

Nel caso di utilizzo di acciaio saldabile ai sensi del D.M. 17/01/2018, si prescrive di ricorrere alla saldatura (puntatura) delle staffe, o dei cerchioni irrigidenti con i ferri longitudinali, al fine di rendere le gabbie d’armatura in grado di sopportare le sollecitazioni di movimentazione. In questo caso verrà richiesta la certificazione di saldabilità degli acciai da parte della ditta fornitrice. Gli elettrodi o i fili utilizzati devono essere di composizione tale da non introdurre fenomeni di fragilità.

Le gabbie di armatura, all'atto della messa in opera, dovranno essere perfettamente pulite ed esenti da ruggine.

Le armature dovranno essere dotate di opportuni distanziatori atti a garantire la centratura nel foro con un copriferro netto minimo di 4 cm rispetto al diametro nominale del foro.

Per i distanziatori non cementizi al fine di garantire la solidarizzazione con la miscela cementizia, è necessario che la loro superficie sia forata per almeno il 25%.

I centratori dovranno essere posti a gruppi di 3-4 regolarmente distribuiti sul perimetro e con spaziatura verticale di 2-3 m.

Nel caso di micropali di profondità eccedente le lunghezze commerciali delle barre, tra una gabbia e la successiva la giunzione potrà avvenire per saldatura delle barre longitudinali corrispondenti nel rispetto di quanto previsto nel D.M. del 17/01/2018.

4.4.2 Armature in acciaio speciale

Le barre dovranno essere in acciaio del tipo ad aderenza migliorata di qualità e

caratteristiche conformi a quanto specificato nel D.M. del 17/01/2018 soprarichiamato.

E' consentito, ove espressamente previsto dai disegni di progetto, l'impiego di barre in acciai speciali e a filettatura continua ad alto limite di snervamento o simili.

Le caratteristiche di tali acciai dovranno essere certificate dal produttore e verificate in conformità al D.M. del 17/01/2018.

4.4.3 Tubi in acciaio

Si dovranno utilizzare tubi aventi caratteristiche geometriche e qualità dell'acciaio conformi a quanto indicato nei disegni di progetto.

I tubi dovranno essere del tipo senza saldature, con giunzioni a mezzo di manicotto filettato dello stesso spessore del tubo e di lunghezza adeguata, da verificare alla flessione in base ai parametri di progetto. Le caratteristiche delle giunzioni (filettatura, lunghezza, sezioni utili) dovranno consentire una trazione ammissibile pari almeno all'80% del carico ammissibile a compressione.

Le valvole di iniezione, ove previste, dovranno essere del tipo a “manchette” costituite cioè da una guarnizione in gomma dello spessore minimo di 3,5 mm, tenuta in sede da due anelli metallici, del diametro di almeno 4 mm solidarizzati al tubo. Nel tubo in corrispondenza di ciascuna valvola dovranno essere praticati almeno due fori di 10 mm di diametro.

Anche le armature tubolari dovranno essere dotate di distanziatori non metallici, per assicurare un copriferro minimo di 4 cm, posizionati di preferenza sui manicotti di giunzione.

Qualora espressamente autorizzato dalla Direzione Lavori è ammesso l'impiego di tubi di produzione non nazionale, di caratteristiche meccaniche equivalenti a quanto prescritto in progetto, purché certificati in conformità a quanto prescritto nel D.M. del 17/01/2018. In particolare per le prove di qualificazione dovrà essere

fatto riferimento a quanto previsto nel D.M. 17/01/2018 e nelle norme richiamate per:

- Materiali da impiegare: Norme UNI EN 10210:2016 Parti 1^a e 2^a; UNI EN 10025; UNI EN ISO 148:2016 Parte 1^a;
- Saldature: Norme UNI EN ISO 2560:2010;
- Bullonature: Norme UNI EN ISO 898-1:2013; UNI EN 14399;
- Collaudi : Norma UNI EN 10024.

Al fine di garantire l'identificazione e la rintracciabilità dei prodotti approvvigionati tutto il materiale avente dimensione quadra o tonda superiore a 60.3 mm dovrà essere marcato, sull'intera lunghezza di ciascun elemento e a intervalli non inferiori a 3.0 m, con i parametri definiti nella Norma UNI EN 10210/1a.

Di ogni partita di materiale consegnato dovranno essere conservate e rese eventualmente disponibili alla Direzione Lavori le bolle di consegna e i certificati di prova.

4.4.4 Profilati in acciaio

Le caratteristiche geometriche e meccaniche dei profilati dovranno essere conformi a quanto prescritto nei disegni di progetto.

Di norma i profilati dovranno essere costituiti da elementi unici. Saranno ammesse giunzioni saldate, realizzate con l'impiego di adeguati fazzoletti laterali, nel caso di lunghezze superiori ai valori degli standard commerciali (12÷14m).

Le saldature dovranno essere dimensionate ed eseguite in conformità alle Norme vigenti in materia.

La Direzione Lavori si riserva la facoltà di richiedere che il saldatore sia in possesso della qualifica.

4.4.5 Vettoresine

Con il termine vetroresina si indica un materiale composito i cui componenti di base sono tessuti in fibre di vetro e/o fibre di vetro o aramidiche, legati fra loro da una matrice di resine termoindurenti opportunamente polimerizzate. Il materiale è fortemente anisotropo e quindi si dovrà tener conto, per il suo corretto impiego, della disposizione delle fibre di rinforzo.

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.

I materiali utilizzati dovranno essere certificati dal produttore.

Ove necessario, le armature dei micropali dovranno essere rese solidali con i successivi getti di fondazione o di contenimento mediante adeguata armatura integrativa e di collegamento.

4.4.6 Malte e miscele cementizie di iniezione

Componenti:

- Cementi. I calcestruzzi saranno conformi a quanto prescritto nei disegni di progetto e nel capitolato relativo alle opere in conglomerato cementizio.
- Inerti. Gli aggregati dovranno essere di norma utilizzati solo per il confezionamento di malte da utilizzare per il getto dei micropali a semplice cementazione. In relazione alle eventuali prescrizioni di progetto l'aggregato dovrà essere costituito da sabbie fini, polveri di quarzo, polveri di calcare, o ceneri volanti. Nel caso di impiego di ceneri volanti si dovrà utilizzare materiale totalmente passante al vaglio di 0.075 mm.
- Acqua di impasto. Si utilizzerà acqua chiara di cantiere, le cui caratteristiche chimico-fisiche dovranno soddisfare i requisiti di norma.

- Additivi. E' ammesso l'impiego di additivi fluidificanti non aeranti. L'impiego di acceleranti potrà essere consentito solo in situazioni particolari. Le schede tecniche dei prodotti commerciali che l'Appaltatore proporrà di usare dovranno essere inviate preventivamente alla Direzione Lavori per l'approvazione.

Preparazione delle malte e delle miscele cementizie

- Dosaggio: il rapporto acqua/cemento dovrà essere inferiore a 0.5.
- La composizione delle miscele cementizie di iniezione, riferita ad 1 mc di prodotto, dovrà essere la seguente (con variazioni fino al 10% in peso):
 - Acqua: 600 kg
 - Cemento: 1200 kg
 - Additivi: 10-20 kg
- La composizione delle malte cementizie di iniezione, riferita ad 1 mc di prodotto, dovrà essere la seguente (con variazioni fino al 10% in peso):
 - Acqua: 300 kg
 - Cemento: 600 kg
 - Additivi: 5-10 kg
 - Inerti 1100-1300 kg
 - Si deve prevedere un efficace miscelazione dei componenti atta a ridurre la porosità dell'impasto.
- Impianti di preparazione: le miscele dovranno essere confezionate utilizzando impianti a funzionamento automatico o semiautomatico, costituiti dalle seguenti attrezzature:
 - bilance elettroniche per componenti solidi;
 - vasca volumetrica per acqua o contaltri digitale o flussometro ad alta

precisione;

- mescolatore primario a elevata turbolenza (min. 1500 giri/min);
- vasca di agitazione secondaria e dosatori volumetrici, per le miscele cementizie;
- mixer per le malte.

Almeno 15 giorni prima dell'inizio dei lavori l'Appaltatore dovrà presentare alla Direzione Lavori, per l'approvazione, lo studio delle miscele di iniezione.

La frequenza media delle prove di controllo dei parametri suddetti sarà una ogni 10 micropali eseguiti e/o giorno di lavoro.

4.5 MODALITA' ESECUTIVE

4.5.1 *Micropali a iniezioni multiple selettive*

4.5.1.1 PERFORAZIONE

La perforazione dovrà essere eseguita con modalità e utensili tali da consentire la regolarità delle successive operazioni di getto e minimizzando il disturbo del terreno nell'intorno del foro.

Per la circolazione del fluido di perforazione dovranno essere utilizzate pompe a pistoni con portate e pressioni adeguate. Di norma i valori minimi dovranno essere di 200 l/min e 2,5 MPa, rispettivamente.

Nel caso di perforazione a roto-percussione con martello a fondo-foro si dovranno utilizzare compressori di adeguata potenza; le caratteristiche minime richieste sono:

- portata maggiore di 10 m³/min
- pressione non inferiore a 0,8 MPa

4.5.1.2 ALLESTIMENTO DEL MICROPALO

Al termine della perforazione il foro dovrà essere accuratamente sgombrato dai detriti mediante il fluido di circolazione o l'utensile asportatore, senza operare con l'utensile disagregatore.

L'ordine di esecuzione dei micropali nell'ambito di ciascun gruppo dovrà essere stabilito in modo tale da evitare tassativamente l'interferenza delle perforazioni con le operazioni di iniezione.

Si provvederà quindi a inserire l'armatura tubolare valvolata (qualora prevista), munita di centratori, fino a raggiungere la profondità di progetto.

Sono preferibili i centratori non metallici.

Il tubo dovrà essere prolungato fino a fuoriuscire a bocca foro per un tratto adeguato a consentire le successive operazioni di iniezione.

Di norma si dovrà procedere immediatamente alla cementazione del micropalo (guaina cementizia); la posa in opera delle armature di frettaggio, ove previste, dovrà essere eseguita successivamente all'iniezione.

4.5.1.3 INIEZIONE

La solidarizzazione dell'armatura al terreno dovrà essere eseguita in due o più fasi come di seguito specificato. Si dovrà utilizzare una miscela cementizia conforme a quanto richiesto nel presente C.S.A..

Formazione della guaina

Non appena completata la posa in opera del tubo valvolato di armatura, si provvederà immediatamente alla formazione della guaina cementizia, iniettando attraverso la valvola più profonda un quantitativo di miscela sufficiente a riempire l'intercapedine tra le pareti del foro e l'armatura tubolare;

In caso contrario la perforatrice dovrà restare in posizione fino alla successiva ripresa del lavoro.

Contemporaneamente si procederà alla estrazione dei rivestimenti provvisori, quando utilizzati, e si effettueranno i necessari rabbocchi di miscela cementizia.

Completata l'iniezione di guaina si provvederà a lavare con acqua il cavo interno del tubo di armatura.

Iniezioni selettive a pressioni e volumi controllati

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

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

La massima pressione di apertura delle valvole non dovrà superare il limite di 6 MPa; in caso contrario la valvola dovrà essere abbandonata.

Ottenuta l'apertura della valvola, si dovrà iniziare l'iniezione in pressione fino a ottenere i valori dei volumi di assorbimento e di pressione prescritti in progetto.

Per pressione di iniezione si intende il valore minimo che si stabilisce all'interno del circuito.

L'iniezione dovrà essere eseguita utilizzando portate non superiori a 30 l/min, e comunque con valori che, in relazione alla effettiva pressione di impiego, siano tali da evitare fenomeni di fratturazione idraulica del terreno (claquage).

I volumi di iniezione dovranno essere di norma non inferiori a tre volte il volume teorico del foro, e comunque conformi alle prescrizioni di progetto. Nel caso in cui l'iniezione del previsto volume non comporti il raggiungimento della prescritta pressione di rifiuto, oppure la pressione residua misurata a bocca foro non abbia superato 0,7 MPa, la valvola dovrà essere nuovamente iniettata, trascorso un periodo di 12 ÷ 24 ore.

Fino a quando le operazioni di iniezione non saranno concluse, al termine di ogni fase occorrerà procedere al lavaggio interno del tubo d'armatura.

Caratteristiche degli iniettori

Per eseguire l'iniezione si utilizzeranno delle pompe oleodinamiche a pistoncini, a bassa velocit , aventi le seguenti caratteristiche minime:

- pressione massima di iniezione: 10 MPa
- portata massima: 2 m³/ora
- n  massimo di pistonate/minuto: 60

Le caratteristiche delle attrezzature utilizzate dovranno essere comunicate alla Direzione Lavori.

4.5.1.4 CONTROLLI E DOCUMENTAZIONE

Per ogni micropalo eseguito l'Appaltatore dovr  fornire una scheda contenente le seguenti indicazioni:

- n  del micropalo e data di esecuzione (con riferimento a una planimetria)
- lunghezza della perforazione
- modalit  di esecuzione della perforazione: (utensile, fluido, rivestimenti)
- caratteristiche dell'armatura
- volume dell'iniezione di guaina
- tabelle delle iniezioni selettive indicanti per ogni valvola e per ogni fase:
 - data
 - pressioni di apertura
 - volumi di assorbimento
 - pressioni raggiunte
 - caratteristiche della miscela utilizzata:
 - composizione



- viscosità Marsh della miscela cementizia e decantazione
- massa volumica della miscela cementizia
- dati di identificazione dei campioni prelevati per le successive prove di resistenza a compressione a monoassiale;
- risultati delle determinazioni della massa volumica, della decantazione e della resistenza a compressione.

Questi ultimi tre valori dovranno essere confrontati con i valori misurati nel corso delle prove di qualificazione delle miscele di cui al precedente punto.

4.5.2 Micropali a semplice cementazione

4.5.2.1 PERFORAZIONE

La perforazione dovrà essere eseguita secondo indicazioni di cui al punto 4.5.1 a).

4.5.2.2 ALLESTIMENTO DEL MICROPALO

Completata la perforazione e rimossi i detriti, l'Appaltatore dovrà inserire entro il foro l'armatura conforme ai disegni di progetto, in accordo alle prescrizioni di cui al punto 4.5.1 b).

4.5.2.3 CEMENTAZIONE CON RIEMPIMENTO A GRAVITÀ

Il riempimento del foro, dopo la posa delle armature, dovrà avvenire tramite un tubo di alimentazione posizionato a 10÷15 cm dal fondo, collegato alla pompa di mandata o agli iniettori.

Nel caso si adotti una miscela contenente aggregati sabbiosi, il tubo convogliatore dovrà essere dotato superiormente di un imbuto o tramoggia di carico.

Si potrà anche procedere al getto attraverso l'armatura, se tubolare e di diametro interno maggiore di 80 mm.

Nel caso di miscela cementizia pura, senza aggregati, si potrà usare per il getto

l'armatura tubolare solo se il diametro interno sarà inferiore a 80 mm; in caso diverso si dovrà ricorrere a un tubo di convogliamento separato.

Il riempimento dovrà essere proseguito fino a che la malta immessa risalga in superficie senza inclusioni. Si dovrà accertare la necessità o meno di effettuare rabbocchi, da eseguire sempre tramite il tubo di convogliamento.

4.5.2.4 CEMENTAZIONE CON RIEMPIMENTO A BASSA PRESSIONE

Il foro dovrà essere interamente rivestito; il getto della malta o della miscela dovrà avvenire in un primo momento, entro il rivestimento provvisorio, tramite un tubo di convogliamento come descritto punto c1) precedente.

Successivamente si dovrà applicare al rivestimento una idonea testa a tenuta alla quale si invierà aria in pressione (0.5 ÷ 0.6 MPa) contestualmente al sollevamento graduale del rivestimento fino alla sua prima giunzione.

Dovrà essere smontata quindi la sezione superiore del rivestimento e applicata la testa a tenuta al tratto residuo di rivestimento, previo rabboccamento dall'alto per riportare a livello la malta.

Si dovrà procedere analogamente per le sezioni successive fino a completare l'estrazione del rivestimento.

In relazione alla natura del terreno potrà essere sconsigliabile applicare la pressione d'aria agli ultimi 5÷6 m di rivestimento da estrarre, per evitare la fratturazione idraulica degli strati superficiali.

4.5.2.5 CONTROLLI E DOCUMENTAZIONE

La profondità dei perfori, da valutare rispetto alla quota del sottopinto o della trave di coronamento nel caso di paratie, dovrà essere misurata in doppio modo:

- in base alla lunghezza delle aste di perforazione nel foro al termine della perforazione, con l'utensile appoggiato sul fondo;

- in base alla lunghezza dell'armatura.

La differenza fra le due misure dovrà risultare minore di 0,10 m; in caso contrario si dovrà procedere alla pulizia del fondo del foro, asportando i detriti accumulati, dopo aver estratto l'armatura.

La massa delle armature dovrà essere determinata:

- nel caso di armature in barre ad aderenza migliorata, in base alla massa teorica corrispondente ai vari diametri nominali, alla lunghezza di progetto alla massa unitaria secondo le tabelle UNI EN 10080:2005;
- nel caso di armature a tubo di acciaio, in base alla massa effettiva dei tubi posti in opera.

Durante l'iniezione dovrà essere prelevato un campione di miscela per ogni micropalo sul quale si determinerà la massa volumica, la viscosità Marsh e la decantazione.

La massa volumica dovrà risultare pari ad almeno il 98% di quella teorica. Nelle prove di decantazione, l'acqua essudata fino al momento dell'indurimento non dovrà superare lo 0,2% in volume.

Con il campione di miscela verranno inoltre confezionati cubetti di 7 o 10 cm di lato, da sottoporre a prove di resistenza a compressione semplice con frequenza di almeno una prova per ogni 10 micropali o frazione iniettati nella stessa giornata.

La resistenza dovrà essere conforme a quanto stabilito al precedente punto 2.1.5.b2).

Le modalità di prova dovranno essere conformi alle normative vigenti e alle eventuali richieste aggiuntive della Direzione Lavori.

Per ogni micropalo eseguito l'Appaltatore dovrà fornire una scheda contenente le seguenti indicazioni:

- n° del micropalo e data di esecuzione (con riferimento a una planimetria)
- lunghezza della perforazione
- modalità di esecuzione della perforazione (utensile, fluido, rivestimenti)
- caratteristiche dell'armatura
- volume della miscela o della malta
- caratteristiche della miscela o della malta
- risultati delle determinazioni della massa volumica, della decantazione e della resistenza a compressione semplice.

4.6 PROVE DI CARICO

4.6.1 Generalità

Nei paragrafi che seguono vengono fornite le indicazioni tecniche generali per l'esecuzione di prove di carico su micropali.

Le prove di carico hanno principalmente lo scopo di:

- accertare eventuali deficienze esecutive nel micropalo;
- verificare i margini di sicurezza disponibili nei confronti della rottura del sistema micropalo-terreno;
- valutare le caratteristiche di deformabilità del sistema micropalo-terreno.

4.6.1.1 DEFINIZIONI

Si definiscono:

- prove di collaudo (prove non distruttive) le prove effettuate sui micropali facenti parte della fondazione, dei quali non bisogna compromettere l'integrità; il carico massimo da raggiungere nel corso della prova (P_{max}) è in

generale pari a 1,5 volte il carico di esercizio (P_{es});

- prove a carico limite (prove distruttive) le prove effettuate sui micropali appositamente predisposti all'esterno della palificata, spinte fino a carichi di rottura del sistema micropalo-terreno o prossimi ad essa; il carico massimo da raggiungere nel corso della prova (P_{max}) è in generale pari al carico limite così come valutato secondo i metodi convenzionali a monte dell'impiego dei coefficienti riduttivi previsti dalla normativa vigente.

4.6.1.2 NORMATIVE E SPECIFICHE DI RIFERIMENTO

Valgono le Norme già richiamate al punto 4.1.2, ed inoltre: ASTM D1 143-81, "Standard Test Method for Piles under Static Axial Compressive Load".

4.6.1.3 NUMERO E UBICAZIONE DEI MICROPALI DI PROVA

Il numero e l'ubicazione dei micropali da sottoporre a prova di carico devono essere stabiliti in funzione dell'importanza dell'opera, dell'affidabilità, in termini quantitativi, dei dati geotecnici disponibili e del grado di omogeneità del terreno.

Il numero e l'ubicazione dei micropali di prova sono di regola definiti dal progettista nelle tavole del progetto esecutivo; se non riportati su queste tavole, tali indicazioni possono essere definite dall'Appaltatore, e comunque sotto approvazione della Direzione Lavori. In ogni caso devono essere rispettati i seguenti quantitativi minimi.

Prova	Micropali da testare
Prova a carico limite	1 per ogni diametro di palo e per terreni equivalenti dal punto di vista geotecnico.
Prova di collaudo	2% dei micropali con un minimo di 2 micropali per opera; comunque almeno 1 per ogni diametro di palo e per terreni equivalenti dal punto di vista geotecnico

In particolare, l'Appaltatore al termine dell'esecuzione delle fondazioni proporrà i micropali da sottoporre a prove di carico. La Direzione Lavori, tenendo soprattutto conto dell'omogeneità dei terreni in cui è installato il lotto di micropali e dei risultati delle prove a carico limite eseguite per micropali dello stesso diametro, potrà accettare o modificare la scelta dei micropali da sottoporre a prova di carico.

Le caratteristiche dei micropali di prova (lunghezza, diametro, modalità esecutive, caratteristiche dei materiali, ecc.) dovranno essere del tutto simili a quelle dei pali dimensionati in fase di progetto. I terreni in cui questi dovranno essere eseguiti saranno limitrofi all'area di progetto e comunque tali da identificarsi il più possibile con le caratteristiche di quelli presenti nell'area di progetto.

4.6.2 Prove di carico assiale

4.6.2.1 DEFINIZIONE DEI CARICHI DI PROVA

I carichi di prova saranno definiti di volta in volta dal progettista, in relazione alle finalità della prova stessa.

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

- $P_{prova} = 1.5 P_{esercizio}$ per prove di collaudo
- $P_{prova} = P_{lim}$ per prove a carico limite

ove con P_{lim} si indica quel valore di carico per il quale si raggiunge la condizione di rottura dell'insieme palo terreno (§ 4.6.2.6). In generale la prova deve essere eseguita fino ad un carico pari al carico limite così come valutato a monte dell'impiego dei coefficienti riduttivi previsti dalla normativa vigente.

4.6.2.2 DISPOSITIVI PER L'APPLICAZIONE E PER LA MISURA DEL CARICO

Il carico sarà applicato mediante uno o più martinetti idraulici, con corsa = 200 mm, posizionati in modo da essere perfettamente centrati rispetto all'asse del micropalo.

I martinetti saranno azionati da una pompa idraulica esterna. Martinetti e manometro della pompa saranno corredati da un certificato di taratura recente (<3mesi).

Nel caso di impiego di più martinetti occorre che:

- i martinetti siano uguali;
- l'alimentazione del circuito idraulico sia unica.

La reazione di contrasto sarà di norma ottenuta tramite una zavorra la cui massa M dovrà essere non inferiore alla massa equivalente al massimo carico di prova, incrementata del 20%.

La zavorra sarà sostenuta con una struttura costituita da una trave metallica di adeguata rigidità sui cui estradosso, tramite una serie di traversi di ripartizione, vanno posizionati blocchi di cls o roccia.

In alternativa la zavorra potrà essere sostituita con:

- micropali di contrasto, dimensionati a trazione (non facenti parte di alcuna palificata definitiva);
- tiranti di ancoraggio collegati ad un dispositivo di contrasto.

In questi casi si avrà cura di ubicare i micropali o i bulbi di ancoraggio dei tiranti a sufficiente distanza dal micropalo di prova (minimo 5 diametri).

L'Appaltatore, nel caso di prove di carico con micropali di contrasto, dovrà redigere un progetto dettagliato delle prove di carico indicando numero, interassi, dimensioni, e lunghezza dei micropali.

E' ammessa l'esecuzione di prove di carico a compressione mediante contrasto su micropali laterali, a condizione che:

- le armature tubolari e le eventuali giunzioni filettate dei micropali di contrasto siano in grado di resistere ai conseguenti sforzi di trazione;

- la terna di micropali sia adiacente sullo stesso piano verticale o inclinato.

Nel caso di micropali inclinati, dovranno essere adottati tutti gli accorgimenti atti ad evitare l'insorgere di carichi orizzontali e/o momenti flettenti dovuti ad eccentricità, che potrebbero influenzare i risultati della prova.

I risultati forniti dai micropali di contrasto potranno essere utilizzati quali valori relativi a prove di carico a trazione, se i carichi applicati rispettano le indicazioni di cui al § 4.6.2.1.

Qualora sia richiesto l'uso di una centralina oleodinamica preposta a fornire al/ai martinetti la pressione necessaria, questa dovrà essere di tipo sufficientemente automatizzato per poter impostare il carico con la velocità richiesta, variarla in caso di necessità e mantenere costante il carico durante le soste programmate. Per misurare il carico applicato alla testa del micropalo si interporrà tra il martinetto di spinta ed il micropalo una cella di carico del tipo ad estensimetri elettrici con opportuno fondo scala.

Nel caso non fosse disponibile tale tipo di cella, il carico imposto al micropalo verrà determinato in base alla pressione fornita ai martinetti misurata con un manometro oppure, dove previsto, misurata con continuità da un trasduttore di pressione collegato al sistema di acquisizione automatico e, in parallelo, con un manometro.

Il manometro ed il trasduttore di pressione, se utilizzati, dovranno essere corredati da un rapporto di taratura rilasciato da non più di 3 mesi da un laboratorio ufficiale.

Lo strumento di misura dovrà avere fondo scala e precisione adeguati e non inferiore al 5% del carico applicato per i manometri e del 2% per le celle di carico.

Se viene impiegato soltanto il manometro, il relativo quadrante dovrà avere una scala adeguata alla precisione richiesta.

E' raccomandato l'inserimento di un dispositivo automatico in grado di mantenere

costante (± 20 kN) il carico applicato sul micropalo, per tutta la durata di un gradino di carico ed indipendentemente dagli abbassamenti della testa del micropalo.

4.6.2.3 DISPOSITIVI PER LA MISURA DEI CEDIMENTI

Saranno utilizzati tre comparatori centesimali, con corsa massima non inferiore a 50 mm, disposti a circa 120° intorno all'insieme micropalo-terreno.

Il sistema di riferimento sarà costituito da una coppia di profilati metallici poggianti su picchetti infissi al terreno ad una distanza di almeno 3 diametri dal micropalo.

Il sistema sarà protetto dall'irraggiamento solare mediante un telo sostenuto con un traliccio di tubi innocenti.

Preliminarmente all'esecuzione delle prove saranno eseguiti cicli di misure allo scopo di determinare l'influenza delle variazioni termiche e/o di eventuali altre cause di disturbo.

Dette misure, compreso anche il rilievo della temperatura, saranno effettuate per un periodo di 24 ore con frequenze di 2 ore circa.

4.6.2.4 PREPARAZIONE DEI MICROPALI DA SOTTOPORRE A PROVA

I micropali prescelti saranno preparati mettendo a nudo il fusto per un tratto di circa 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 tre staffe metalliche a 120°, per il posizionamento dei micrometri. Si provvederà quindi a fissare sulla testa del micropalo una piastra metallica di geometria adeguata ad ospitare il martinetto, ed a trasferire il carico sul micropalo.

4.6.2.5 REALIZZAZIONE DEL CONTRASTO

La zavorra sarà messa a dimora dopo avere posizionato la trave di sostegno su due

appoggi laterali, posti a circa 3 metri dall'asse del micropalo.

L'altezza dei due appoggi deve essere sufficiente a consentire il posizionamento dei martinetti e dei relativi centratori e del sistema di riferimento per la misura dei cedimenti.

Tra i martinetti 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 o struttura di contrasto farà capo ad una coppia di micropali posti lateralmente al micropalo da sottoporre a prova di compressione.

4.6.2.6 PROGRAMMA DI CARICO

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

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

1° Ciclo

- Applicazione di “n” ($n \geq 4$) gradini di carico successivi, di entità pari a δP , fino a raggiungere il carico P_{es}
- 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 è considerato stabilizzato se, a parità di carico, è soddisfatta la condizione tra due misure successive ($t = 15'$):

$$\delta s \leq 0.025 \text{ mm.}$$

- Per il livello corrispondente a P_{es} il carico viene mantenuto per un tempo minimo di 4 ore; quindi si procede allo scarico mediante almeno 4 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: $t=30'$, $t=45'$, $t=60'$.

2° Ciclo

- Applicazione rapida di un carico di entità $1/3 P_{es}$
- Lettura del cedimento a $t=0'$, $1'$, $2'$, $4'$, $8'$, $15'$.
- Scarico rapido e letture a $t= 0'$ e $5'$.
- Applicazione rapida di un carico di entità $2/3 P_{es}$
- Lettura del cedimento a $t=0'$, $1'$, $2'$, $4'$, $8'$, $15'$.
- Scarico rapido e letture a $t= 0'$ e $5'$.
- Applicazione rapida di un carico di entità P_{es}
- Lettura del cedimento a $t=0'$, $1'$, $2'$, $4'$, $8'$, $15'$.
- Scarico rapido e letture a $t= 0'$, $5'$, $10'$, $15'$, $30'$.

3° Ciclo

- Applicazione di “m” ($m \geq 9$) gradini di carico δP fino a raggiungere il carico P_{prova} (vedere § 4.6.2.1).
- In corrispondenza di ogni livello di carico si eseguiranno misure di cedimento con la stessa frequenza e limitazioni di cui al 1° Ciclo.
- Il carico P_{prova} quando è minore di P_{lim} , sarà mantenuto per un tempo minimo di 4 ore; quindi il micropalo sarà scaricato mediante almeno 3 gradini (di entità $3 \delta P$) con misure a:
 - $t=0$
 - $t = 5'$
 - $t=10'$
 - $t=15'$
 - A scarico ultimato si eseguiranno misure fino a $t = 60'$; una lettura finale sarà effettuata 12 ore dopo che il micropalo è stato completamente scaricato.
- Nel caso di prove a carico limite, si considererà raggiunto il carico limite P_{lim} , e conseguentemente si interromperà la prova, allorquando risulti verificata una delle seguenti condizioni:
 - cedimento (P_{lim}) ≥ 2 cedimento ($P_{lim} - \delta P$)
 - cedimento (P_{lim}) ≥ 0.10 diametri + s_{el} . Ove s_{el} è cedimento elastico del micropalo
- In ogni caso, il carico limite deve essere almeno pari alla capacità portante ultima del palo così come valutata secondo i metodi convenzionali a monte dell'impiego dei coefficienti riduttivi previsti dalla normativa vigente.

4.6.2.7 DOCUMENTAZIONE DELLE PROVE

Le misure dei cedimenti saranno registrate utilizzando moduli contenenti:

- il n° del micropalo con riferimento ad una planimetria;
- l'orario di ogni singola operazione;
- la temperatura;
- il carico applicato;
- il tempo progressivo di applicazione del carico;
- le corrispondenti misure di ogni comparatore;
- i relativi valori medi;
- le note ed osservazioni.

Le tabelle complete delle letture tempo-carico-cedimento costituiranno il verbale della prova.

Le date e il programma delle prove dovranno essere altresì comunicati alla Direzione Lavori con almeno 7 giorni di anticipo sulle date di inizio.

La documentazione fornita dall'esecutore della prova dovrà comprendere i seguenti dati:

- tabelle complete delle letture tempo-carico-cedimento che le indicazioni singole dei comparatori e la loro media aritmetica; ^(*)
- diagrammi carichi-cedimenti finali per ciascun comparatore e per il valore medio; diagrammi carichi-cedimenti (a carico costante) per ciascun

^(*) Sono richieste anche le fotocopie chiaramente leggibili della documentazione originale di cantiere

(“verbale”).

comparatore e per il valore medio;

- numero di identificazione e caratteristiche nominali del micropalo (lunghezza, diametro);
- stratigrafia del terreno rilevata durante la perforazione (micropali trivellati);
- geometria della prova (dispositivo di contrasto, travi portamicrometri, etc.);
- disposizione, caratteristiche e certificati di taratura della strumentazione;
- scheda tecnica del micropalo, preparata all'atto dell'esecuzione.
- relazione tecnica riportante l'elaborazione dei dati e l'interpretazione della prova medesima nonché l'individuazione del carico limite con il metodo dell'inverse pendenze.

5 ANCORAGGI

5.1 GENERALITA'

Gli ancoraggi sono identificati dalle seguenti tipologie esecutive:

- tiranti di ancoraggio;
- barre di ancoraggio e bulloni;
- chiodi.

5.1.1 Definizioni

5.1.1.1 TIRANTI DI 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).

Nelle strutture di ancoraggio che lavorano totalmente o prevalentemente a trazione si distinguono gli elementi riportati nel seguito.

a) Testata

È il dispositivo di ripartizione delle sollecitazioni di ancoraggio sulla opera ancorata; è normalmente costituita da una piastra metallica di adeguate dimensioni, dotata di fori passanti per ospitare le armature, con i relativi dispositivi di bloccaggio, ed il condotto di iniezione.

b) Armatura

È l'elemento destinato a trasmettere le sollecitazioni dalle testate al terreno o alla roccia; è costituita da trefoli o barre, a seconda del tipo di ancoraggio.

c) Tratto libero

È la parte di armatura che non è solidarizzata al terreno o alla roccia, la cui lunghezza caratterizza la deformabilità dell'ancoraggio.

d) Fondazione (Bulbo di ancoraggio)

È il tratto di armatura che viene solidarizzato al terreno o alla roccia e trasferisce le sollecitazioni per attrito.

Il dispositivo di ancoraggio del tratto di fondazione al terreno può avvenire per:

- cementazione: può essere ulteriormente distinto in relazione alla forma del foro di alloggiamento (cilindrico, con una o più espansioni, ecc.), al tipo di legante (cementi semplici o additivati, resine, ecc.), alla modalità di iniezione dei leganti (in una o più fasi successive);
- espansione meccanica (utilizzato solo per i tiranti provvisori).

e) Canna di iniezione

È costituito da un tubo generalmente in PVC, dotato o meno di valvole a manichette, che viene collegato al circuito di iniezione per la solidarizzazione dell'ancoraggio al terreno o alla roccia. Nei tiranti di ancoraggio fra il tratto libero e la fondazione è di norma interposto un dispositivo di separazione, chiamato sacco otturatore, tenuto in sede da due tamponi posti alle estremità. La funzione del sacco otturatore è di bloccare le eventuali fughe di miscela cementizia attraverso il tratto libero; esso dunque è particolarmente necessario nei tiranti aventi inclinazione prossima all'orizzontale.

Nei tiranti definitivi sono presenti dispositivi atti a realizzare la protezione delle armature anche in corrispondenza del tratto di fondazione. Questo dispositivo è in genere costituito da una guaina in PVC corrugata, dotata di centratori esterni, connessa tramite giunzioni a tenuta all'ogiva o puntale terminale, ed al tampone del sacco otturatore. Un condotto di iniezione, dotato di sfiato, consente di eseguire il riempimento a volume controllato dell'interno di questa guaina (bulbo interno). Nel caso di tiranti a iniezioni selettive, la guaina grecata è collegata alla

canna di iniezione e reca incorporate delle valvole a manchettes.

In relazione alle modalità di sollecitazione, i tiranti di ancoraggio 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 durata di esercizio, i tiranti vengono distinti in:

- tiranti provvisori, la cui funzione deve essere espletata per un periodo di tempo limitato non oltre i 2 anni;
- tiranti permanenti, la cui funzione deve essere espletata per un periodo di tempo commisurato alla vita utile dell'opera ancorata (maggiore di 2anni).

In relazione allo stato di tensione iniziale, i tiranti di ancoraggio vengono distinti in:

- presollecitati: tiranti nella cui armatura viene indotta una forza di tesatura N_i superiore a quella teorica di utilizzazione N_q ($N_i > N_q$);
- parzialmente presollecitati: tiranti nella cui armatura viene indotta una forza di tesatura non superiore a quella teorica di utilizzazione ($N_i \leq N_q$);
- non presollecitati: tiranti nella cui armatura non viene indotta alcuna forza di tesatura ($N_i = 0$).

In relazione alla possibilità di controllo delle variazioni di tensione, i tiranti di ancoraggio vengono distinti in:

- normali: tiranti in cui, al termine della fase detta iniziale, di durata da stabilire di volta in volta in sede di progetto, viene fissata la forza di tesatura, e viene esclusa la possibilità di ripresa della tesatura;

- ritensionabili: tiranti per i quali esiste, anche dopo la fase iniziale, la possibilità di misurare e modificare, sia in aumento che in diminuzione, la forza nell'armatura.

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

Tutti i tiranti, sia di tipo attivo che passivo, dovranno rispondere ai requisiti di identificazione, qualificazione, accettazione e certificazione di cui al §11.1 delle vigenti N.T.C. - D.M. 17/01/2018. Inoltre per i tiranti di tipo attivo, ai fini della qualificazione mediante Certificazione di Valutazione Tecnica (Idoneità Tecnica del sistema tirante), devono rispondere a quanto disposto nella *“Linea Guida per il rilascio della certificazione di idoneità tecnica all'impiego dei tiranti per uso geotecnico di tipo attivo”* approvata dal C.S.LL.PP.

5.1.1.2 BULLONI DI ANCORAGGIO

Si tratta di elementi strutturali che, in esercizio, sono sollecitati a trazione, e che sono in grado di assorbire anche eventuali sollecitazioni taglienti. Si tratta quindi di tiranti particolari, i cui elementi caratteristici sono:

- armatura costituita da una singola barra;
- lunghezza in genere limitata (non superiore a 12m);
- impiego prevalente in roccia;
- 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). I bulloni sono generalmente caratterizzati dalla peculiarità di possedere dispositivi di ancoraggio ad espansione meccanica.

I bulloni d'ancoraggio sono caratterizzati dall'assenza di guaine, da una lunghezza

generalmente non superiore a 12 m, e 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.

5.1.1.3 CHIODI

Si tratta di ancoraggi tipicamente passivi, costituiti da elementi strutturali operanti in un dominio di taglio e trazione conseguente ad una deformazione da taglio.

I chiodi sono quindi 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.

I chiodi sono di norma costituiti da elementi di acciaio od altri idonei materiali (ad esempio, vetroresina, fibre di carbonio o similari).

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

5.1.2 Normative di riferimento

L'Appaltatore sarà tenuto all'osservanza di tutte le normative cogenti a livello nazionale in merito ai contenuti delle presenti prescrizioni; a queste si aggiungeranno tutte le norme e le istruzioni tecniche non cogenti che verranno

richiamate nei successivi paragrafi.

In aggiunta dovranno essere rispettate le seguenti normative e prescrizioni, compresi gli eventuali aggiornamenti, modifiche ed integrazioni:

- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 17/01/2018.
- “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”. Associazione Geotecnica Italiana, giugno 1977.
- Raccomandazioni AICAP “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”, 2012.
- UNI EN 1537: 2013. Esecuzione di lavori geotecnica speciali – Tiranti di ancoraggio.
- UNI EN 1997-1:2013. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.

5.2 PRESCRIZIONI ED ONERI GENERALI

Prima di dare inizio ai lavori l'Appaltatore dovrà presentare alla Direzione Lavori una planimetria riportante la posizione di tutti gli ancoraggi, incluse quelli di prova, contrassegnati da un numero progressivo.

Prima dell'inizio dei lavori l'Appaltatore dovrà eseguire il tracciamento degli ancoraggi identificando la posizione sul terreno mediante infissione di appositi picchetti in corrispondenza dell'asse di ciascuno di essi. Dei testimoni (capisaldi) a cui fare rapidamente riferimento dovranno essere posizionati in modo da non interferire con le normali operazioni di cantiere.

Sarà cura dell'Appaltatore provvedere alle indagini necessarie ad accertare la eventuale presenza di manufatti interrati di qualsiasi natura (cunicoli, tubazioni, cavi, etc.) che possono interferire con gli ancoraggi da realizzare o che possano essere danneggiati o comunque arrecare danno durante l'effettuazione dei lavori. Sarà cura dell'Appaltatore provvedere alle eventuali opere di deviazione e/o rimozione di tali ostacoli prima dell'inizio delle operazioni di perforazione, salvo

diversa indicazione data nello specifico dal presente capitolato.

L'Appaltatore dovrà verificare e fare in modo che il numero, la potenza e la capacità operativa delle attrezzature siano tali da consentire una produttività congruente con i programmi di lavoro previsti. Sarà altresì cura dell'Appaltatore selezionare ed utilizzare le attrezzature più adeguate alle condizioni ambientali, stratigrafiche ed idrogeologiche dei terreni ed alle dimensioni dei micropali.

Sarà cura dell'Appaltatore adottare tutti gli accorgimenti necessari ad attenuare i disturbi alle persone derivanti dalla vibrazione e dai rumori connessi con le attività di scavo.

Sarà cura dell'Appaltatore provvedere all'immediato trasporto a rifiuto di tutti i materiali di risulta provenienti dagli scavi e dalle lavorazioni comunque connesse con l'esecuzione degli ancoraggi.

Nel caso in cui, durante il corso dei lavori, l'Appaltatore ritenga opportuno variare le metodologie esecutive precedentemente approvate, sarà sua cura effettuare le nuove prove tecnologiche preliminari eventualmente necessarie e sottoporle alla Direzione Lavori per accettazione.

Sarà altresì cura dell'Appaltatore evitare che l'esecuzione degli ancoraggi arrechi danno, per effetto di vibrazione e/o spostamenti di materie, a quelle adiacenti così come ad opere e manufatti preesistenti.

In fase esecutiva, l'Appaltatore dovrà provvedere a tutti gli accorgimenti o a tutte le opere provvisorie che riterrà necessari ed opportuni per garantire le migliori condizioni di sicurezza ed evitare qualsiasi danno ai fabbricati e/o ai manufatti adiacenti, essendo comunque a carico dell'Appaltatore tutti gli oneri e i costi connessi alla realizzazione ed al progetto di dettaglio di tutte le opere provvisorie. Restano in ogni caso a carico dell'Appaltatore gli oneri conseguenti al ripristino dei danni provocati dalla realizzazione delle opere.

L'Appaltatore non potrà richiedere alcun compenso per il fatto che, a seguito di prescrizioni di autorità terze competenti, i lavori per l'esecuzione degli ancoraggi

debbano eseguirsi in orario notturno o per fasi, secondo un programma fissato dalla Direzione Lavori.

Sarà cura dell'Appaltatore far eseguire tutti i controlli e le prove (sia preliminari che in corso d'opera) prescritti dal presente Capitolato, così come quelli integrativi richiesti dalla Direzione Lavori, qualora si rendessero necessari per garantire la qualità e le caratteristiche previste dal progetto.

5.3 PRESCRIZIONI TECNICHE PARTICOLARI

5.3.1 Soggezioni geotecniche e ambientali

In merito ai limiti delle vibrazioni, l'Appaltatore dovrà assicurare il rispetto delle seguenti norme, oltre a quanto desumibile dallo stato dell'arte, al fine di ridurre danni alle strutture e disturbo ai residenti:

- UNI 9614:2017. Misura delle vibrazioni negli edifici e criteri di valutazione del disturbo.
- UNI 9916:2014. Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici

L'Appaltatore dovrà comunicare alla Direzione Lavori i provvedimenti che intende adottare nel caso del superamento dei limiti stessi (indicati all'interno della UNI 9614).

A sua discrezione, la Direzione Lavori potrà, con riferimento a quanto proposto, richiedere che l'Appaltatore provveda ad eseguire un campo prove per l'effettuazione di misure di controllo delle vibrazioni indotte al contorno, con oneri e spese relative a carico del medesimo Appaltatore.

5.3.1.1 CONOSCENZE GEOTECNICHE ED AMBIENTALI

Poiché la corretta della tipologia, delle dimensioni degli ancoraggi e delle relative procedure di esecuzione sono basilari per la corretta realizzazione degli stessi,

l'Appaltatore dovrà valutare attentamente gli elementi di conoscenza delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche dei terreni, dei caratteri geomorfologici e strutturali degli ammassi rocciosi, e dell'influenza della falda. Ove ne ricorra l'opportunità si richiederanno prove tecnologiche preliminari, secondo quanto precisato al § 5.3.2, eventualmente accompagnate da prove di tensionamento a supporto della progettazione.

5.3.1.2 AGRESSIVITÀ DELL'AMBIENTE

Poiché l'ambiente circostante gli ancoraggi è costituito dal terreno, dalle acque sotterranee e superficiali, stagnanti o correnti, e dall'atmosfera, dovranno essere valutati con molta attenzione i pericoli di corrosione delle armature tese e di aggressione chimico-fisica dei bulbi di ancoraggio. È da tenere presente che l'azione aggressiva è esaltata dal movimento dell'acqua, dalla temperatura elevata e dalle correnti vaganti. L'ambiente è da considerare aggressivo nei riguardi del cemento anche se è verificata una sola delle condizioni qui di seguito indicate:

- grado idrotimetrico dell'acqua del terreno o di falda < 3° F
- valore del ph < 6
- contenuto in CO₂ disciolta < 30 mg/l
- contenuto in NH₄ < 30 mg/l
- contenuto in MG⁺⁺ < 30 mg/l
- contenuto in SO⁻⁻ > 60 mg/l (oppure > 60 mg/kg di terreno sciolto)
- tiranti in vicinanza di linee ferroviarie o di altri impianti a corrente continua non isolati e con potenze maggiori di 50 kW;
- opera situata a distanza ≤ 300 m dal litorale marino.

In ambiente aggressivo l'idoneità del cemento deve essere certificata dal fabbricante o da prove preliminari di laboratorio.

Qualora gli ancoraggi operino in terreni interessati dalla presenza di acque aggressive nei confronti dei cementi o dell'acciaio, gli ancoraggi saranno costituiti da materiali mutuamente compatibili, da un punto di vista elettrochimico, con le parti meccaniche dell'ancoraggio.

In particolare, sarà curata la protezione delle testate di ancoraggio e saranno utilizzate idonee iniezioni di intasamento dei fori a base di cementi ad alta resistenza chimica.

5.3.2 Documentazione e prove preliminari

Le attrezzature prescelte, i procedimenti esecutivi e le tipologie degli ancoraggi dovranno essere comunicati dall'Appaltatore alla Direzione Lavori per informazione. Se richiesto dalla Direzione Lavori, in relazione a particolari condizioni stratigrafiche o all'importanza dell'opera, l'idoneità dei tipi esecutivi, delle attrezzature e dei procedimenti sarà verificata mediante l'esecuzione di prove preliminari. Le relative prove di carico saranno eseguite in conformità a quanto prescritto al § 5.6 e al § 5.7.

5.3.3 Tolleranze

Gli ancoraggi dovranno essere realizzati nella posizione e con le dimensioni di progetto, con le seguenti tolleranze ammissibili, salvo più rigorose limitazioni indicate in progetto:

- 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 non dovrà discostarsi più di ± 10 cm dalla posizione di progetto;
- la variazione di inclinazione e di direzione azimutale non dovrà essere maggiore di $\pm 1^\circ$;
- la posizione della testa foro non dovrà discostarsi più di ± 2 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.

5.4 MATERIALI

5.4.1 Generalità

Le prescrizioni che seguono sono complementari a quelle di Norma che si intendono quindi integralmente applicabili.

Tutti i materiali impiegati devono essere tra loro compatibili. Ciò vale in particolare per materiali adiacenti con interfaccia comune. Le proprietà dei materiali non devono cambiare per la durata prevista del tirante, in modo da non perdere la corrispondente funzione.

Ancoraggi che comportano l'uso di materiali o di metodi di recente sviluppo sono permessi, previo parere della Direzione Lavori, soltanto se l'efficienza degli ancoraggi e la durabilità dei materiali usati siano stati controllati con prove, in modo da garantire il servizio del sistema per la durata prevista della struttura ancorata.

5.4.2 Acciai e dispositivi di bloccaggio

Gli acciai impiegati nella realizzazione dei tiranti di ancoraggio dovranno essere conformi alle norme del D.M. 17/01/2018:

Tutte le armature di acciaio devono essere conformi alle seguenti norme europee:

- Acciaio da costruzione :EN 1993-1 :Eurocodice3;
- Acciaio per calcestruzzi armati e precompresso: UNI EN 1992-1-1: Eurocodice 2;

I dispositivi di bloccaggio dovranno essere conformi alle disposizioni del D.M. 17/01/2018 e alla UNI EN 1992-1: Eurocodice 2.

5.4.3 Armature metalliche

Le armature devono essere esenti da corrosione, in particolare da corrosione ad alveoli (vaiolature) sul sistema di protezione. Una leggera presenza di ruggine è tollerabile a condizione che possa esser eliminata e successivamente coperta dalla malta cementizia.

L'armatura non deve essere esposta a danni per correnti elettriche vaganti.

Le armature non devono essere avvolte con raggi di curvatura inferiori al minimo specificato dal fornitore degli stessi.

Durante il carico, il trasporto e la posa in opera dell'armatura si deve aver cura di non deformarla o di non danneggiare i suoi componenti e le protezioni anti-corrosione.

Prima di mettere in opera l'ancoraggio, il foro deve essere controllato per quanto riguarda la lunghezza, la pulizia e l'assenza di ostruzioni. La posa deve essere svolta in modo controllato per evitare spostamenti dei componenti. Nel caso di ancoraggi inclinati verso l'alto, si devono fissare solidamente le armature in opera

in modo da impedire spostamenti durante l'iniezione.

5.4.3.1 TREFOLO TIPO C.A.P.

Si utilizzeranno trefoli ϕ 6/10" in acciaio liscio; le caratteristiche dei trefoli sono qui di seguito elencate:

- componenti: 7 fili ϕ 5 mm
- diametro nominale: 15.20 mm
- sezione nominale: 139 mm²
- tensione effettiva all'1% di allungamento: 225 kN
- tensione di rottura effettiva: 250 kN
- modulo elastico: $E=200 \div 205$ kN/mm²
- limite elastico convenzionale allo 0.1%: $f_{p(1)k}$ 1600 N/mm²
- tensione di rottura: $f_{ptk} \geq 1800$ N/mm²
- allungamento a rottura su 601 mm: $5.2 \div 5.1\%$
- peso: 1.1 kg/m

Di conseguenza le tensioni ammissibili sono:

- in esercizio: $\sigma_a \leq 0.6 f_{ptk}$
- in fase provvisoria: $\sigma_{ai} \leq 0.85 f_{p(1)k}$

a cui corrispondono i seguenti valori dei carichi di trazione:

- in esercizio: $T \leq 150$ kN
- in fase transitoria*: $T \leq 180$ kN.

* Per prove di collaudo o per brevi fasi di carico temporanee.

I tratti corrispondenti alla lunghezza vincolata delle armature composte da trefoli o fili ingrassati devono essere ripuliti e sgrassati con cura, con getto di vapore o

con solventi.

Usando i solventi per sgrassare le armature, si devono adottare le precauzioni necessarie per garantire che i solventi non siano aggressivi per qualche componente del tirante e che dopo l'applicazione il vincolo tra miscela cementizia e armatura sia in grado di trasmettere le tensioni di carico senza scorrimenti.

I centratori dovranno essere fissati solidamente sull'armatura per assicurare la copertura prescritta.

5.4.3.2 BARRE - BARRE IN ACCIAI SPECIALI

Le barre saranno in acciaio del tipo ad aderenza migliorata (a.m.), di qualità e caratteristiche conformi a quanto specificato nella Sez. relativa ai pali.

Barre di acciaio, tubi o profilati di acciaio utilizzati per l'armatura dei tiranti devono conformarsi con le EN 10080:2005, EN 10210-1:2016 e EN 10025.

E' consentito, ove espressamente previsto dai disegni di progetto, l'impiego di barre in acciai speciali ed a filettatura continua, tipo Dywidag o simili. Le caratteristiche di tali acciai dovranno essere certificate dal produttore, e verificate a norma dei regolamenti già richiamati.

5.4.3.3 ACCOPPIATORI

Per accoppiatori si intendono i dispositivi di giunzione fra tratti di barra o di trefolo che compongono l'armatura di un ancoraggio.

Gli accoppiatori devono essere conformi alla EN 1992-1: Eurocodice 2, senza compromettere la resistenza a trazione richiesta all'armatura. L'armatura non dovrà presentare giunti nel tratto vincolato. Il libero allungamento dell'armatura non deve essere ostacolato dall'ingombro di un accoppiatore. La protezione anticorrosione dell'accoppiatore deve essere compatibile con la protezione anticorrosione prevista per l'armatura.

5.4.4 Apparecchi di testata

5.4.4.1 DISPOSITIVI DI BLOCCAGGIO

I dispositivi di bloccaggio dei tiranti a trefoli e i bulloni dovranno essere conformi alle disposizioni del D.M. 17/01/2018.

Inoltre dovranno essere rispettate le prescrizioni riportate nella UNI EN 1537:2013.

5.4.4.2 PIASTRE DI RIPARTIZIONE

Si adotteranno piastre di ripartizione le cui dimensioni dovranno essere scelte in relazione alle caratteristiche geometriche e di portata dei tiranti ed alle caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale di contrasto.

5.4.5 Miscele di iniezione e loro componenti

5.4.5.1 CARATTERISTICHE DEI COMPONENTI

L'Appaltatore dovrà accertarsi preventivamente che i materiali, aventi le caratteristiche qui richieste, siano disponibili in quantità sufficiente a coprire l'intero prevedibile fabbisogno per l'esecuzione degli ancoraggi previsti in progetto.

5.4.5.2 CEMENTO

Il cemento impiegato deve essere scelto in relazione alle caratteristiche ambientali considerando, in particolare, l'aggressività da parte dell'ambiente esterno.

Il cemento dovrà presentare contenuto in cloro, inferiore allo 0,05% in peso e contenuto totale di zolfo da solfuri, inferiore allo 0,15% in peso.

L'idoneità del cemento deve essere certificata dal fabbricante.

5.4.5.3 INERTI

Sarà possibile di norma utilizzare solo inerti costituiti da polveri di calcare, o ceneri volanti, previa autorizzazione della Direzione Lavori. Nel caso di impiego di ceneri volanti, ad esempio provenienti da filtri di altiforni, si dovrà utilizzare materiale totalmente passante al vaglio 0.075 mm.

5.4.5.4 ACQUA DI IMPASTO

Si utilizzerà acqua chiara di cantiere, le cui caratteristiche chimico-fisiche dovranno soddisfare i requisiti di norma.

L'acqua dovrà essere conforme alla norma UNI EN 206:2016.

5.4.5.5 ADDITIVI

È ammesso l'impiego di additivi fluidificanti non aeranti. L'impiego di acceleranti potrà essere consentito solo in situazioni particolari, previa comunicazione alla Direzione Lavori. I prodotti commerciali che l'Appaltatore si propone di usare dovranno essere comunicati preventivamente alla Direzione Lavori.

Gli additivi non dovranno indurre elementi pregiudizievoli nei riguardi della durabilità e della affidabilità di tutti i componenti del tirante.

Si devono escludere gli additivi con contenuto superiore allo 0.1% (in massa) di cloruri, solfati o nitrati.

5.4.5.6 PREPARAZIONE DELLE MISCELE CEMENTIZIE

a) Caratteristiche di resistenza e dosaggi

Di norma la resistenza cubica da ottenere per le miscele cementizie di iniezione deve essere:

$$R_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$$

A questo scopo si prescrive che il dosaggio in peso dei componenti sia tale da

soddisfare un rapporto acqua/cemento:

$$a/c \leq 0.5$$

b) Composizione delle miscele cementizie

La composizione delle miscele di iniezione, riferita ad 1m³ di prodotto, sarà:

acqua: 600 kg

cemento: 1200 kg

additivi: 10÷20 kg

con un peso specifico pari a circa 1.8 kg/cm³.

c) Impianti di preparazione

Le miscele saranno confezionate utilizzando impianti a funzionamento automatico o semi-automatico, costituiti dai seguenti principali componenti:

balance elettroniche per componenti solidi;

vasca volumetrica per acqua;

mescolatore primario ad elevata turbolenza (min. 1500 giri/min);

vasca di agitazione secondaria e dosatori volumetrici delle miscele cementizie.

d) Controlli e documentazione

Le miscele confezionate in cantiere saranno di norma sottoposte ai seguenti tipi di controllo:

- peso specifico;
- viscosità Marsh;
- decantazione;
- tempo di presa;

- prelievo di campioni per prove di compressione a rottura.

Il peso specifico dovrà risultare pari ad almeno il 90% di quello teorico, calcolato assumendo 3 g/cm^3 il peso specifico del cemento e 2.65 g/cm^3 quello degli eventuali inerti, nell'ipotesi che non venga inclusa aria. Nelle prove di decantazione l'acqua separata in 24 ore non dovrà superare il 3% in volume.

5.4.5.7 REQUISITI DELLE MISCELE

Tutti i requisiti sottoelencati devono essere controllati prima dell'inizio dei lavori e ogni qualvolta cambino le qualità e le caratteristiche dei componenti.

Fluidità

Si controlli determinando il tempo di percolamento, mediante il cono di Marsh (diametro ugello 13 mm); il tempo di percolamento deve essere compreso tra 10 e 30 secondi.

Essudazione

Determinata in base alle Raccomandazioni AICAP, l'acqua di essudazione dovrà essere inferiore al 2% del volume iniziale della miscela e deve essere completamente riassorbita nelle successive 24 ore.

Ritiro

Il ritiro della miscela a 28 giorni non deve superare 2.800 micron per metro.

Resistenza

La resistenza a compressione della miscela a 7 giorni a $20^\circ\text{C}\pm 1$ misurata su provino cilindrico con rapporto $H/D = 2$ deve essere maggiore di 15 MPa.

Il controllo di tutti i parametri indicati va eseguito nella fase di messa a punto della miscela di iniezione. Una volta stabilita la miscela idonea, di cui sarà redatto il verbale, la stessa dovrà essere impiegata senza modifiche, ed in tal caso sarà sufficiente controllare la fluidità ad ogni impasto e la essudazione all'inizio di

ogni giornata lavorativa o comunque ogni 50 tiranti.

Il valore della fluidità riscontrato durante i lavori potrà al massimo discostarsi di ± 5 secondi da quello misurato sulla miscela iniziale e verbalizzato.

Se, in occasione dei controlli, anche solo una delle prove non fornisce risultati conformi a quanto prescritto, le iniezioni devono essere sospese e possono riprendere solo dopo la confezione di una nuova miscela dalle idonee caratteristiche.

5.4.5.8 MISCELE DI INIEZIONE SPECIALI

Le miscele di iniezioni speciali possono essere costituite da:

- cementi speciali, acqua e additivi appropriati;
- cementi speciali e non, acqua ed uno o più costituenti sintetici;
- resine sintetiche ad eventuali aggregati.

La composizione delle miscele speciali deve essere dichiarata dal produttore, che deve certificare tutti i requisiti, oltre a garantire l'assenza di ioni aggressivi e la sua impiegabilità nel caso specifico. Inoltre, deve essere depositato preventivamente in cantiere un protocollo che elenchi tutte le prescrizioni relative alla confezione e utilizzazione della miscela prescelta.

5.4.6 Dispositivi di protezione

5.4.6.1 GENERALITÀ

Tutti i componenti di acciaio in tensione devono essere protetti contro la corrosione per la loro vita di progetto. Dove necessario, gli elementi di protezione contro la corrosione devono essere in grado di trasmettere i carichi applicati all'armatura.

La classe di protezione contro la corrosione è classificata in funzione della vita di

servizio prevista per l'ancoraggio:

- ancoraggi temporanei sono per definizione quelli per i quali è prevista una durata di servizio non oltre 2 anni e che quindi devono essere dotati di una protezione che prevenga la corrosione per una durata di progetto minima di due anni;
- ancoraggi permanenti sono per definizione quelli per i quali è prevista una durata di servizio maggiore di 2 anni e devono quindi essere dotati di protezione per tutta la loro vita di esercizio.

Se si dovranno effettuare dei controlli della protezione anticorrosione per tiranti di ancoraggio permanenti, dovranno essere eseguiti secondo le disposizioni riportate nella norma UNI EN 1537:2013.

5.4.6.2 GUAINE IN MATERIALI PLASTICI

La guaina è un elemento costitutivo dei tiranti atto a proteggere l'armatura dalla corrosione, in corrispondenza del tratto libero. Nei tiranti a trefoli, ogni trefolo deve essere singolarmente inguainato. Di norma vengono impiegati tubetti corrugati in PVC, polietilene o propilene, di diametro interno congruente con il diametro dei trefoli o delle barre. L'intercapedine tra la guaina e l'armatura dovrà essere perfettamente riempita con grasso meccanico chimicamente stabile, inalterabile e non saponificabile.

Le guaine devono essere continue, impermeabili all'acqua, resistenti alla fragilità da invecchiamento e a danni da radiazione ultravioletta durante immagazzinamento, trasporto ed installazione. I giunti fra componenti di plastica devono essere completamente sigillati contro la penetrazione dell'acqua, per contatto diretto o con guarnizioni.

Se si usa il PVC, questo deve essere resistente all'invecchiamento e non liberare cloruri.

Le guaine impiegate per tiranti di ancoraggio devono conservare

permanentemente le caratteristiche fisico - meccaniche nel campo di temperatura da -20° a +70°C. Lo spessore della parete della guaina deve essere adeguato alle sollecitazioni meccaniche e chimiche previste, e comunque non inferiore a:

- 1 mm per $\phi_i < 80$ mm
- 1.5 mm per $80 \text{ mm} < \phi_i < 120$ mm
- 2.0 mm per $\phi_i > 120$ mm

dove ϕ_i è il diametro interno della guaina (sia liscia che corrugata).

Lo spessore di una guaina o di un tubo esterno liscio comune deve essere non inferiore di 1 mm rispetto a quello richiesto per tubi corrugati; oppure deve essere armato.

Lo spessore di una guaina interna deve essere non inferiore a 1 mm e quello di un tubo interno corrugato non inferiore a 0.8 mm.

Le altre caratteristiche geometriche delle guaine dovranno essere conformi a quanto indicato nelle Raccomandazioni AICAP.

I tubi di plastica, se usati per il trasferimento delle forze, devono essere nervati o corrugati. L'altezza e il passo delle nervature o dei corrugamenti devono essere scelti in rapporto allo spessore e devono essere in grado di trasferire il carico senza consentire perdite per scorrimento.

5.4.6.3 ACCIAI INGRASSATI ED INGUAINATI

L'acciaio, prima delle operazioni di ingrassaggio ed inguainaggio, deve essere esente da ogni traccia di ossidazione da altri elementi estranei. Non deve essere usato acciaio inguainato e non ingrassato; il grasso deve riempire tutti gli spazi all'interno della guaina.

Per l'inguainamento devono essere usate materie plastiche con le medesime caratteristiche indicate al punto precedente. Lo spessore minimo della guaina è di

1 mm.

Il grasso deve essere stabile chimicamente, inalterabile ed insaponificabile; non deve svolgere alcuna azione aggressiva nei confronti dell'acciaio e delle materie plastiche della guaina; deve essere stabile all'interno del campo delle temperature di utilizzazione.

5.4.6.4 TESTA DI ANCORAGGIO

In ambiente aggressivo occorre applicare subito una protezione sulla testa di ancoraggio, sia in caso di tiranti temporanei che permanenti.

Se non sono richieste riprese di carico e controlli di tiro, allora nell'interno della calotta di testa si possono introdurre resine, miscele e altri prodotti sigillanti.

Se invece sono richieste riprese di carico e controlli di tiro, la protezione della parte esterna della testa, compresa la calotta e il suo contenuto, deve risultare removibile. Deve essere possibile ricaricare la calotta con il prodotto anticorrosione.

Fra calotta e piastra di appoggio devono essere disposti un'adeguata guarnizione di tenuta e un fissaggio meccanico.

Nel caso di ancoraggi permanenti, la piastra di appoggio e gli altri componenti esposti di acciaio della testa devono essere protetti prima del trasporto sul cantiere, in conformità con la relativa norma EN per il rivestimento delle strutture in acciaio.

Le calotte di acciaio per ancoraggi permanenti devono avere uno spessore minimo di 3 mm.

Si potranno applicare calotte di plastica armata con spessore minimo di almeno 5 mm, salvo approvazione della Direzione Lavori.

5.4.6.5 CENTRATORI, DISTANZIATORI E TAMPONI

Forma e numero dei centratori devono essere tali da consentire il centraggio dell'armatura nel foro di alloggiamento e nello stesso tempo non devono ostacolare il passaggio della miscela; in ogni caso in corrispondenza del distanziatore la sezione libera di foro deve essere pari ad almeno due volte la sezione del condotto di iniezione. Per i tiranti aventi l'armatura costituita da un fascio di trefoli, questi dovranno essere simmetricamente disposti intorno al tubo centrale di iniezione e, in corrispondenza del tratto di fondazione, saranno inseriti in appositi distanziatori che, regolarmente intervallati con fascette di restringimento, permetteranno al fascio di trefoli di assumere un andamento sinusoidale a ventre e nodi che incrementa l'ancoraggio passivo dell'armatura ai bulbi.

Nella parte libera il posizionamento dei trefoli, parallelo al tubo di iniezione, sarà garantito da dispositivi direzionali; una guaina flessibile in PVC proteggerà e avvolgerà il tutto, permettendo nel contempo la massima libertà di allungamento ai trefoli stessi.

I distanziatori dovranno essere realizzati in materiali non metallici di resistenza adeguata agli sforzi che devono sopportare ed essere disposti a intervalli non superiori a 5 m nel tratto libero; nel tratto di fondazione saranno intercalati da legature e disposti a intervalli di 2,0÷2,5 m in modo da dare al fascio di trefoli una conformazione a ventri e nodi.

Salvo espressa deroga contenuta nel progetto, dovranno essere adottati dispositivi di centraggio interni alla guaina tali da assicurare uno spessore minimo di ricoprimento dell'armatura di 5 mm, e dispositivi di centraggio esterni alla guaina tali da assicurare un ricoprimento minimo di 20 mm rispetto alla guaina. Essi dovranno essere costituiti da materiali che non innescino processi di corrosione.

Per armature costituite da barre i distanziatori non saranno alternati a legature.

Ogni componente installato e lasciato nel foro dovrebbe essere distanziato e

collocato in modo a ridurre la capacità di ancoraggio del tirante. Per assicurare la corretta posizione delle armature, dei loro componenti, degli elementi di protezione anticorrosione e di ogni altro componente nel foro, si dovranno applicare dei distanziatori, in modo da corrispondere alle esigenze di un minimo di copertura e di un completo riempimento dei vuoti con malta.

Distanziatori e centratori non devono ostacolare il flusso della malta d'iniezione.

I tamponi di separazione fra la parte libera e la fondazione dovranno essere impermeabili alla miscela e tali da resistere alle pressioni di iniezione.

I tamponi dovranno essere realizzati o con elementi meccanici o con elementi chimici (materiale iniettato) aventi caratteristiche tali da garantire l'armatura dalla corrosione.

5.4.6.6 DISPOSITIVI PER L'INIEZIONE

Nei tiranti a trefoli, un tubo di iniezione in PVC sarà posto in asse al tirante per tutta la sua lunghezza e sarà munito di valvole (manchettes) di iniezione disposte ad intervalli regolari in corrispondenza della parte cementata e di un tratto iniziale della parte libera. Queste valvole assicureranno la diffusione della miscela di iniezione preferibilmente secondo le generatrici del tirante favorendo una migliore aderenza delle armature al bulbo. Per gli ancoraggi a barra il dispositivo di iniezione sarà costituito da un analogo tubo, disposto parallelamente all'armatura.

Le caratteristiche dei condotti di iniezione da impiegare dovranno essere tali da soddisfare i seguenti requisiti:

- avere resistenza adeguata alle pressioni di iniezione risultando cioè garantiti per resistere alla pressione prevista con un coefficiente di sicurezza pari ad 1,5 e comunque avere una pressione di rottura non inferiore a 10 bar;
- avere diametro interno minimo orientativamente pari a 10 mm nel caso in cui non siano presenti aggregati, pari a 16 mm in caso contrario; ciò al fine di consentire il passaggio della miscela d'iniezione.

5.4.7 Resine

Le resine saranno di norma impiegate per la solidarizzazione dei chiodi in acciaio alla roccia. Preferibilmente 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.

Rapporti non corretti nel dosaggio dei componenti danno luogo a perdite di resistenza (per le resine epossidiche) o a variazioni non accettabili dei tempi di polimerizzazione (per resine poliesteri). La presenza di solventi o diluenti, o prodotti secondari delle reazioni non partecipano della struttura della macromolecola, è generalmente causa di ritiro e/o la porosità.

Sarà necessario che ciascun componente non sia solubile in acqua e che l'eventuale assorbimento di acqua non comporti alterazioni nel processo di polimerizzazione. Particolari accorgimenti dovranno essere presi per l'impiego sotto battente d'acqua, per evitare porosità e discontinuità. La scelta della resina dovrà essere fatta tenendo conto dei seguenti valori:

- viscosità: i valori dovranno essere compresi tra 300 e 3000 cP a 20° e devono essere misurati con il metodo ASTM D2393 - 72;
- tempo di gel: valore da definire a cura del produttore o a seguito di prove preliminari, in relazione alle caratteristiche dell'ambiente, ed ai tempi di realizzazione; il valore dovrà essere misurato secondo il metodo ASTM D2471 - 71;
- assenza di solventi, diluenti, o altri componenti estranei alla

polimerizzazione: la differenza tra il peso della miscela fluida iniziale e della stessa miscela indurita dovrà essere inferiore al 5% del peso iniziale; la polimerizzazione non dovrà dar luogo a fenomeni secondari dannosi come, ad esempio, sviluppo di gas;

- compatibilità con l'eventuale presenza di acqua in fase di polimerizzazione: l'accertamento dovrà essere fatto attraverso prove di confronto della resistenza a trazione di resine indurite in aria e in acqua, su provini del tipo 2 indicati nella UNIPLAST 5819-66 (con spessore di 10 mm); la riduzione di resistenza dovrà essere inferiore al 10% del valore della resistenza della resina indurita all'aria.

5.4.8 Vetoresine

Le vetoresine potranno essere utilizzate per la realizzazione di chiodi.

Con “vetoresina” si intende un materiale composito le cui componenti di base sono tessuti in fibre di vetro e/o fibre di vetro o aramidiche, legati tra loro da una matrice di resine termoindurenti opportunamente polimerizzate. Il materiale è fortemente anisotropo e quindi si dovrà tener conto, per il suo corretto impiego, della disposizione delle fibre di rinforzo.

Di norma i chiodi in vetoresina 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 materiali utilizzati dovranno essere certificati dal produttore. Le caratteristiche minime richieste sono riportate nella tabella che segue.

Caratteristiche e limiti di accettabilità delle vetoresine per chiodi

CARATTERISTICHE	UNITA' DI MISURA	MATRICE IN POLIESTERE	MATRICE IN RESINA EPOSSIDICA	METODO DI PROVA
Peso specifico	Kg/dm ³	1.65÷1.85	1.9	ASTM D 792-08
Contenuto di vetro in percentuale al peso	%	50÷70	60÷75	-
Resistenza a trazione	MPa	400÷650	> 800	ASTM D 3916-08
Resistenza a flessione	MPa	300÷600	> 750	UNI EN ISO 178
Resistenza a compressione	MPa	150÷300	450	UNI EN ISO 604
Modulo di elasticità	MPa	15000÷32000	35000÷42000	ASTM D 3916-08

5.5 MODALITA' ESECUTIVE

5.5.1 Tiranti di ancoraggio

5.5.1.1 PERFORAZIONE

La perforazione sarà eseguita mediante sonda a rotazione o rotopercolazione, con rivestimento continuo e circolazione di fluidi.

Per la circolazione del fluido di perforazione saranno utilizzate pompe e pistoni con portate e pressioni adeguate si richiedono valori minimi di 200 l/min e 25 bar, rispettivamente.

Nel caso di perforazione a roto-percolazione con martello a fondo foro si utilizzeranno compressori di adeguata potenza; le caratteristiche minime richieste sono:

- portata: $\geq 10 \text{ m}^3/\text{min}$;
- pressione: $\geq 8 \text{ bar}$.

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

I fori per i tiranti devono essere realizzati con le tolleranze specificate.

Il diametro del foro deve permettere la copertura specificata per la miscela sull'armatura della lunghezza vincolata.

Il foro potrà essere eseguito a qualsiasi altezza e l'impresa dovrà provvedere ad eseguire idonei ponteggi ed impalcature, rispondenti a tutte le indicazioni di Legge.

Le deviazioni devono essere controllate dopo un avanzamento di 2 m di foro.

Il foro dovrà essere rivestito nel caso che il terreno sia rigonfiante o non abbia coesione sufficiente ad assicurare la stabilità delle pareti del foro durante e dopo la posa delle armature; in roccia si rivestirà il foro nei casi in cui:

- l'alterazione e la fessurazione della roccia siano tali da richiederlo per assicurare la stabilità delle pareti durante e dopo la posa delle armature;
- la natura della roccia sia tale da far temere la formazione di spigoli aguzzi lungo le pareti del foro, suscettibili di danneggiare le guaine di protezione.

Il fluido di perforazione potrà essere acqua, aria, una miscela di entrambi, oppure, unicamente per perforazioni in terreni sciolti, un fango di cemento e bentonite.

L'impiego di aria non è consentito in terreni incoerenti sotto falda.

Al termine della perforazione si dovrà procedere al lavaggio del foro con acqua o aria.

Nel caso coi terreni con prevalente componente argillosa, di rocce marnose tenere e terreni argillosi sovraconsolidati, il lavaggio sarà eseguito con sola aria, evitando l'utilizzo di fluidi di perforazione.

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.

Le modificazioni sul terreno devono risultare contenute in misura tale da ridurre gli effetti negativi, per esempio fessurazione, preconsolidamento e postconsolidamento associate a ogni manovra. Il fluido di perforazione e gli eventuali additivi non devono agire negativamente su armatura, protezione e malta d'iniezione o sulla stabilità del foro, specialmente in corrispondenza della lunghezza vincolata.

Particolare attenzione deve essere dedicata perforando un terreno sotto falda in compressione artesianica. In particolare, in presenza di terreni sabbiosi, dove in caso di gradienti idraulici sfavorevoli nel terreno intorno al foro, possono diventare sciolte e perdere di stabilità.

Tecnologie adatte a controbilanciare la pressione d'acqua e prevenire ogni eruzione, collasso del foro ed erosione durante le operazioni di perforazione, posa in opera dell'armatura ed iniezione devono essere selezionate in anticipo e attuate come a quanto richiesto. Nei casi di elevati livelli di falda può essere utile l'impiego di fluidi di perforazione pesanti.

Fra i possibili provvedimenti si includono:

- l'uso di attrezzi ausiliari come premistoppa oppure otturatori;
- l'abbassamento di falda, dopo aver valutato il rischio di un generale assestamento del terreno;
- l'iniezione preventiva del terreno.

Le operazioni di perforazione devono essere svolte in modo che ogni variazione importante nelle caratteristiche del terreno, rispetto a quelle assunte per il calcolo del tirante, possa essere subito riconosciuta.

5.5.1.2 ALLESTIMENTO DEL TIRANTE

Completata la perforazione si provvederà a rimuovere i detriti presenti nel foro, o in sospensione nel fluido di perforazione, prolungando la circolazione del fluido stesso fino alla sua completa circolazione. Ultimata la rimozione dei detriti si provvederà ad effettuare le operazioni che seguono:

- riempimento del foro con miscela cementizia (cementazione di 1^a fase);
 - introduzione del tirante;
 - riempimento dei dispositivi di separazione e protezione interni (sacco otturatore, bulbo interno);
 - esecuzione delle iniezioni selettive a pressioni e volumi controllati;
 - posizionamento della testata e dei dispositivi di tensionamento;
 - prove di carico di collaudo;
 - tensionamento del tirante;
 - iniezione della parte libera;
 - protezione della testata.
- L'introduzione del tirante prima del riempimento di 1^a fase potrà essere eseguita se lo si vorrà:
 - la perforazione sia interamente rivestita;
 - il tirante sia dotato della valvola di fondo esterna all'ogiva;

- il riempimento avvenga contemporaneamente all'estrazione dei rivestimenti e siano operati gli eventuali rabbocchi finali;
- i trefoli ed i condotti di iniezione siano opportunamente prolungati fino a fuoriuscire a bocca foro per un tratto adeguato a consentire le successive operazioni di iniezioni e di tesatura;
- il sacco otturatore, nel caso di tiranti orizzontali o debolmente inclinati ($i \leq 25^\circ$), sia presente.

Gli intervalli di tempo fra le diverse operazioni richieste per la costruzione di un tirante devono essere commisurati in base alle caratteristiche del terreno ed in ogni caso essi dovrebbero essere per quanto possibile ridotti.

In caso di rischio di rigonfiamento o di allentamento del terreno, si deve procedere subito alla posa e all'iniezione del tirante dopo la preparazione del foro. Come regola generale, la posa e l'iniezione di un tirante devono avvenire nello stesso giorno della perforazione del tratto di lunghezza vincolata. Se non si può evitare un ritardo, si deveappare il foro per prevenire la penetrazione di materiali nocivi.

5.5.1.3 ELEMENTI DI PROTEZIONE

In relazione alla aggressività dell'ambiente sono ammesse per i tiranti le seguenti due classi di protezione:

- classe 1 per tiranti provvisori in ambiente aggressivo e non aggressivo e per tiranti permanenti in ambiente non aggressivo, con protezione che consisterà in una guaina di polietilene o di polipropilene che avvolge il tratto libero;
- classe 2 per tiranti permanenti in ambiente aggressivo, con protezione di tutto il tirante che sarà costituita da una guaina in polietilene o in polipropilene; essa potrà essere flessibile o semirigida e liscia per il tratto libero; sarà invece grecata per il tratto di fondazione del tirante.

Lo spessore della guaina non dovrà essere inferiore a 1,5 mm e dovrà garantire

contro lacerazioni in tutte le fasi di lavorazione e posa ed in presenza delle sollecitazioni meccaniche e chimiche previste in esercizio.

La sezione interna della guaina dovrà essere pari ad almeno quattro volte la sezione trasversale complessiva delle armature (trefoli o barre) contenute e dovrà comunque assicurare uno spessore di iniezione per il ricoprimento degli elementi più esterni dell'armatura di almeno 5 mm.

Per le guaine corrugate dovrà risultare una distanza tra due nervature successive > 5 mm ed una differenza tra i diametri interni, maggiore e minore, superiore a 8 mm.

Ciascun trefolo o barra dovrà essere ulteriormente protetto:

- da una guaina individuale in P.V.C., polietilene o polipropilene nella parte libera;
- da una verniciatura in resina epossidica elasticizzata nel tratto di fondazione.

Gli spazi residui tra guaina e pareti del perforo dovranno essere riempiti con miscela cementizia. Gli spazi residui tra armatura e guaina dovrà essere perfettamente riempita con grasso meccanico chimicamente stabile, inalterabile e non saponificabile.

5.5.1.4 INIEZIONE

La solidarizzazione dell'armatura al terreno verrà eseguita in due o più fasi, come di seguito specificato.

L'uso di iniezioni chimiche, se risulta necessario il loro impiego, non dovrà avere effetti negativi sul tirante (in termini di capacità portante e di durabilità) o sull'ambiente (in termini di contaminazione del terreno o della falda).

Si dovranno eseguire le iniezioni partendo sempre dal punto più basso della sezione. Per i fori orizzontali o inclinati verso l'alto si richiede una guarnizione o

un otturatore per evitare perdite di malta dalla lunghezza vincolata del tirante, come anche all'interno del foro.

L'aria e l'acqua devono poter rifluire, in modo da permettere un completo intasamento.

Installando tiranti quasi orizzontali, si dovranno adottare accorgimenti particolari, come iniezioni in pressione ripetute in fasi multiple, per evitare che rimangano dei vuoti nella sezione da iniettare. Quando siano previste iniezioni a sequenza multipla o re-iniezioni nella lunghezza vincolata del tirante, si dovrebbe incorporare nel tirante un tubo con valvole d'iniezione a manicotto.

L'eventuale entrata di acqua nel foro dovrebbe essere controbilanciata con un maggior carico di malta oppure con una iniezione preliminare, indipendentemente dalla portata d'acqua.

5.5.1.4.1 CEMENTAZIONE DI PRIMA FASE

Se necessaria sarà eseguita all'atto del completamento della perforazione, secondo quanto specificato al precedente punto; si utilizzerà un volume di miscela cementizia commisurato al volume teorico del foro.

In questa fase si eseguiranno anche le operazioni di riempimento del sacco otturatore, ove presente, e del bulbo interno per i tiranti definitivi, utilizzando quantitativi di miscela corrispondenti ai volumi teorici degli stessi.

Completata l'iniezione di 1^a fase si provvederà a lavare con acqua il cavo interno del tubo di iniezione.

5.5.1.4.2 INIEZIONI SELETTIVE A PRESSIONI E VOLUMI CONTROLLATI

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.

La massima pressione di apertura delle valvole non dovrà superare il limite di 60 bar; in caso contrario la valvola potrà essere abbandonata. Ottenuta l'apertura della valvola si darà luogo all'iniezione in pressione fino ad ottenere i valori dei volumi di assorbimento e di pressione prescritti in progetto. La pressione di iniezione si intende il valore minimo che si stabilisce all'interno del circuito.

L'iniezione dovrà essere tassativamente eseguita utilizzando portate non superiori a 30 l/min, e comunque con valori che, in relazione alla effettiva pressione di impiego, siano tali da evitare fenomeni di fratturazione idraulica del terreno (claquage).

I valori di iniezione saranno di norma non inferiori a tre volte il volume teorico del foro, e comunque conformi alle prescrizioni di progetto.

Nel caso in cui l'iniezione del previsto volume non comporti il raggiungimento della prescritta pressione di rifiuto, la valvola sarà nuovamente iniettata, trascorso un periodo di 12 ÷ 24 ore. Fino a quando le operazioni di iniezione non saranno concluse, al termine di ogni fase occorrerà procedere al lavaggio interno della canna.

5.5.1.4.3 CARATTERISTICHE DEGLI INIETTORI

Per eseguire l'iniezione dovranno essere utilizzate delle pompe oleodinamiche a pistoncini, a bassa velocità, aventi le seguenti caratteristiche minime:

- pressione max di iniezione: ≈ 100 bar
- portata max: ≈ 2 m³/ora
- n. max pistonate/minuto: ≈ 60 .

Le caratteristiche delle attrezzature utilizzate dovranno essere comunicate alla Direzione Lavori, specificando in particolare alesaggio e corsa dei pistoncini.

5.5.1.5 PROTEZIONE ANTICORROSIONE IN OPERA

La protezione anticorrosiva del tratto libero del tirante sarà completata iniettando

all'interno della guaina la miscela utilizzata nelle operazioni di iniezione dopo il completamento delle operazioni di tesatura del tirante.

L'iniezione nel tratto libero della miscela cementizia prima della tesatura o di fasi eventuali di ritesatura, potrà avvenire solo per armature costituite da trefoli a sezione compatta, ingrassati e protetti da guaine individuali in P.V.C., in modo che sia assicurato lo scorrimento tra guaina e trefolo con minime resistenze.

La protezione della testa del tirante potrà essere ottenuta, nei casi in cui è prescritta la protezione di classe 1, con un getto della miscela indicata previa aggiunta di additivi antiritiro, mentre nel caso si debba realizzare una protezione di classe 2, si provvederà all'incapsulamento della testa mediante involucri protettivi di polietilene o polipropilene di spessore minimo pari a 2 mm che verranno connessi per saldatura alla guaina che avvolge il tratto libero; successivamente, con un getto di miscela cementizia, armata con rete, si proteggerà ulteriormente la testa dagli urti e dalle abrasioni.

Per un periodo non inferiore a centottanta giorni decorrente dalla data della ultimazione delle operazioni di tesatura di collaudo, le teste di tutti i tiranti dovranno essere lasciate accessibili per le operazioni di controllo e ritesatura da eseguire rispettivamente a novanta e centottanta giorni dalla data della tesatura di collaudo, nelle quantità che saranno prescritte dalla Direzione Lavori e comunque non inferiore al 20% dei tiranti.

5.5.1.6 CONTROLLI E DOCUMENTAZIONE

Per ogni tirante eseguito l'Appaltatore dovrà fornire una scheda contenente le seguenti indicazioni:

- numero del tirante;
- data di esecuzione;
- lunghezza della perforazione;
- modalità di esecuzione della perforazione;

- caratteristiche sommarie dei terreni attraversati;
- utensile;
- fluido;
- rivestimenti e protezioni adottate;
- caratteristiche del tirante (armatura, lunghezza della fondazione);
- volume dell'iniezione di 1^a fase;

Tabelle delle iniezioni selettive indicanti per ogni valvola e per ogni fase:

- data;
- pressioni di apertura;
- volumi di assorbimento;
- pressioni raggiunte;
- caratteristiche della miscela utilizzata:
- composizione;
- peso specifico;
- viscosità Marsh;
- rendimento volumetrico o decantazione;
- dati di identificazione dei campioni prelevati per le successive prove di compressione a rottura;
- le fasi di taratura e le modalità di controllo delle misurazioni;
- allungamento sotto il carico di collaudo;
- valore della forza di tensionamento.

5.5.1.7 COLLAUDO DEL FORO

A foro completato o durante l'iniezione del tirante, si deve procedere in modo da assicurare il completo intasamento del tratto vincolato dopo l'iniezione. Ciò può

essere fatto per esempio con prova d'acqua, prove di assorbimento di malta a gravità o a pressione.

Per i dettagli di tali prove si farà riferimento alla norma UNI EN 1537:2013.

5.5.1.8 TESATURA

La funzionalità dell'apparecchiatura di tesatura (pompa, collegamenti elettro-idraulici, martinetti), e l'affidabilità della strumentazione di controllo (manometri), devono essere verificate ad ogni turno di lavoro, oppure quando si riscontrino anomalie nella tesatura.

In particolare il cantiere deve essere dotato di un manometro campione (debitamente tarato presso un Laboratorio ufficiale in data non anteriore a 6 mesi), con la possibilità di montaggio sulla pompa in parallelo con il manometro di servizio.

La tesatura del tirante deve poter procedere in conformità al programma di progetto (gradini di carico, tempi, misure e registrazioni, bloccaggio), con una tolleranza del $\pm 5\%$ rispetto ai valori nominali.

Le attrezzature di tiro e i dinamometri in regolare uso devono essere tarati a intervalli di non oltre 6 mesi, con certificati disponibili in cantiere per ispezioni in ogni momento.

L'attrezzatura dovrà mettere in tiro l'intera armatura come una singola unità, inoltre, dovrebbe essere in grado di tesare l'armatura in condizioni di sicurezza fino allo specificato tiro di prova, restando sotto la pressione massima ammessa dalla prova.

La messa in tensione dovrà essere eseguita solo dopo sufficiente indurimento della malta nella lunghezza vincolata, cosa che generalmente richiede sette giorni.

5.5.2 Barre d'ancoraggio e bulloni

5.5.2.1 PERFORAZIONE

Valgono le prescrizioni già indicate per i tiranti di ancoraggio (§ 5.5.1.1). Nel caso di perforazione di piccolo diametro in roccia ($\phi \leq 80 \div 100$ mm) e di manifesta stabilità del foro, potrà essere omesso l'impiego dei rivestimenti.

5.5.2.2 ALLESTIMENTO DELL'ANCORAGGIO

Completata la perforazione e rimossi i relativi detriti mediante adeguato prolungamento della circolazione dei fluidi, si provvederà a realizzare l'ancoraggio, procedendo con le seguenti operazioni:

- introduzione dell'armatura;
- esecuzione dell'iniezione primaria e contemporanea estrazione del rivestimento;
- esecuzione delle iniezioni selettive se ed ove previste;
- posizionamento della testata e dei dispositivi di tensionamento;
- eventuali prove di carico di collaudo;
- tensionamento della barra.

Per i bulloni ad espansione meccanica la connessione alla roccia si otterrà direttamente in fase di pensionamento.

5.5.2.3 INIEZIONE

5.5.2.3.1 INIEZIONE DI MISCELE CEMENTIZIE

Si applicano le specifiche già indicate per i tiranti di ancoraggio (§ 5.5.1.4), sia per le iniezioni di 1^a fase, a gravità o a bassa pressione, sia per le iniezioni selettive a pressioni e volumi controllati, quando previste.

5.5.2.3.2 INIEZIONE DI RESINE

Nell'esecuzione di iniezioni con resine sintetiche si adotteranno modalità operative conformi alle raccomandazioni fornite dal produttore.

Per barre di piccolo diametro ($\phi = 15 \div 20$ mm) si potrà adottare il sistema a "cartuccia". In tal caso si posiziona in fondo al foro una cartuccia di vetro contenente i componenti della resina, opportunamente separati. Si infila quindi la barra, facendola ruotare per rompere la cartuccia e mescolare i componenti della resina, dando così luogo al processo di polimerizzazione.

Per barre di diametro maggiore si adotteranno di norma resine fluide, che saranno iniettate tramite un condotto di mandata con ugello di fuoriuscita posto in prossimità del fondo del foro. La testata sarà dotata di un tubicino di sfiato, di norma in rame, che sarà occluso per piegatura a iniezione completata.

Le resine saranno di norma impiegate per la solidarizzazione delle barre in acciaio alla roccia. Preferibilmente 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.

Rapporti non corretti del dosaggio dei componenti danno luogo a perdite di resistenza (per le resine epossidiche) o a variazioni non accettabili dei tempi di polimerizzazione (per resine poliesteri).

La presenza di solventi o diluenti, o prodotti secondari delle reazioni non partecipano della struttura della macromolecola, è generalmente causa di ritiro e/o porosità.

Sarà necessario che ciascun componente non sia solubile in acqua e che

l'eventuale assorbimento di acqua non comporti alterazioni nel processo di polimerizzazione. Particolari accorgimenti dovranno essere presi per l'impiego sotto battente d'acqua, per evitare porosità e discontinuità.

La scelta della resina dovrà essere fatto tenendo conto dei seguenti fattori:

- viscosità: i valori dovranno essere compresi tra 300 e 3000, cP a 20° e devono essere misurati con il metodo ASTM D2393 - 72;
- tempo di gel: valore da definire a cura del produttore o a seguito di prove preliminari, in relazione alle caratteristiche dell'ambiente, ed ai tempi di realizzazione; il valore dovrà essere misurato secondo il metodo ASTM D2471-71;
- assenza di solventi, diluenti, o altri componenti estranei alla polimerizzazione: la differenza tra il peso della miscela fluida iniziale e della stessa miscela indurita dovrà essere inferiore al 5% del peso iniziale; la polimerizzazione non dovrà dar luogo a fenomeni secondari dannosi come, per esempio, sviluppo di gas;
- compatibilità con l'eventuale presenza di acqua in fase di polimerizzazione: l'accertamento dovrà essere fatto attraverso prove di confronto della resistenza a trazione di resine indurite in aria ed in acqua, su provini del tipo 2 indicati nella UNIPLAST 5819 - 66 (con spessore di 10 mm); la riduzione di resistenza dovrà essere inferiore al 10% del valore della resistenza della resina indurita all'aria.

5.5.2.4 CONTROLLI E DOCUMENTAZIONE

L'Appaltatore dovrà fornire una scheda contenente, per ogni ancoraggio eseguito, informazioni relative a:

- modalità di perforazione;
- tipo e caratteristiche dell'armatura;
- tipo e modalità d'iniezione;

- valori di tensionamento.

5.5.3 Chiodi

La posa in opera dei chiodi sarà eseguita tramite le seguenti operazioni:

- a) perforazione, da condurre in accordo con le prescrizioni di cui alle precedenti tipologie di ancoraggio; è ammesso l'impiego di attrezzature leggere, in relazione alla natura della roccia ed alla geometria del foro;
- b) introduzione dell'armatura;
- c) esecuzione dell'iniezione, fino al completo riempimento dell'intercapedine.

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).

Con "vetroresina" si intende un materiale composito le cui componenti di base sono tessuti in fibre di vetro e/o fibre di vetro o aramidiche, legati fra loro da una matrice di resine termoindurenti opportunamente polimerizzate. Il materiale è fortemente anisotropo e quindi si dovrà tener conto, per il suo corretto impiego, della disposizione delle fibre di rinforzo.

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 materiali utilizzati dovranno essere certificati dal produttore. Le caratteristiche minime richieste sono

quelle riportate nella tabella al § 5.4.

Le informazioni relative all'esecuzione dei chiodi saranno riportate, a cura dell'Appaltatore, su una scheda tecnica preventivamente approvata dalla D.L. .

5.6 PROVE DI CARICO SU TIRANTI

5.6.1 Generalità

Relativamente alle disposizioni normative nazionali, si farà riferimento a quanto previsto dalle NTC 17-01-2018- §6.6.4. Laddove le suddette norme non risultino esaurienti circa le modalità di effettuazione delle prove, l'Appaltatore, sentita la Direzione Lavori, farà riferimento a quanto disposto nelle Raccomandazioni A.I.C.A.P. (2012) "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce - Raccomandazioni", ovvero, alle indicazioni riportate nella norma UNI EN 1537:2013.

5.6.2 Tipologia delle prove

Le prove di carico sui tiranti si distinguono in prove di carico a rottura (dicasi prove di progetto – NTC 17-01-2018) e prove di carico di collaudo (dicasi prove di carico in corso d'opera – NTC 17-01-2018).

Le prove di carico a rottura dovranno essere eseguite su tiranti non appartenenti alla struttura da ancorare, ma eseguiti nello stesso sito e con lo stesso sistema di iniezione e geometria di perforazione (ancoraggi preliminari di prova). Tali ancoraggi sono definiti preliminari in quanto in base al loro comportamento si procede al dimensionamento degli ancoraggi definitivi.

Gli ancoraggi preliminari di prova devono essere in ogni caso realizzati dopo l'esecuzione di quelle lavorazioni (scavi, riporti, mutamenti nel regime idraulico del terreno) che possono influire sulla resistenza della fondazione dell'ancoraggio.

Le prove di carico di collaudo dovranno essere effettuate su tutti i tiranti definitivi di ancoraggio previsti in progetto (NTC 17-01-2018- §6.6.4).

5.6.2.1 PRESCRIZIONI GENERALI

Le prove dovranno essere eseguite da personale specializzato e nel rispetto delle norme di sicurezza. Le apparecchiature da impiegare nella esecuzione delle prove dovranno essere tarate presso un Laboratorio Ufficiale.

Gli allungamenti dagli ancoraggi sottoposti a prova dovranno essere misurati con riferimento ad un punto fisso esterno alla zona in cui si risentono significativamente le azioni trasmesse dall'ancoraggio stesso.

5.6.2.1.1 ACCURATEZZA DELLE MISURE

Per tutte le prove (preliminari e di collaudo) valgono le seguenti prescrizioni generali.

Le prove devono essere eseguite da personale specializzato, nel rispetto delle norme che garantiscono la sicurezza degli operatori e di terze persone.

Nel caso in cui si richieda la valutazione degli allungamenti dell'elemento, questi devono essere misurati con riferimento ad un punto fisso esterno alla zona in cui si risentono significativamente le azioni trasmesse dal tirante stesso.

Nella misura degli allungamenti o della forza applicata, l'apparecchiatura impiegata deve consentire di effettuare le misure con la seguente precisione (rif. UNI-EN 1537:2013):

- per gli allungamenti: precisione di misura di 0,5mm (0,05mm in caso di prova con misura dello snervamento);
- per le forze applicate: 2% del carico di prova.

Per ciascun ancoraggio sottoposto a prova di carico l'Appaltatore dovrà fornire alla Direzione Lavori la relativa documentazione completa di tabelle e grafici.

5.6.3 Prove di carico a rottura

5.6.3.1 OBBLIGATORIETÀ DELLE PROVE

Le NTC 17-01-2018 dispongono per l'obbligatorietà delle prove di carico a rottura su appositi ancoraggi preliminari di prova. Nella fattispecie, stabiliscono che il numero di prove preliminari di carico (prove di progetto) non deve essere inferiore a:

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

Si sottolinea che il numero di prove preliminari così definito è precipuo di una singola tipologia di suolo coinvolto o di tipologia tirante. Si considerano dello stesso tipo i tiranti adibiti alla medesima funzione, aventi uguale tipo e sezione di armatura, modalità e diametro di perforazione, modalità e pressione di iniezione. Allo stesso fine si considerano dello stesso tipo quei terreni, ai quali le indagini consentono di attribuire lo stesso comportamento geotecnico. Nel caso di tiranti inseriti nello stesso tipo di terreno, adibiti alla medesima funzione e realizzati con le stesse con le stesse modalità di perforazione e di iniezione, ma con una forza teorica di utilizzazione diversa (e quindi con sezione di armatura e diametro di perforazione diversi), si può in alternativa:

- realizzare una terna di tiranti di prova per ogni gruppo di tiranti con uguale forza teorica di utilizzazione N_q ;
- oppure effettuare le prove solo per il gruppo di tiranti soggetti alla forza N_q

più elevata.

Il compito delle prove preliminari è quello di determinare la forza limite ultima N_{fu} e per verificare la forza teorica di utilizzazione N_q per ogni tipo di ancoraggio e per ogni tipo di terreno o sito.

Prescindendo dal numero minimo previsto dalle cogenti Norme, di prassi si prevede di sottoporre a prove preliminari una terna di tiranti (Racc. A.I.C.A.P.) in cui ciascun tirante preliminare costituente la terna è sottoposto, come sarà di seguito descritto, ad una specifica verifica atta a confutare le assunzioni di progetto che saranno assunte per i tiranti definitivi. Una procedura analoga sarà descritta, infine, qualora il numero di prove preliminari previsto sia inferiore a tre, nel rispetto del numero minimo di cui alla precedente tabella (vedi successivi §5.6.3.3 e §5.6.3.4).

5.6.3.2 PROVE DI ROTTURA SULLA TERNA DI ANCORAGGI PRELIMINARI DI PROVA

5.6.3.2.1 GENERALITÀ

Per ciascuno dei tiranti costituenti la terna sono previste differenti modalità di prova.

Il primo tirante ha lo scopo di determinare la tensione tangenziale limite convenzionale di aderenza tra la fondazione ed il terreno, per un dimensionamento di massima della fondazione dei tiranti da realizzare, ad ha quindi una armatura sovradimensionata, ove possibile, oppure una lunghezza di fondazione ridotta rispetto ai tiranti da eseguire in modo da raggiungere la forza limite ultima di tale fondazione senza superare il limite convenzionale elastico dell'armatura.

Il secondo tirante, dimensionato sulla scorta dei dati ricavati dal primo, ha lo scopo di determinare la forza limite ultima della fondazione N_{fu} ed è, pertanto, uguale ai tiranti da eseguire ma è dotato della massima armatura compatibile con il diametro di perforazione previsto.

Il terzo tirante ha lo scopo, oltre che di confermare i risultati del secondo, di

verificare la forza teorica di utilizzazione N_q , di controllare il comportamento nel tempo e di stabilire i criteri di accettazione per il collaudo dei tiranti da eseguire.

Il terzo tirante è, pertanto, uguale ai tiranti da eseguire ed il percorso di carico della prima parte della prova è identico a quello prescritto per il collaudo di tutti gli altri tiranti.

Qualora i risultati ottenuti con il terzo tirante non confermassero le valutazioni tratte dal secondo, dovranno essere realizzati altri tiranti di prova; questi ulteriori tiranti sono da considerare in soprannumero rispetto al numero totale dei tiranti di prova stabilito secondo quanto indicato al § 5.6.3.1.

Nel merito della conduzione delle prove preliminari, di seguito si farà diretto riferimento alle Raccomandazioni A.I.C.A.P. 2012, rivelandosi non esaustive, se non nei concetti generali, le UNI EN 1537:2013; mentre il D.M. 17-01-2018 non fornisce indicazioni nel merito.

5.6.3.2.2 DEFINIZIONI

In accordo con le Racc. A.I.C.A.P. 2012, si adotteranno le seguenti definizioni:

- A_s area della sezione trasversale dell'armatura;
- d diametro della perforazione;
- D diametro convenzionale della fondazione;
- E_s modulo di elasticità dell'acciaio;
- N forza nell'ancoraggio;
- N_i forza di tesatura;
- N_{as} forza di esercizio;
- N_{au} forza limite ultima dell'ancoraggio singolo con riferimento alla fondazione;
- N_{su} forza ultima dell'ancoraggio singolo con riferimento all'armatura;
- N'_{su} forza limite ultima, con riferimento all'armatura, del primo tirante di prova;
- N_0 forza di allineamento;

- N_f forza al termine della fase di prova ad allungamento costante;
- N_{fu} forza limite ultima dell'ancoraggio singolo con riferimento alla fondazione;
- N_c forza di collaudo;
- N_q forza teorica di utilizzazione dell'ancoraggio;
- N_{ys} forza limite ultima dell'ancoraggio singolo con riferimento al valore caratteristico del limite convenzionale elastico o di snervamento dell'armatura;
- N'_{ys} forza limite ultima con riferimento all'armatura cementata del tirante di prova;

5.6.3.2.3 ESECUZIONE E PROVA DEL PRIMO TIRANTE

L'armatura del primo tirante deve essere di sezione maggiore (o l'acciaio di migliore qualità) rispetto a quella di progetto, in modo tale che la forza limite ultima della fondazione N_{fu} valutata con un primo dimensionamento possa essere prevedibilmente raggiunta senza superare nell'armatura lo 0.9 del limite convenzionale elastico dell'armatura cementata, operando in modo da non aumentare il diametro della perforazione.

Qualora ciò non risultasse possibile, la prova verrà invece effettuata su un tirante di armatura sempre maggiorata, ove possibile, ma con fondazione di lunghezza ridotta rispetto a quella prevista nel primo dimensionamento in modo da poter raggiungere lo stesso valore di N_{fu} senza superare lo 0.9 del limite convenzionale elastico o di snervamento dell'armatura cementata, con un eventuale aumento della lunghezza libera pari a pari alla riduzione della lunghezza della fondazione onde sperimentare il terreno alla stessa profondità della fondazione del tirante definitivo. Solo in questo caso la forza limite per i tiranti da realizzare verrà assunta convenzionalmente pari alla forza limite ultima misurata sul tirante di prova, moltiplicata per il rapporto delle lunghezze (L_{prog}/L_{prova}).

Nel caso infine di ancoraggi provvisori con ancoraggio ad espansione meccanica, la prova viene condotta su un tirante uguale a quello di cui è previsto l'impiego ed è spinta fino a raggiungere lo snervamento dell'armatura o lo sfilamento della fondazione. Il valore ultimo di prova viene assunto come forza limite ultima del

tirante.

In ogni caso, la prova sul primo tirante comprende le seguenti fasi:

- tesatura fino ad una forza pari a 0.1 della forza limite ultima dell'armatura cementata N'_{ys} ;
- tesatura per incrementi di carico pari a 0.1 di N'_{ys} ogni 1' fino a raggiungere lo sfilamento o lo 0.9 del limite convenzionale elastico dell'armatura cementata N'_{ys} , con lettura del relativo allungamento, che dovrà essere, in virtù del fine da raggiungere, soddisfacentemente elevato.

5.6.3.2.4 ESECUZIONE, PROVA E VALUTAZIONE DEL SECONDO TIRANTE

Il secondo tirante di prova avrà le stesse caratteristiche dei tiranti da eseguire (diametro di perforazione, lunghezza di fondazione, ecc.) con la sola maggiorazione, ove possibile, dell'armatura, che sarà la massima compatibile con il diametro previsto per la perforazione o un'armatura di caratteristiche meccaniche superiori a quelle dei tiranti definitivi.

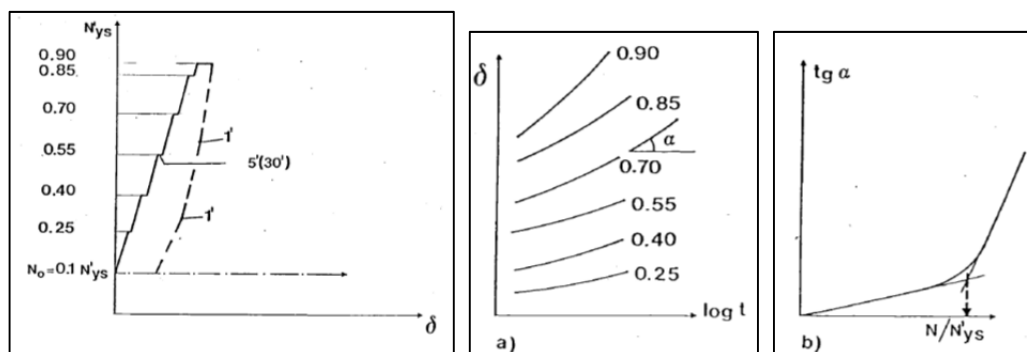
La prova sul secondo tirante comprende le seguenti fasi (vedi figure seguenti):

- tesatura fino ad una forza di allineamento N_0 pari a 0.1 N'_{ys} (dove N'_{ys} è la forza al limite caratteristico convenzionale elastico o di snervamento dell'armatura cementata); le misure degli allungamenti hanno inizio dal termine di questa fase;
- tesatura per incrementi di carico pari a 0.15 N'_{ys} (ultimo incremento di carico pari a 0.05 N'_{ys}) fino ad una forza massima uguale a 0.9 N'_{ys} ; per ciascun livello di carico la forza dovrà essere mantenuta costante per un periodo di tempo pari a:
 - 5 minuti per ancoraggi in roccia e terreni non coesivi, con misura dell'allungamento all'inizio ed alla fine di ciascun intervallo;
 - 30 minuti per ancoraggi in terreni coesivi con misura dell'allungamento

0-2-4-8-15-30 minuti;

- scarico fino alla forza N_0 in tre stadi, con sosta di un minuto per ogni gradino e con misura dell'allungamento residuo.

Al termine della prova viene tracciato il diagramma forze-allungamenti. Per i terreni coesivi vengono anche tracciate, in scala semilogaritmica, le curve dell'allungamento in funzione del logaritmo del tempo per tutte le soste a forza costante e l'andamento della pendenza finale $\tan \alpha$ delle predette curve in funzione della forza applicata (vedi figure a) e b) seguenti)



Si assume come forza limite ultima del tirante N_{fu} :

- nel caso di roccia o terreno non coesivo, il massimo valore della forza applicata durante la prova anche se non si è raggiunto lo sfilamento del tirante;
- nel caso di terreno coesivo, il valore della forza per cui il diagramma dell'ultima curva citata presenta una evidente variazione di pendenza; o il massimo valore della forza applicata qualora non sia raggiunta, nel caso della prova, tale situazione.

5.6.3.2.5 ESECUZIONE, PROVA E VALUTAZIONE DEL TERZO TIRANTE

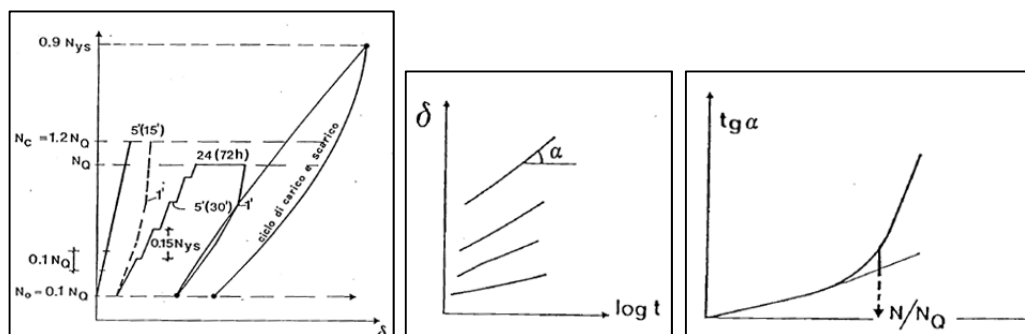
Il terzo tirante di prova deve avere armatura ed ogni altra caratteristica uguale a quelle del tirante da realizzare e lunghezza di fondazione o forza teorica di utilizzazione stabilita in base ai risultati della prova sul secondo tirante.

La prova del terzo tirante comprende le seguenti fasi (vedi figure seguenti):

- tesatura fino alla forza di allineamento $N_0 = 0.1 N_q$; le misure degli allungamenti avranno inizio dal termine di questa fase;
- tesatura fino al valore della forza di collaudo N_c , pari a 1.2 volte la forza teorica di utilizzazione N_q , per incrementi di $0.1 N_q$ con sosta di 1 minuto ad ogni incremento di carico e relativa misura dell'allungamento;
- sosta finale a forza costante per 5' in roccia o in terreni non coesivi e 15' per terreni coesivi, con misura dell'allungamento alla fine della sosta (δ_c);
- scarico della forza N_0 in tre stadi, con sosta di 1 minuto per ogni gradino, con misura dell'allungamento residuo ad ogni gradino;
- tesatura per incrementi di carico pari a $0.15 N_{ys}$ fino ad una forza massima uguale a N_q ; per ciascun livello di carico la forza dovrà essere mantenuta costante per un periodo di tempo minimo pari a:
 - 5 minuti per ancoraggi in roccia e terreni non coesivi, con misura dell'allungamento all'inizio ed alla fine di ciascun intervallo;
 - 30 minuti per ancoraggi in terreni coesivi con misura dell'allungamento a 0-2-4-8-15-30 minuti;
- bloccaggio e sosta alla forza pari a N_q per una durata pari a quella prevista in progetto, comunque non inferiore a 24 ore per rocce o terreni non coesivi e di 72 ore per terreni coesivi, ad allungamento costante con misura della forza residua; qualora il sistema di bloccaggio non consenta tale tipo di misura o gli spostamenti della testa del tirante siano tali da falsare le misure stesse, la sosta andrà effettuata mantenendo costante la forza al valore sopra indicato e misurando l'allungamento finale (prova a "forza costante");
- scarico fino alla forza N_0 in tre stadi, con sosta di 1 minuto per ogni gradino, con misura dell'allungamento residuo ad ogni gradino. Al termine di questa fase viene tracciato il diagramma forze-allungamenti. Per terreni coesivi

vengono anche tracciate, in scala semilogaritmica, le curve dell'allungamento in funzione del logaritmo del tempo per tutte le soste a forza costante e l'andamento della pendenza finale $\tan \alpha$ delle predette curve in funzione della forza applicata;

- esecuzione di un numero arbitrario di cicli di carico e scarico aventi come base la forza N_0 , con incremento del carico ad ogni ciclo fino ad un valore pari a $0.9 N_{ys}$ e sosta per ciascun ciclo pari a 5 minuti in terreni non coesivi o rocce e di 15 minuti in terreni coesivi. Per ciascun ciclo vengono misurati gli allungamenti corrispondenti a ogni tappa del percorso di carico.



L'interpretazione della prova sul 3° tirante sarà conforme a quanto indicato nelle Raccomandazioni AICAP.

5.6.3.3 PROVE DI ROTTURA SULLA COPPIA DI ANCORAGGI PRELIMINARI DI PROVA

Qualora, in accordo con la D.L., si prevede un numero dei tiranti preliminari di prova pari a due (nel rispetto dei limiti conferiti dalla tabella di cui al § 5.6.3.1), allora le due prove saranno articolate come segue.

5.6.3.3.1 ESECUZIONE, PROVA E VALUTAZIONE DEL PRIMO TIRANTE

La prima delle due prove di progetto ha la medesima finalità sperimentale del caso di cui al § 5.6.3.2.3. Quindi, l'armatura del tirante deve essere di sezione maggiore (o l'acciaio di migliore qualità) rispetto a quella di progetto, in modo tale che la forza limite ultima della fondazione N_{fu} valutata con un primo dimensionamento possa essere prevedibilmente raggiunta senza superare nell'armatura lo 0.9 del

limite convenzionale elastico dell'armatura cementata, operando in modo da non aumentare il diametro della perforazione. In aggiunta alla procedura assolta nell'omologa prova di cui al § 5.6.3.2.3, si verificano gli allungamenti residui a differenti step di carico.

La prova sul primo tirante comprende quindi le seguenti fasi:

- tesatura fino ad una forza pari a 0.1 della forza limite ultima dell'armatura cementata N'_{ys} ;
- tesatura per incrementi di carico pari a 0.1 di N'_{ys} ogni 1' fino a raggiungere lo sfilamento o lo 0.9 del limite convenzionale elastico dell'armatura cementata N'_{ys} . Per ciascun livello di carico la forza dovrà essere mantenuta costante per un periodo di tempo pari a:
 - 15 minuti per ancoraggi in roccia e terreni non coesivi, con misura dell'allungamento all'inizio ed alla fine dell'intervallo;
 - 60 minuti per ancoraggi in terreni coesivi con misura dell'allungamento a 0 - 2 - 4 - 8 - 15 - 30 - 60 minuti;
- scarico fino alla forza N_0 in tre stadi, con sosta di un minuto per ogni gradino e con misura dell'allungamento residuo.

Al termine della prova viene tracciato il diagramma forze-allungamenti. Per i terreni coesivi, in particolare, saranno anche tracciate, in scala semilogaritmica, le curve dell'allungamento in funzione del logaritmo del tempo per tutte le soste a forza costante e l'andamento della pendenza finale $tg\alpha$ delle predette curve in funzione della forza applicata (vedi precedenti figure).

5.6.3.3.2 ESECUZIONE, PROVA E VALUTAZIONE DEL SECONDO TIRANTE

Questa prova sarà eseguita su un ancoraggio avente le medesime caratteristiche dei tiranti definitivi. Si procederà secondo le seguenti fasi:

- tesatura sino ad una forza di allineamento pari a $N_0 = 0.1 * N_q$; le misure degli

allungamenti hanno inizio dal termine di questa fase;

- tesatura sino al valore della forza di collaudo N_c , pari a $1,2 \cdot N_q$ senza interruzioni ed alla stessa velocità prevista per la tesatura dei tiranti in progetto da eseguire e misura dell'allungamento finale;
- sosta a forza costante per un periodo di tempo pari a 5' (roccia o terreni non coesivi) o 15' (terreni coesivi), con misura dell'allungamento finale alla fine della sosta;
- scarico al valore di allineamento N_0 in tre stadi con sosta di 1' per ogni gradino e misura dell'allungamento residuo al termine della sosta;
- ricarico per incrementi a $0,15 N'_{ys}$ sino al valore della forza N_q . Per ciascun livello di carico la forza dovrà essere mantenuta costante per un periodo di tempo non inferiore a:
 - 5 minuti per ancoraggi in roccia e terreni non coesivi, con misura dell'allungamento all'inizio ed alla fine di ciascun intervallo;
 - 30 minuti per ancoraggi in terreni coesivi con misura dell'allungamento a 0 - 2 - 4 - 8 - 15 - 30 minuti;
- bloccaggio e sosta di durata pari a quella prevista in progetto e comunque non inferiore a 72 ore e misura della forza (fase di prova ad allungamento costante); qualora il sistema di bloccaggio non consenta tale tipo di misura o gli spostamenti della testa del tirante siano tali da falsare le misure stesse, la sosta andrà effettuata mantenendo costante la forza al valore di esercizio N_{es} e misurando l'allungamento finale (fase di prova a "forza costante").
- tesatura al valore della forza pari a $0,9 \cdot N'_{ys}$ (con N'_{ys} pari al valore determinato in via preliminare, oppure ottenuto sulla base della prova a rottura del 1° tirante) e misura dell'allungamento;
- scarico al valore di allineamento N_0 in tre stadi con sosta di 1' per ogni gradino e misura dell'allungamento residuo al termine della sosta;

- sosta a forza costante pari a $0,9 \cdot N'_{ys}$ per un periodo di tempo di 15' (se in roccia o terreni non coesivi) o 60' se in terreni coesivi, con misura dell'allungamento finale.

Al termine della prova viene tracciato il diagramma forze-allungamenti. Per i terreni coesivi, in particolare, saranno anche tracciate, in scala semilogaritmica, le curve dell'allungamento in funzione del logaritmo del tempo per tutte le soste a forza costante e l'andamento della pendenza finale $\text{tg}\alpha$ delle predette curve in funzione della forza applicata (vedi precedenti figure).

5.6.3.4 PROVA DI ROTTURA SU SINGOLO ANCORAGGIO PRELIMINARE DI PROVA

Qualora, in accordo con la D.L., si prevede l'esecuzione del singolo tirante preliminare di prova (nel rispetto dei limiti conferiti dalla tabella di cui al § 5.6.3.1), allora la prova di rottura sarà condotta come descritto in § 5.6.3.2.3 .

In tale caso la verifica del dimensionamento definitivo sarà effettuata con prove non distruttive sui primi tiranti eseguiti, secondo le modalità di collaudo indicate al § 5.6.4 e con condizioni per l'accettazione di cui al § 5.6.4.2. .

5.6.3.5 PROVE DI ROTTURA SU BARRE DI ANCORAGGIO

5.6.3.5.1 OBBLIGATORIETÀ DELLE PROVE

Qualora il tirante sia attrezzato con ancoraggio a barra, con o senza pre-tensione, si prevedono i medesimi criteri previsti al § 5.6.3.1 .

5.6.3.5.2 MODALITÀ DI PROVA SU BARRE DI ANCORAGGIO

Saranno eseguite in modo analogo a quanto previsto al §5.6.3 .

5.6.4 Prove di carico di collaudo

Per collaudo viene intesa una prova di tesatura non distruttiva per il controllo esecutivo dei tiranti.

5.6.4.1 OBBLIGATORIETÀ DELLE PROVE

Salvo diverse prescrizioni da concordare comunque con la Direzione Lavori, le prove di collaudo saranno eseguite di norma su tutti gli ancoraggi attivi.

5.6.4.2 DEFINIZIONE DEL CARICO DI COLLAUDO

La forza di collaudo N_c è pari a $1.2 N_q$, essendo N_q la forza teorica di utilizzazione.

5.6.4.3 MODALITÀ DI PROVA

Le prove di collaudo costituiscono una fase delle procedure di messa in tensione degli ancoraggi attivi. Tali prove dovranno pertanto essere effettuate in conformità alle prescrizioni indicate nel seguito.

Il tirante viene tesato, a partire da una forza di allineamento N_0 (pari a $0.1 N_q$), fino al valore della forza di collaudo N_c con incrementi di carico pari a $0.1 N_q$, con sosta a ciascun incremento di 1 minuto, misurando il corrispondente allungamento.

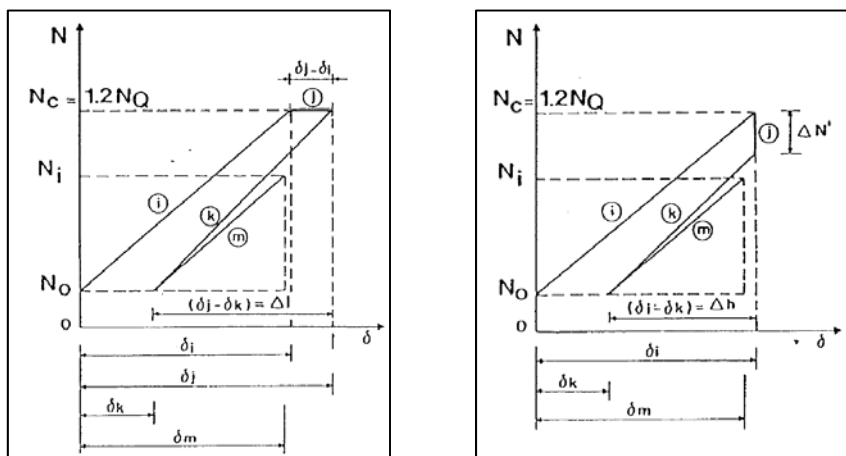
La forza N_c o l'allungamento vengono mantenuti costanti per un periodo di tempo Δt pari a:

$\Delta t = 5'$ per ancoraggi in roccia o in terreni incoerenti;

$\Delta t = 15'$ per ancoraggi nei terreni coesivi.

Al termine di tale periodo, dopo aver rilevato l'incremento di allungamento o la riduzione di forza $\Delta N'$, il tirante viene scaricato al valore della forza di allineamento N_0 , in tre stadi con sosta di 1 minuto per ogni gradino, rilevando il relativo allungamento permanente.

Quindi il tirante viene tesato al valore della forza di tesatura N_i prevista dal progetto e bloccato a tale valore (vedi figure: collaudo a carico costante; ad allungamento costante).



L'Appaltatore dovrà fornire alla Direzione Lavori la relativa documentazione, completa di tabelle e grafici.

Si dovrà verificare che le apparecchiature utilizzate per i tensionamenti di prova di collaudo siano provviste di certificato di taratura emesso da un Laboratorio Ufficiale.

Si dovrà verificare che l'entità dei carichi applicati, le modalità e i tempi di applicazione, siano in conformità con quanto sopra indicato.

Si dovrà verificare che le letture strumentali vengano fatte correttamente e con il grado di precisione richiesto.

Si dovrà verificare che vengano applicati i dispositivi di bloccaggio.

5.6.4.4 ACCETTAZIONE DEI TIRANTI

5.6.4.4.1 CONDIZIONI PER L'ACCETTAZIONE

Per l'accettazione del singolo tirante sottoposto a collaudo, devono essere verificate le seguenti condizioni:

- 1) se la prova di collaudo è condotta a carico costante la variazione di allungamento registrata all'apice del ciclo deve essere dello stesso ordine di grandezza di quella rilevata nella prova del terzo tirante (rif. §5.6.3.2.5) ovvero del secondo tirante (rif. §5.6.3.3.2) con uno scostamento massimo del $\pm 5\%$; se

la prova è condotta ad allungamento costante la variazione della forza all'apice del ciclo deve essere inferiore al 5% della forza applicata ($\Delta N' < 5\% N_c$);

- 2) la lunghezza libera effettiva deve verificare le seguenti condizioni:

$$0.9 l_i \leq l_L \leq l_i + 0.5 l_f$$

dove l_i è la lunghezza teorica dell'ancoraggio, l_L è la lunghezza libera effettiva dell'ancoraggio, l_f è la lunghezza della fondazione dell'ancoraggio ed in cui l_L è data in prima approssimazione dalle espressioni:

$$l_L = \frac{\Delta l \cdot A_s \cdot E_s}{N_c - N_o} \quad (\text{prova a carico costante})$$

$$l_L = \frac{\Delta h \cdot A_s \cdot E_s}{(N_c - \Delta N') - N_o} \quad (\text{prova ad allungamento costante})$$

- 3) l'allungamento permanente Δl_p deve essere minore di 1,3 volte quello riscontrato nelle prove preliminari sul terzo tirante di cui al par. § 5.6.3.2.5, ovvero sul secondo tirante di cui al §.5.6.3.3.2.

I tiranti che non soddisfano i predetti requisiti di collaudo vanno sostituiti con nuovi tiranti od opportunamente declassati.

5.6.4.4.2 CONDIZIONI PER L'ACCETTAZIONE (IN CASO DI PROVA DI ROTTURA SU SINGOLO ANCORAGGIO PRELIMINARE DI PROVA)

Nel caso in cui si sia effettuata la sola prova di sfilamento, le condizioni di accettazione che debbono essere verificate sono:

- 1) se la prova è condotta a carico costante, la variazione di allungamento registrata all'apice del ciclo deve essere inferiore al 5% dell'allungamento teorico relativo alla forza corrispondente; se la prova è condotta ad allungamento costante, la variazione della forza all'apice del ciclo deve essere inferiore al 5% della forza applicata ($\Delta N' < 5\% N_c$).
- 2) La lunghezza libera effettiva deve verificare le seguenti condizioni:

$$0.9 l_l \leq l_L \leq l_l + 0.5 l_f$$

dove l_l è la lunghezza teorica dell'ancoraggio, l_L è la lunghezza libera effettiva dell'ancoraggio, l_f è la lunghezza della fondazione dell'ancoraggio ed in cui l_L è data in prima approssimazione dalle espressioni:

$$l_L = \frac{\Delta l \cdot A_s \cdot E_s}{N_c - N_o} \quad (\text{prova a carico costante})$$

$$l_L = \frac{\Delta h \cdot A_s \cdot E_s}{(N_c - \Delta N') - N_o} \quad (\text{prova ad allungamento costante})$$

- 3) l'allungamento permanente Δl_p deve essere contenuto entro valori fissati dal progettista.

I tiranti che non soddisfano i predetti requisiti di collaudo vanno sostituiti con nuovi tiranti o debbono essere opportunamente declassati.

5.6.5 Registrazione dei lavori

Tutti i lavori dovranno essere accuratamente registrati in accordo a quanto prescritto nelle Raccomandazioni AICAP "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce".

5.7 PROVE DI CARICO SU BULLONI E CHIODI

Tra i primi bulloni o chiodi effettivamente realizzati almeno uno dovrà obbligatoriamente essere sottoposto a prova distruttiva.

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.

Si considerano dello stesso tipo i bulloni o chiodi adibiti alla medesima funzione, che hanno uguali tipi e sezioni di armatura, uguali modalità e diametro di perforazione, e uguali modalità di connessione al terreno.

Allo stesso fine si considerano del medesimo tipo quelle rocce alle quali le

indagini consentono di attribuire lo stesso comportamento geotecnico.

La prova ha lo scopo di determinare l'effettiva forza di sfilamento della fondazione del bullone o del chiodo dal terreno circostante.

La prova consisterà pertanto nella messa in trazione di bulloni o chiodi fintantoché si produca o lo sfilamento dal terreno o la rottura del materiale costituente il bullone o chiodo. Qualora il meccanismo di azione assunto nel progetto consenta di individuare nel chiodo un tratto che funziona da fondazione e un tratto che funziona da testa, la prova dovrà essere effettuata adottando una lunghezza del tratto connesso pari al valore minore tra l_f e l_t .

Per quel che riguarda la registrazione dei lavori, per quanto applicabile, si farà riferimento a quanto riportato nelle Raccomandazioni AICAP "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce".

5.7.1 Prove di rottura su bulloni

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 rivelando 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 0.2%). 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 0.2% dell'acciaio della barra impiegata.

Nei casi 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 0.2% dell'acciaio della barra impiegata.

5.7.2 Prove di rottura su chiodi

Le prove saranno sempre obbligatorie nel caso di chiodi di ancoraggio, salvo nei casi in cui si tratti di mezzi d'opera provvisori.

Le prove dovranno essere eseguite tesando il chiodo con velocità costante, tale da consentire di raggiungere la forza corrispondente allo snervamento dell'armatura (limite 0.2%) in un tempo minimo di 15'.

Ciascuna prova avrà termine o quando si perviene alla rottura del tratto connesso o quando è raggiunta la forza corrispondente allo snervamento dell'armatura (limite allo 0.2%).

Nel caso di impiego di chiodi in vetroresina il carico massimo di prova corrisponderà all'85% della resistenza a trazione certificata dal fornitore.

5.8 REQUISITI PARTICOLARI

Eseguendo lavori per ancoraggi si devono soddisfare tutte le norme nazionali, le specifiche o le prescrizioni di legge riguardanti:

- sicurezza sul cantiere;
- sicurezza nei procedimenti di lavoro;
- sicurezza operativa da osservare in perforazione, come pure nell'uso di materiali e attrezzature ausiliarie.

Un'attenzione particolare deve essere dedicata alle operazioni che comportano la presenza di personale operativo per impianti e macchine pesanti.

Si devono ridurre al minimo i guasti e/o danni ambientali che possono essere causati dai lavori per tiranti. Tali guasti e/o danni ambientali possono essere causati da:

- rumore;



- vibrazioni nel terreno;
- inquinamento del terreno;
- inquinamento delle acque in superficie;
- inquinamento delle acque freatiche;
- inquinamento dell'aria.

Durante le operazioni di messa in tiro sono essenziali le precauzioni di sicurezza.

Operatori e osservatori dovrebbero stare di fianco all'attrezzatura di tiro, senza mai passare di fronte quando è sotto carico. Si dovranno esporre degli avvisi "PERICOLO – Messa in tiro" o similari.

6 AGGOTTAMENTI

6.1 GENERALITA'

I sistemi per l'abbassamento del livello di falda si distinguono in pozzi di aggettamento e punte filtranti well point.

6.1.1 Normative di riferimento

L'Appaltatore sarà tenuto all'osservanza di tutte le normative cogenti a livello nazionale in merito ai contenuti delle presenti prescrizioni; a queste si aggiungeranno tutte le norme e le istruzioni tecniche non cogenti che potranno essere applicate. In particolare dovranno essere rispettate le seguenti norme:

- D.M. 17/01/2018.
- UNI EN ISO 9969:2016.
- UNI EN ISO 10319:2015.

6.2 POZZI DI AGGOTTAMENTO

I pozzi per l'aggettamento delle acque di falda sono realizzati mediante le seguenti fasi:

- perforazione;
- posa delle tubazioni definitive e dei filtri;
- formazione eventuale del dreno;
- cementazione ed isolamento;
- sviluppo.

6.2.1 Perforazione

I metodi di perforazione per i pozzi possono essere suddivisi nelle due seguenti categorie principali:

- metodi di perforazione a percussione;
- metodi di perforazione a rotazione (a circolazione diretta o inversa).

Nel caso delle falde freatiche molto superficiali si possono usare anche altri metodi; che verranno descritti a parte.

6.2.1.1 METODO A PERCUSSIONE

Questo sistema si basa sulla frantumazione e asporto del terreno mediante un utensile molto pesante (sonda e/o benna), collegato ad un cavo di acciaio il quale batte ritmicamente sul fondo (sonda) o fatto cadere al fondo da una certa altezza (benna); il tutto comandato da un organo meccanico a caduta libera.

Man mano che avanza la perforazione si fa scendere una tubazione di perforazione in modo da sostenere le pareti dello scavo o preforo; tale tubazione può essere infissa nel terreno in modi diversi:

- **con giracolonna:** consiste in una morsa idraulica molto pesante, che fa ruotare alternativamente la tubazione di perforazione, favorendone la discesa sia per diminuzione dell'attrito laterale sia per il proprio peso. In questo caso si utilizzano tronchi di tubo a saldare;
- **per gravità:** la tubazione di perforazione discende nel terreno o per proprio peso o, più frequentemente, battendola tramite la sonda alla sua sommità, unita di una falsa testa. In questo caso si usano tubi filettati;
- **per in fissione:** la tubazione di perforazione viene infissa nel terreno mediante due martinetti oleodinamici inversi che tirano verso il basso la tubazione. Questa rimane in opera come tubazione di rivestimento. Tale metodo è andato in disuso perché crea dei problemi nel momento in cui si

devono creare i filtri in opera. In questo caso si usano tubi a saldare.

Per quanto riguarda i tipi di terreno da perforare, il metodo a percussione dà buoni risultati in presenza di terreni incoerenti e di terreni argillosi, più o meno duri; comunque è possibile utilizzarlo anche in presenza di terreni granulari, più o meno cementati (arenarie e conglomerati) ed in rocce molto tenere (calcari). È un metodo molto lento e non conveniente per profondità superiori ai 120÷150 m.

6.2.1.2 SISTEMA A ROTAZIONE A CIRCOLAZIONE INVERSA

In questo sistema una testa idraulica mette in rotazione una batteria di aste alle estremità delle quali è posto uno scalpello di disegno diverso a seconda dei terreni interessati. Il terreno frantumato, con azione di taglio, viene portato in superficie dal fluido che risale attraverso le aste per effetto air-lift.

I detriti si depositano in superficie in grandi vasche di circolazione. Il fluido viene quindi fatto scendere nell'intercapedine esistente tra il preforo e le aste. Il fluido ha anche funzioni di stabilizzazione ed impermeabilizzazione temporanea delle pareti del foro.

Il sistema è particolarmente adatto alla realizzazione di grandi diametri di perforazione. La potenza complessiva necessaria per eseguire i diametri ordinari dei pozzi per acqua, raramente superiori a 1000÷1200 mm, risulta molto elevata rispetto ad altri sistemi di perforazione a rotazione.

Data la complessità dell'impianto cantiere, il sistema è poco adatto alle piccole profondità ed è normalmente sconsigliato al di sotto dei 70÷80 cm. È invece adatto alle perforazioni di terreni incoerenti, a granulometria piccola e media o anche in presenza di ciottoli che possano passare all'interno delle aste di perforazione senza essere frantumati. In queste condizioni di impiego lo scalpello ha solo azione di taglio e l'avanzamento è velocissimo. Molto impegnativo, e di fatto non utilizzato per la perforazione in roccia.

L'applicazione ottimale di questo sistema è in terreni alluvionali con profondità compresa tra 100 e 400 m da eseguirsi con diametri compresi tra 500 e 1200 mm.

6.2.1.3 SISTEMA A ROTAZIONE A CIRCOLAZIONE DIRETTA A FANGO

Come per il sistema appena descritto, la batteria di aste muove uno scalpello “trico” il quale per azione di percussione/taglio frantuma il terreno.

Quest’ultimo è riportato in superficie dal fango che, iniettato all’interno delle aste di perforazione, fuoriesce dallo scalpello e risale in superficie nell’intercapedine tra le aste ed il foro. Il fango che risale in superficie (velocità bassa: 0.2÷0.5 m/s) forma un pannello di stabilizzazione e impermeabilizzazione temporanea delle pareti della perforazione. I detriti giunti in superficie vengono separati dal fango con metodi meccanici. Quasi sempre con il poco efficiente metodo della sedimentazione. Il fango viene quindi reimmesso in circolazione da una pompa a pistoncini che lo inietterà all’interno delle aste fino agli ugelli dello scalpello.

La sezione dell’intercapedine tra aste e preforo cresce con il quadrato del diametro dello scalpello. Il costo, all’aumento della portata della pompa, cresce quindi rapidamente, sia per le potenze in gioco sia per le dimensioni delle attrezzature impiegate. Tale sistema è quindi conveniente sui diametri relativamente piccoli.

I diametri degli scalpelli possono arrivare fino a 26” (660 mm). I più usati si limitano a 8” ½ (216 mm), 12” ¼ (311 mm), 17” ½ (444 mm) e 14” ¾ (375 mm).

Il sistema offre ottime velocità di avanzamento e consente di perforare in tutti i tipi di terreni, ad eccezione che in rocce fratturate, a causa dell’eccessivo assorbimento di fluido. In questi casi si dovrà ricorrere al martello fondo foro.

6.2.1.4 PERFORAZIONE AD ARIA COMPRESSA E MARTELLO FONDO FORO

Il sistema di perforazione del presente metodo è analogo a quello della circolazione diretta. Il fango bentonitico è sostituito dall’aria compressa alla quale talvolta vengono aggiunti schiumogeni che favoriscono la pulizia del preforo e diminuiscono il consumo dell’aria.

Il sistema è adatto prevalentemente ai terreni coerenti. In presenza d’acqua il

battente piezometrico può essere penetrato solo per 100÷200 m, in ragione della pressione attualmente disponibile con gli attuali compressori in commercio.

Le profondità raggiungibili sono anche di molte centinaia di metri. È tuttavia necessario che non si formi un battente di acqua che prevalga sulla pressione del compressore. I diametri di perforazione consigliati sono 12'' $\frac{1}{4}$ ÷ 14'' $\frac{3}{4}$. Oltre tali diametri l'incidenza del costo dei compressori (consumi) si rende il sistema poco conveniente. Anche in presenza di schiumogeni che possono ridurre di un terzo il consumo d'aria.

6.2.1.5 PERFORAZIONE PER CAROTAGGIO CONTINUO

Questo metodo è utilizzato per la perforazione dei pozzi poco profondi e di piccolo diametro. Viene utilizzato come utensile di scavo un tubo munito al fondo di una scarpa tagliente, il tutto collegato ad una batteria di aste da perforazione.

Lo scavo ha una sezione anulare mentre la parte centrale del terreno o roccia rimane intatta (carota). Il carotiere è formato da un tubo (barra da nucleo) molto lungo (4÷8 m) con sul fondo, avvitata, la scarpa tagliente (taglione). Sopra la barra da nucleo vi è un altro tubo (calice) aperto in alto, dove si depositano i detriti della perforazione. Il tutto collegato alla batteria delle aste di perforazione. I taglioni possono essere di vario tipo, a diamante, a widia, a graniglia e a denti.

La perforazione viene fatta a circolazione diretta dell'acqua.. I detriti vengono sollevati dal fondo del pozzo e portati alla sommità del tubo calice dove, aumentando la sezione dell'intercapedine e diminuendo la velocità ascensionale dell'acqua, precipitano e si depositano.

Nel caso di perforazione in terreni incoerenti o poco coerenti, è consigliabile usare il doppio carotiere. Esso è formato da due tubi:

- tubo esterno: è collegato al taglione e ruota con la batteria di aste. Deve avere un grande diametro in quanto il suo diametro interno deve essere uguale a quello del tubo portacarota;

- tubo interno (portacarota): collegato al manicotto di giunzione mediante un cuscinetto a sfere, rimane fermo durante la perforazione. All'estremità inferiore del tubo carota e al suo interno, c'è un cestello a molle per trattenere la carota.

6.2.1.6 BUCKET

Questo sistema è impiegato per la costruzione di pozzi freatici rivestiti con tubi di cemento di ϕ 1.0 m. Le profondità raggiunte non sono in genere elevatissime 6.0÷7.0 m e sono legate al metodo di scavo impiegato.

Questo può infatti essere eseguito con una benna mordente applicata al braccio di un escavatore o utilizzando la perforazione a rotazione.

6.2.1.7 POZZI BATTUTI

Quando il livello della falda freatica è superficiale e il terreno è costituito da ghiaia o sabbia, si può infiggere un tubo già finestrato battendolo con un maglio adeguato. Lo sviluppo attorno al filtro del pozzo avverrà con la formazione di un dreno naturale.

6.2.1.8 POZZO NORTON O MACRO WELL POINT

Nelle condizioni descritte al punto precedente, quando il terreno è costituito prevalentemente da sabbia sciolta, è possibile infiggere direttamente il tubo del pozzo (ϕ 4''), già dotato della parte filtrante.

La posa avviene, come nel tradizionale metodo di infissione dei well point, con l'ausilio di una motopompa centrifuga autoadescante di elevata prevalenza. L'acqua che fuoriesce dal filtro rimuove il terreno favorendo una discesa del pozzo nel terreno. il materiale rimosso risale parzialmente in superficie, lungo lo spazio anulare tra il pozzo e il terreno.

6.2.1.9 ELICA CAVA

Questa tecnologia di perforazione consente di eseguire piccole perforazioni a

secco e di posare la tubazione definitiva.

In fase di recupero è possibile eseguire un modesto drenaggio e cementare il tratto superficiale.

6.2.2 *Posa delle tubazioni definitive e dei filtri*

Eseguita la perforazione, si procede alla posa della tubazione definitiva e dei filtri. La tubazione ed il filtro vengono calati coassialmente al preforo, utilizzando elementi centratori in acciaio, posti in corrispondenza del filtro. In funzione del tipo di pozzo da realizzare le tubazioni possono essere di acciaio a norme UNI, di acciaio a norme API (studiati per la perforazione petrolifera), di PVC e di materiali plastici.

La velocità dell'acqua all'interno del pozzo non deve superare i 3 cm/s. valore per il quale risultano minime le perdite di carico, riducendo i fenomeni di incrostazione, corrosione ed erosione.

Tra i vari tipi di filtro si annoverano quelli:

a ponte: sono i più diffusi, realizzati da una lamiera di acciaio sulla quale, per punzonatura, sono realizzati dei piccoli ponticelli con luci di passaggio comprese tra 0.8 e 0.3 mm. Successivamente, la lamiera viene calandrata e saldata;

a spirale continua: hanno una elevata superficie filtrante e la geometria della spirale limita i fenomeni di intasamento consentendo sviluppi efficaci. Questo tipo di filtro è realizzato da un filo a profilo triangolare, avvolto e saldato a barrette verticali di supporto;

fresati sul corpo del PVC o PE (polietilene): si hanno in genere basse superfici filtranti e forti percentuali di intasamento dovuta alle pareti parallele delle aperture che sono inoltre di spessore elevato;

eseguiti in opera: i filtri sono realizzati con un punzonatore meccanico o idraulico. Questi filtri hanno il limite di una percentuale di apertura bassissima

oltre che di una grossolana imprecisione delle dimensioni delle luci. Questo tipo di filtro è pertanto utilizzabile solo in acquiferi matrice grossolana e per i pozzi nei quali si trascura il parametro dell'efficienza.

Il diametro del tubo di rivestimento del pozzo è legato alla portata del pozzo stesso. La verifica va effettuata su tre parametri:

- **ingombro della pompa:** la corona circolare tra la pompa e la tubazione di rivestimento dovrà avere uno spessore minimo di 25 mm per aumentare proporzionalmente all'incremento della portata.
- **ingombro delle flange della tubazione di mandata:** dovrà consentire la protezione del cavo elettrico e la discesa di un freatimetro o di sonde di livello;
- **velocità di flusso:** è opportuno rispettare i limiti nella velocità di flusso per non incorrere in perdite di carico eccessive.

La lunghezza della tubazione filtrante deve essere valutata sulla base delle caratteristiche idrauliche, geologiche e giaciture dell'acquifero da captare.

Per quanto concerne invece il dreno artificiale da utilizzare, quando questo sia necessario, si dovrà provvedere ad una selezione granulometria e della composizione mineralogica (vedasi capitolo 6.2.3).

Dopo avere eseguito il pozzo si procederà alla sua cementazione per consentire l'isolamento dei livelli dei livelli acquiferi dalla superficie e fra loro stessi. L'isolamento potrà avvenire con l'uso di boiacca di cemento, di argilla in cilindretti.

6.2.3 Materiale drenante

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 e 25 mm circa. La granulometria

del fuso sarà commisurata alla natura e alla granulometria del terreno incontrato. Il materiale lapideo dovrà essere pulito e vagliato, tondo o di frantumazione, non gelivo e inalterabile all'acqua.

In ogni caso la granulometria del materiale drenante dovrà soddisfare le seguenti condizioni:

$$D_{15} / d_{85} < 4 < D_{15} / d_{15}$$

$$2 < D_{60} / D_{10} < 5$$

dove d indica il diametro dei grani del terreno e D il diametro dell'inerte.

6.2.4 Sviluppo dei pozzi

Lo sviluppo dei pozzi consiste in un insieme di operazioni che hanno l'obiettivo di raggiungere la massima efficienza del pozzo e l'eliminazione del trascinamento di sabbia o di impurità presenti nella falda captata. Gli esiti dello sviluppo sono legati alle procedure adottate per questa operazione ma determinati anche da una corretta progettazione del pozzo (perforazione, dimensionamento di filtro e dreno, corretta esecuzione dei diversi interventi). Le due principali operazioni che devono essere eseguite per ottenere uno sviluppo efficace del pozzo, sono l'eliminazione dei ponti di sabbia in prossimità del pozzo e l'emungimento con una portata nettamente superiore alla portata ottimale del pozzo.

Nel primo caso la rottura della selezione dei grani, che inevitabilmente si forma con il pompaggio dell'acqua verso il pozzo si ottiene con l'inversione del moto dell'acqua, dal pozzo all'acquifero. I metodi più usati sono il pistonaggio, il pompaggio, l'air-lift, il lavaggio con ugelli.

Nel secondo caso, il pompaggio con air-lift o elettropompa sommersa è fondamentale per verificare la stabilizzazione del dreno, ottenuta con il pistonaggio. Per evitare usure elevate alle pompe è preferibile utilizzare l'air-lift. Tuttavia, quando il livello statico è molto profondo e l'immersione modesta, il sistema perde efficienza. In questo caso si ricorrerà all'impiego di

un'elettropompa sommersa per completare lo sviluppo.

6.3 PUNTE FILTRANTI WELL POINT

6.3.1 Caratteristiche dell'impianto

L'impianto well point è costituito da una serie di pozzi di diametro variabile (generalmente 1'' ½) e lunghezza adeguata alle specifiche esigenze, connessi ad una pompa centrifuga autoadescante mediante una serie di collettori, raccordi e tubi di collegamento.

Ogni singolo elemento well point è costituito da una tubazione chiusa, alla cui estremità inferiore è posizionato un filtro attraverso il quale avviene l'emungimento dell'acqua dal terreno. la lunghezza e le caratteristiche dei filtri sono strettamente legate al tipo di terreno nel quale si effettua il pompaggio. Il collettore di aspirazione ha generalmente un diametro di 150 mm; i manicotti flessibili di collegamento, si 50 mm. Questi ultimi sono dotati di spirale in acciaio incorporata, in grado di mantenere la piena sezione del tubo flessibile quando il sistema è in depressione.

Per quanto concerne i materiali costruttivi, il collettore è realizzato con tubi in acciaio zincato e raccordi rapidi sferici di collegamento, mentre le tubazioni flessibili possono essere di PVC o di gomma-tela. L'impiego di impianti well point installati permanentemente o per lunghi periodi in acque salmastre, può richiedere l'uso di collettori e well point realizzati in HDPE.

La pompa asservita all'impianto (elettropompa e motopompa) e del tipo centrifugo autoadescante, con pompa del vuoto in gradi di evacuare in funzione del modello, una portata d'aria compresa tra 90 e 150 m³/h.

6.3.2 Prescrizioni

Lo studio di un intervento di drenaggio dovrebbe comprendere quanto riportato nel seguito.

La raccolta preliminare di tutta la documentazione relativa a sia alle caratteristiche costruttive del manufatto da realizzare sia all'idrogeologia dell'area interessata dai lavori..

L'esecuzione di un sopralluogo nel quale si verifichino le condizioni logistiche del cantiere. Sarà così possibile definire:

- la posizione planimetrica dell'impianto;
- la distanza dalle pompe dei punti (condotte fognarie, canali, ecc.) per lo scarico delle acque pompate dal terreno;
- la disposizione delle pompe e la disponibilità di potenza adeguata in cantiere;
- le condizioni al contorno dello scavo, come presenza di edifici, strade, ecc;
- gli eventuali rapporti tra l'acqua di falda e l'idrografia superficiale.

La definizione di un modello idrogeologico con previsione di massima delle portate da estrarre dai terreni. L'esecuzione di una prova di pompaggio preliminare che consente di:

- verificare la validità del modello idrogeologico teorico (portate emunte ed abbassamenti prodotti);
- identificare le migliori modalità di installazione dei well point (infissione diretta, uso di trivella, ecc);
- il dimensionamento finale dell'impianto con riferimento al numero di well point da impiegare, al loro interasse e alle caratteristiche delle pompe da asservire all'impianto well point.

6.3.3 Modalità di installazione

Le modalità di installazione dei well point sono legate alle specifiche condizioni stratigrafiche e proprietà granulometriche dei terreni oggetto degli interventi di

drenaggio. Di seguito viene elencata una serie di metodologie di installazione, legate alla natura dei terreni interessati dagli interventi di aggotamento.

6.3.3.1 TERRENI SABBIOSI

L'infissione dei well point nel terreno viene eseguita con l'impiego di una motopompa centrifuga autoadescante Jetting ($Q_{max} = 1000 \text{ l/min}$ – $H_{max} = 70 \text{ m}$) che, attraverso delle manichette flessibili ($\phi 50 \text{ mm}$), invia acqua in pressione verso il well point posizionato per l'infissione.

L'acqua attraversa il tubo di sollevamento e fornisce dal filtro well point sia lateralmente che frontalmente, con l'aertura di una valvola a sfera. Tale getto d'acqua in pressione produce la rimozione e la parziale asportazione in superficie del terreno attraversato. Questo favorisce la penetrazione del well point nel terreno per collocare il filtro alla profondità richiesta. Si tratta di una perforazione manuale a circolazione diretta d'acqua e a distruzione di nucleo.

Quando il well point viene messo in depressione la valvola collocata nel puntale del filtro si chiude favorendo l'ingresso dell'acqua dalle sole pareti laterali del filtro stesso.

6.3.3.2 TERRENI A GRANULOMETRIA FINE (LIMOSI O LIMOSO-SABBIOSI) O CON STRATIFICAZIONI ARGILLOSO-LIMOSE

In presenza di terreni a granulometria fine o con stratificazioni argillose, l'infissione dei well point è preceduta dalla realizzazione di una dreno verticale di sabbia (prefiltro) $\phi 20 \text{ cm}$, all'interno del quale viene posato il well point. Tale dreno ha lo scopo di impedire l'istruzione dei filtri ed inoltre costituisce una via preferenziale in grado di mettere in comunicazione strati a diversa permeabilità.

Il materiale drenante da mettere nel foro deve avere una granulometria uniforme. La scelta del materiale drenante può essere eseguita seguendo la relazione (Borniez – 1956):

$$d = 6 D_{60-80}$$

dove: d diametro del materiale drenante;

D_{60} diametro dei granuli corrispondenti alle ordinate del 60% della curva granulometria;

D_{80} diametro dei granuli corrispondenti alle ordinate del 80% della curva granulometria;

A risultati analoghi si arriva utilizzando la regola di Truelsen (1957):

$$d = (4 \div 5) D_{75-85} \text{ se } U < 3$$

$$d = (4 \div 5) D_{90-95} \text{ se } 3 < U < 5$$

dove: D_{75-85} diametro dei granuli corrispondenti alle ordinate comprese tra 75% e 85% della curva granulometria;

D_{90-95} diametro dei granuli corrispondenti alle ordinate comprese tra 90% e 95% della curva granulometria;

U coefficiente di uniformità.

Per $U > 5$ esiste il rischio di asportazione dei sedimenti fini.

Inoltre, è possibile ricorrere alla relazione:

$$d = (4 \div 6) D_{70}$$

con il coefficiente 4 per i terreni uniformi e 6 nel caso di terreni non uniformi.

6.3.3.3 TERRENI SABBIOSI GHIAIOSI

Nei terreni sabbiosi-ghiaiosi, quando è ancora consentito l'impiego degli impianti well point, l'infissione dei micropozzi può avvenire nei modi seguenti,:

- infissione tradizionale a getto d'acqua in pressione (solo se la componente sabbiosa è prevalente);
- posa con perforazione idraulica preliminare (se la componente ghiaiosa è prevalente).

Altre possono essere inoltre le metodologie di installazione adottate di volta in volta in funzione della composizione granulometria dei terreni oggetto dei lavori (trivelle ad elica azionate da motore idraulico, battipalo, vibratori pneumatici applicati alla testa dei well point).

6.3.3.4 TERRENI ROCCIOSI

I terreni rocciosi presentano una permeabilità per fatturazione o dissoluzione e non per porosità, inoltre l'acqua circola attraverso la roccia per vie difficili da individuare. Ne consegue l'impossibilità di impiegare con successo gli impianti well point in queste particolari condizioni operative.

6.3.4 Scelta dei filtri

La scelta dei filtri da montare sui well point deve essere fatta sulla base dei seguenti parametri:

- granulometria dei terreni;
- valore stimato della portata da estrarre dal terreno.

Nei terreni sabbiosi si opera con filtri in rete di reps, ϕ 1'' $\frac{1}{4}$ (31.75 mm) con passaggio 0.2 mm e lunghezza 0.65 m.

Nei terreni sabbiosi-ghiaiosi si utilizzano invece filtri con 32 aperture circolari ϕ 8 mm. In fase di pompaggio le aperture più elevate riducono le perdite di carico in corrispondenza al filtro, consentendo portate di emungimento superiori rispetto ai filtri per sabbia.

6.3.5 Profondità di posa e di utilizzo

Generalmente le punte filtranti dovrebbero essere infisse ad una profondità minima, oltre il fondo dello scavo da drenare, pari a:

$$p = h + 1.5 \quad (\text{m})$$

dove p è la profondità de filtro dal piano campagna, e h è la profondità dello scavo

dal piano campagna.

Lo schema indicato, valido in linea generale, dovrà essere verificato in base alle caratteristiche degli strati da drenare.

L'altezza massima di aspirazione vuotometrica di un impianto well point, in condizioni di perfetta efficienza, potrebbe essere di circa 8.7 m. In tali condizioni di impiego le portate, però sarebbero fortemente ridotte. Infatti, per raggiungere profondità di scavo elevate, con abbattimenti del livello di falda superiori a 4÷5 m, si ricorrerà alla posa di più anelli concentrici di well point, utilizzando la cosiddetta installazione a gradoni. Il battente idraulico dovrà quindi essere abbattuto in fasi successive, con ripetute installazioni, a quote diverse, degli impianti di well point, in modo da mantenere il dislivello tra la bocca aspirante della pompa ed il livello dinamico della falda entro i limiti di corretto funzionamento del sistema.

6.3.6 Distanza di installazione

L'impianto well point dovrà essere installato ad una distanza di sicurezza, rispetto all'unghia inferiore dello scavo, pari alla profondità di scavo. L'applicazione di tale prescrizione dovrà essere applicata in relazione alla compatibilità con gli spazi di cantiere.

È comunque fondamentale evidenziare che più ci si avvicina alla con l'installazione dell'impianto alla scarpata, più aumenta la probabilità di incontrare inconvenienti durante le operazioni di scavo.

Il posizionamento degli impianti well point nei terreni con stratificazioni son stratificazioni impermeabili deve essere fatto necessariamente alla giusta distanza dalle scarpate di scavo.

Il posizionamento dell'impianto well point all'interno dello scavo verrà sfruttata nel caso di costruzione di edifici con sottomurazioni di strutture esistenti o con piano sotterranei protetti da paratie in calcestruzzo.

In questi casi la presenza dell'impianto, che deve rimanere in funzione fino a struttura ultimata, determina discontinuità durante il getto delle fondazioni e tutta una serie di fori che devono essere chiusi con particolare cura dopo l'estrazione. La qualità delle fondazioni non dovrà risultare pregiudicata dai fori per l'esercizio dell'impianto well point. I metodi più usati per evitare ciò sono:

- protezione con tubi in plastica PVC;
- protezione con cartone ondulato;
- protezione con camicia in ferro plagiata.

6.3.7 Gruppi di emergenza

Vista l'importanza fondamentale dell'impianto well point per l'esecuzione degli scavi e delle opere di fondazione, deve esserne garantito un corretto funzionamento 20 ore su 24, per tutta la durata dei lavori. Questo anche per impedire la risalita dell'acqua di falda all'interno dello scavo con crolli conseguenti delle pareti di scavo. Si dovrà quindi prevedere l'utilizzo di sistemi di emergenza, in particolare:

- gruppi di emergenza automatici in parallelo;
- gruppi di emergenza automatici comandati da regolatori di livello;
- impianti per alimentazione di emergenza con gruppo elettrogeno ad avviamento automatico.

La scelta del sistema di emergenza deve essere effettuata sulla base delle caratteristiche tecniche e logistiche dell'impianto di pompaggio ed anche in ragione di criteri legati alla sicurezza ed alla economicità del sistema.

6.3.7.1 GRUPPI DI EMERGENZA AUTOMATICI IN PARALLELO

I gruppi di emergenza automatici sono motopompe, accoppiate in parallelo ai gruppi primari elettrici, che intervengono e si sostituiscono agli stessi, sia in caso di mancata erogazione dell'energia elettrica sia in caso di guasto improvviso.

6.3.7.2 GRUPPI DI EMERGENZA AUTOMATICI COMANDATI DA REGOLATORI DI LIVELLO

I gruppi di emergenza con comando a galleggianti sono motopompe di riserva collegate all'impianto di emungimento. Essi intervengono nei casi di necessità quando le portate risultano superiori rispetto a quelle controllate con le pompe in esercizio. I gruppi di emergenza sono comandati unicamente dal livello della falda, mediante galleggianti o sonde elettroniche inserite in pozzi piezometrici.

6.3.7.3 IMPIANTO PER ALIMENTAZIONE DI EMERGENZA CON GRUPPO ELETTROGENO AD AVVIAMENTO AUTOMATICO

L'impianto di emergenza con gruppo elettrogeno interviene automaticamente in casi di interruzione nell'alimentazione elettrica dell'elettropompa.

Attraverso un quadro elettrico si ottiene automaticamente l'avvio temporizzato in successione delle varie pompe onde evitare sovraccarichi di tensione difficilmente assorbibili dal gruppo stesso.

6.4 TRINCEE DRENANTI

6.4.1 Definizioni

In presenza di falde freatiche superficiali e quando il battente idraulico da deprimere e controllare è modesto, si potrà ricorrere all'impiego delle trincee drenanti. Si tratta generalmente di scavi disposti trasversalmente alla direzione di flusso della falda, con l'obiettivo di incanalare l'acqua di falda, convogliandola verso i punti di raccolta.

La profondità delle trincee drenanti 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.

Le trincee saranno colmate di materiale drenante e, al fondo, sarà posizionata una tubazione drenante in materiale plastico.

Nel caso di un drenaggio con l'impiego di una trincea drenante, la capacità di

emungimento del sistema può essere aumentata mettendo in depressione la tubazione drenante mediante una pompa centrifuga autoadescante.

6.4.2 Attrezzature e procedimenti di scavo

Per trincee di modesta profondità è possibile utilizzare escavatori a braccio rovescio, con benna a cucchiaino. 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, 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 in grado di garantire la stabilità dello scavo, potranno essere utilizzati fanghi biodegradabili. In alternativa si utilizzeranno schermi costituiti da pozzi drenanti.

Lo scavo delle trincee drenanti profonde sarà condotto per pannelli successivi, eseguiti utilizzando una benna mordente il cui spessore nominale dovrà corrispondere allo spessore di progetto della trincea. Per consentire lo scavo di pannelli adiacenti a quelli già riempiti con materiale drenante, senza che questo frani, saranno utilizzati dei tubi spalla opportunamente immersi nel terreno e ancorati in testa.

6.4.3 Materiali

6.4.3.1 TUBI DRENANTI

Le tubazioni potranno essere costituite da:

- tubi flessibili a doppia parete in HDPE;
- tubi flessibili a doppia parete in HDPE con geotessile filtrante in fibra sintetica;
- tubi rigidi a doppia parete in HDPE;

- tubi in PVC.

La rigidità anulare (resistenza allo schiacciamento) dei tubi determinata secondo la norma UNI EN ISO 9969:2016 dovrà essere almeno appartenente alla categoria SN4, pari a 4 kN/m². Il campo di applicazione dovrà estendersi da -25 a +60°C. I tubi dovranno resistere alla prova di piegatura sia a temperatura ambiente che a -5°C, eseguita con un raggio di piegatura pari ad almeno 5 volte il diametro nominale del tubo. I tubi dovranno essere forati con 5÷6 fori al metro su 240° o 360° della circonferenza. I diametri esterni dei tubi, salvo casi particolari possono variare da 63 mm e 200 mm.

6.4.3.2 RIEMPIMENTO DRENANTE

Il cavo rivestito sarà riempito con materiale drenante, curando in particolare che il geotessile aderisca alle pareti dello scavo. Si utilizzerà materiale lapideo pulito e lavato, tondo o di frantumazione, con pezzatura massima non eccedente i 70 mm. In ogni caso la granulometria del materiale drenante dovrà soddisfare le seguenti condizioni:

$$4 d_{15} < D_{15} < d_{85}$$

$$D_{60} / D_{15} < 2$$

ove d indica il diametro dei grani del terreno e D il diametro dell'inerte. Il riempimento verrà arrestato a circa 50 cm dal piano campagna. Superiormente la zona di scavo sarà ricoperta con materiale di scavo.

6.4.3.3 GEOCOMPOSITO

Le pareti dello scavo saranno di norma rivestite con un foglio di geocomposito le cui caratteristiche saranno stabilite dal progettista, in relazione alla granulometria del terreno naturale e del materiale di riempimento. Di norma il geocomposito deve essere prodotto utilizzando polipropilene inestensibile ai raggi ultravioletti, all'aggressione salina e non putrescibile. Il processo meccanico di produzione deve prevedere la legatura dei filamenti (agugliatura) e termosaldato.

In ogni caso il geocomposito dovrà avere caratteristiche non inferiori a quanto riportato nella tabella che segue:

Spessore a 2 kPa	14 mm
Massa areica	1030 g/m ²
Resistenza a trazione MD/CMD (EN ISO 10319)	20/22 kN cm
Capacità drenante nel piano	1.4 l/(m_x_s)

6.4.4 Controlli e documentazione

Per ogni pannello scavato, ovvero giornalmente se lo scavo è eseguito con attrezzatura a braccio rovescio, l'Appaltatore fornirà una scheda con indicati:

- profondità;
- volumi scavati;
- volumi di riempimento;
- curva granulometria degli inerti;
- risultati sulle prove dei materiali.
- livello idrico a operazioni concluse (solo per i pozzi ispezionabili).

6.5 DRENI SUB-ORIZZONTALI (MICRODRENI)

6.5.1 Generalità

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.

6.5.2 Caratteristiche dei tubi drenanti

Il tubo filtrante avrà caratteristiche (diametro, lunghezza e apertura della fessurazione) conforme al progetto. Il materiale costituente dovrà essere plastico non alterabile, con spessore e resistenza tale da garantire la corretta posa in opera nelle specifiche condizioni del sito e di ciascuna operazione. Qualora non diversamente prescritto, lo spessore sarà di almeno 2.5 mm, l'apertura della finestratura di 0.2 mm, il diametro esterno del tubo di almeno 40mm. Il tratto ceco avrà diametro interno uguale a quello finestrato. La parte terminale dei tubi di ciascun dreno, per una lunghezza di almeno 5 cm, sarà sufficientemente resistente da non subire danni o deformazioni consistenti, una volta in opera, in conseguenza del congelamento dell'acqua in essa contenuta.

6.5.3 Attrezzatura

L'attrezzatura di perforazione sarà costituita da una sonda di adeguate dimensioni e potenza operativa, a rotazione o rotoperdizione, completa degli accessori necessari. Le tubazioni di rivestimento provvisorio dovranno garantire il sostentamento delle pareti del foro anche nelle condizioni di perforazione più gravose, permettendo in ogni caso la installazione dei dreni. Il diametro interno del rivestimento non dovrà superare di oltre 30 mm quello esterno dei tubi drenanti da inserire.

6.5.4 Perforazione

La perforazione dovrà essere condotta con modalità approvate, comunque con un solo diametro per tutto il foro, con eventuali maggiorazioni di tale diametro in corrispondenza del tratto equipaggiato con tubazione cieca, qualora ritenuto utile o necessario per il raggiungimento della profondità richiesta. La perforazione sarà sempre accompagnata da rivestimento provvisorio, senza impiego di fluidi diversi da acqua eventualmente additivata con polimeri biodegradabili in 20-40 ore.

E' ammesso uno scostamento massimo dell'asse teorico non superiore al 3%. Al

termine della perforazione il foro sarà energicamente lavato con acqua pulita. Si eviterà, se non altrimenti approvato, di perforare contemporaneamente dreni con interasse inferiore a 10 m.

6.5.5 Installazione

Il dreno sarà inserito nell'interno del rivestimento provvisorio, che sarà solo successivamente estratto. La bocca del tubo dovrà sporgere di 4-6 cm dal paramento di boccaforo e verrà protetta da staffe in acciaio sporgenti. Nel caso di dreni con tratto cieco maggiore di 10 m in lunghezza, il tubo dovrà essere dotato di accessori atti a separare il tratto filtrante da quello cieco mediante cementazione dell'intercapedine tra tubo e foro lungo il tratto cieco.

A questo scopo dovranno essere predisposti:

- 2 valvole a manicotto distanti 100 e 150 cm dal punto di giunzione tra il tratto filtrante e cieco;
- un sacco otturatore in tela di juta o simili, avente 40 cm di diametro e lunghezza di circa 200 cm, legato alle estremità e disposto a copertura delle valvole, nel tratto di tubo cieco più profondo;
- alcune valvole a manicotto lungo la parte cieca del tubo non occupato dal sacco otturatore.

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. Le modalità per la cementazione sono sottoelencate:

- posizionamento del sacco otturatore in corrispondenza della valvola inferiore;
- iniezione di un volume di miscela corrispondente al volume del sacco otturatore completamente espanso, con una pressione di iniezione alla quota della valvola compresa tra 0.2 dH ed un prudenziale margine rispetto alla pressione che procura la lacerazione e la sfilatura del tubolare dalle sue

legature alle estremità (dH equivale alla differenza di quota tra la valvola inferiore e bocca foro);

- spostamento del doppio otturatore sulla valvola appena sopra il sacco otturatore iniettato e riempimento con miscela in pressione fino al suo rifluimento a bocca foro.

Ove previsto dal progetto il tratto filtrante sarà rivestito con foglio di geotessile , le cui caratteristiche saranno di volta in volta specificate, e comunque non inferiori a quanto prescritto in tabella seguente.

Spessore	2.5 mm
Peso	300 g/m ²
Resistenza a trazione (UNI8639)	350 N/5 cm
Allungamento (UNI 8639)	70%
Trazione trasversale (UNI 8639)	500 N/5 cm
Allungamento trasversale (UNI 8639)	30%
Permeabilità	5 e -3 cm/s

Il tubo drenante rigido microfessurato in PVC dovrà avere le seguenti caratteristiche:

Diametro tubo esterno	114 mm
Spessore	7.2 mm
Diametro esterno manicotti	125 mm
Larghezza fessure	0.5-0.7 mm

6.5.6 Lavaggio e manutenzione dei dreni

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; la lancia scorrerà entro il tubo grazie a dei pattini opportunamente disposti e tali da prevenire ogni danneggiamento del dreno. Il lavaggio sarà eseguito a partire dal fondo dreno, risalendo a giorno in forma graduale e progressiva dopo aver osservato la fuoriuscita di acqua limpida da bocca foro. Il lavaggio sarà se necessario ripetuto fino alla sicura creazione di un filtro rovescio naturale nel terreno circostante il dreno, in modo tale da assicurare che nelle fasi di esercizio il drenaggio delle acque non sia accompagnato da indesiderati fenomeni di trasporto solido.

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

6.5.7 Documentazione e controlli

Per ogni dreno installato l'impresa esecutrice compilerà un'apposita scheda con le informazioni generali per l'identificazione, le caratteristiche dimensionali del foro realizzato e del dreno installato, lo schema geometrico dell'installazione e della eventuale cementazione, i risultati visivi del lavaggio. La discordanza della posizione di progetto non dovrà essere superiore a 10 cm. Se richiesto dalla

direzione Lavori, l'Impresa Esecutrice provvederà alla lettura della portata emunta, alla misura della frazione solida in sospensione e alla misura della lunghezza del tubo libera e percorribile.

6.6 POZZI DRENANTI

6.6.1 Generalità

I dreni hanno la funzione di realizzare nel terreno dei percorsi di raccolta delle acque, e di conseguenza modificare il regime idraulico.

Gli scopi sono sostanzialmente due:

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

Le caratteristiche dei terreni per quanto concerne tipo, interasse, lunghezza, diametro e disposizione planimetrica, saranno definite dal progetto; l'Appaltatore dovrà realizzare i dreni con le prescritte caratteristiche, sottoponendo preventivamente alla Direzione Lavori eventuali proposte di variazione rispetto alle caratteristiche tipologiche prefissate, che dovranno comunque essere tali da garantire le medesime capacità e funzionalità.

6.6.2 Definizioni

I pozzi drenanti sono utilizzati negli interventi di consolidamento di scarpate instabili, allo scopo di intercettare le acque falda fino a grande profondità. L'intervento consiste nella realizzazione di una batteria di pozzi di diametro generalmente compreso tra 1.2 e 2.0 m, a interassi variabili tra 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%.

6.6.3 Prescrizioni tecniche particolari

6.6.3.1 ATTREZZATURE

Per la realizzazione di schermi di pozzi drenanti saranno utilizzate le attrezzature per l'esecuzione di pali trivellati con l'impiego di colonne di rivestimento provvisorio. È tassativamente esclusa la possibilità di impiego di fanghi bentonitici. L'impiego di acqua o di fanghi biodegradabili potrà essere autorizzato, in determinate circostanze dalla Direzione Lavori.

Per la realizzazione dei collettori di fondo saranno utilizzate sonde a rotazione e rotoperussione a manovra corta, montate su telai di forma cilindrica, di diametro compatibile con il diametro dei pozzi. Le sonde potranno essere a funzionamento automatico, telecomandato o manuale. Alle sonde dovranno essere asservite attrezzature di servizio integrate, costituite da una gru, motore e centralina idraulica, pompe sommerse per lo svuotamento provvisorio dei pozzi, etc. prima dell'inizio dei lavori l'Appaltatore dovrà trasmettere alla Direzione Lavori una planimetria con indicate tutti i pozzi drenanti, numerati progressivamente, specificando i previsti allestimenti finali (pozzi drenanti, pozzi ispezionabili, etc.) e la sequenza di esecuzione.

6.6.3.2 PERFORAZIONI

Le batterie di pozzi drenanti con collegamento sul fondo saranno realizzate mediante due fasi esecutive:

- la prima concerne la perforazione verticale, da eseguirsi con modalità ed attrezzature convenzionali, con il solo limite di non utilizzare fanghi bentonitici che, a seguito della formazione del "cake" sulle pareti dello scavo, ridurrebbero l'effetto drenante; è comunque anche da limitare l'impiego di acqua, allo scopo di non arricchire ulteriormente le falde; pertanto la più

corretta procedura esecutiva per la realizzazione di pozzi consiste nello scavo a “secco” con rivestimento provvisorio del foro;

- la seconda fase di lavoro concerne l'esecuzione della trivellazione per il collegamento al fondo mediante una speciale attrezzatura in grado di operare all'interno dei pozzi, impiegando l'utensile più adatto alla natura del terreno da attraversare. Eseguiti i collegamenti, si procederà all'allestimento definitivo dei pozzi, mentre le attrezzature di scavo e perforazione vengono utilizzate per l'esecuzione di un nuovo tratto di batteria.

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.

6.6.3.3 ESECUZIONE DEI COLLEGAMENTI TRA I POZZI

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'Appaltatore deve trasmettere alla Direzione Lavori le modalità di controllo della geometria delle perforazioni.

Completata la trivellazione, si procederà alla posa in opera del collettore di collegamento che dovrà essere realizzato utilizzando tubi in grado di resistere alle pressioni interne ed esterne, e di sopportare elevate deformazioni senza danni.

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

6.6.3.4 ALLESTIMENTO DEFINITIVO DEI POZZI

Sono possibili i seguenti allestimenti:

- pozzi drenanti a tutta sezione;
- pozzi drenanti ispezionabili;

- pozzi drenanti con rivestimento strutturale.

6.6.3.4.1 *POZZI DRENANTI A TUTTA SEZIONE*

Impermeabilizzato il fondo del pozzo si realizzerà il collegamento dei due tubi (di arrivo e mandata) tramite un tratto adeguatamente fessurato. Si eseguirà quindi il riempimento con materiale arido pulito provvedendo contemporaneamente all'estrazione del rivestimento provvisorio. Si utilizzerà di norma un fuso granulometrico compreso fra 2 e 25 mm circa. Il materiale lapideo dovrà essere pulito e vagliato, tondo o di frantumazione.

In ogni caso la granulometria del materiale drenante dovrà soddisfare le seguenti condizioni:

$$D_{15} / d_{85} < 4 < D_{15} / d_{15}$$

$$2 < D_{60} / D_{10} < 5$$

dove d indica il diametro dei grani del terreno e D il diametro dell'inerte. Il riempimento verrà arrestato a circa 50 cm dal piano campagna.

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

6.6.3.4.2 *POZZI ISPEZIONABILI*

Si tratta di pozzi aventi rivestimento definitivo ϕ 1.5 m, in modo da realizzare una intercapedine di spessore 15 cm. 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.

6.6.3.4.3 POZZI DRENANTI STRUTTURALI

Si tratta di pozzi aventi diametro ϕ 2 m, il cui mantello drenante, di spessore medio $s = 10$ cm, è coassiale ed esterno ad un rivestimento in conglomerato cementizio armato di 30 cm di spessore.

Esecutivamente il pozzo sarà realizzato inserendo entro la perforazione ϕ 2 m due rivestimenti ondulati ϕ 1.2 m e ϕ 1.8 m, coassiali, al cui interno verrà quindi posizionata l'armatura. I due rivestimenti, il cui spessore (≥ 2.7 mm) è comunque da dimensionare in base alla profondità del getto di cls, fungono da cassero a "perdere". Se realizzati in acciaio zincato essi possono essere considerati, sotto certe condizioni, collaboranti permanentemente. Posizionati i lamierini e l'armatura si eseguirà il riempimento dell'intercapedine esterna con materiale drenante e quindi il getto di cls, previo adeguato puntellamento interno. 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, etc.).

6.6.3.5 RACCOMANDAZIONI PARTICOLARI

6.6.3.5.1 VERIFICA DELLA PROFONDITÀ DI DRENAGGIO

Sarà realizzata mediante l'esecuzione di alcuni pozzi, in posizioni opportunamente prescelte. Le profondità dei pozzi devono essere infatti congrue con l'obiettivo di tenere depressa la falda fino alle profondità previste in progetto, e con la necessità di rispettare ovunque le pendenze della condotta di fondo. È opportuno quindi in via preliminare verificare localmente la profondità da

raggiungere e modificare, se necessario, la posizione della condotta di scarico.

L'Appaltatore indicherà nella planimetria dell'intervento i pozzi preliminari. Se approvato dalla Direzione Lavori, questi pozzi potranno far parte degli schermi drenanti di esercizio.

6.6.3.5.2 ESECUZIONE DEI COLLEGAMENTI

I collegamenti orizzontali saranno eseguiti di norma partendo dai pozzi più in basso, in modo da avere progressivamente attivo il sistema drenante; in caso contrario si utilizzeranno, provvisoriamente, delle pompe di sollevamento. In genere la pendenza media della condotta di fondo non potrà essere inferiore al 2%; è consigliabile la realizzazione della condotta secondo una disposizione a gradini.

6.6.3.5.3 INTEGRAZIONE DEL DRENAGGIO

Ove previsto dal progetto si installeranno all'interno dei pozzi delle raggiere 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.

6.6.3.5.4 ALLONTANAMENTO DEFINITIVO DELLE ACQUE

Sarà ottenuto mediante il loro recapito dai pozzi terminali ad un sistema di cabalette superficiali, da disporre lungo opportune direttrici.

6.6.3.6 CONTROLLI E DOCUMENTAZIONE

L'Appaltatore dovrà provvedere ad installare una rete di controllo geotecnico, conforme alle indicazioni di progetto e/o secondo un piano approvato dalla Direzione Lavori. Dovrà inoltre provvedere, con le frequenze che saranno concordate con la Direzione Lavori, al controllo della strumentazione geotecnica integrata con la misurazione periodica delle portate di drenaggio, sia agli scarichi, sia in corrispondenza dei punti nodali più significativi.

Per ogni pozzo eseguito e messo in collegamento, l'Appaltatore dovrà fornire una scheda tecnica indicante:

- data e numero del pozzo;
- diametro;
- profondità;
- volumi di acqua emunta per asciugare il pozzo;
- tipo di allestimento;
- numero, quota, diametro e larghezza dei collegamenti a indicare i pozzi collegati;
- volumi dei materiali drenanti messi in opera;
- livello idrico a operazioni concluse (solo per i pozzi ispezionabili).

6.7 ONERI GENERALI PER L'APPALTATORE

Per tutte le opere di aggettamento riportate ai paragrafi precedenti, l'Appaltatore dovrà ottemperare le prescrizioni riportate nel seguito.

Durante l'aggettamento l'Appaltatore dovrà monitorare l'efficienza del sistema di pompaggio, registrando anche le portate emunte e controllando la loro compatibilità con i valori previsti da progetto. La potenza degli impianti predisposti dall'Appaltatore dovrà essere adeguata allo smaltimento delle portate. Sarà onere dell'Appaltatore lo smaltimento dei quantitativi di acqua emunta in adeguati recapiti (fossi, scoli, canali, etc.).

L'Appaltatore dovrà predisporre gli impianti di emungimento in modo adeguato al fine di raggiungere i livelli piezometrici di depressurizzazione previsti da progetto.

Durante le operazioni di pompaggio l'Appaltatore dovrà predisporre un sistema di

monitoraggio dell'andamento della superficie piezometrica mediante la collocazione di piezometri per il rilevamento del livello di falda. Tali dispositivi dovranno essere disposti, in particolare, in prossimità di manufatti edilizi ed infrastrutturali presenti nel raggio d'influenza degli emungimenti. Nel caso in cui i livelli di abbassamento della superficie piezometrica siano superiori a quelli previsti, si dovrà verificare la loro compatibilità con le opere in progetto e con i manufatti presenti in prossimità dell'opera stessa.

I monitoraggi previsti per i manufatti e le opere infrastrutturali presenti in prossimità dell'opera sono validi anche per l'eventuale presenza di colture, vegetazioni, o specie arboree di particolar pregio che a causa degli emungimenti possono subire dei danni.

Durante le operazioni di aggettamento dovrà essere monitorato il trasporto di materiale fino, al fine di non avere asportazione di terreno nell'intorno dell'area interessata dal pompaggio.

Al fine di salvaguardare l'efficienza statica degli eventuali edifici in vicinanza delle opere in progetto dovrà essere predisposta un'adeguata campagna di monitoraggio delle deformazioni del piano campagna, delle eventuali paratie di sostegno e dei cedimenti delle fondazioni dei fabbricati e delle opere infrastrutturali.

Nella tabella che segue sono sintetizzati i "limiti di attenzione"(limiti a partire dai quali sarà necessario un'intensificazione delle misure dei monitoraggi) e "limiti di allarme" (limiti dopo i quali è necessario interrompere le attività di cantiere per eseguire interventi correttivi e/o integrativi alle opere) delle deformazioni per i diaframmi da tener presente in fase di esecuzione dei diaframmi stessi.

Controlli	Strumenti e misure	Criteri	
		Attenzione	Allarme
Spostamenti (orizzontali) in testa delle paratie	Misure topografiche con mire ottiche a riflessione collocate sopra la trave di coronamento	$0.8 \times D_{\text{calcolo}}$	$1.2 \times D_{\text{calcolo}}$



Dovendosi prevedibilmente misurare spostamenti dell'ordine di qualche millimetro, risulta senz'altro impiegabile una stazione totale ($\pm 0,1$ mm) che riferisca gli spostamenti di mire ottiche applicate alle strutture (scotch- light) in elevazione rispetto a punti al di fuori dell'ambito di influenza dell'intervento (edifici ragionevolmente non influenzati dalle opere perché distanti).

Per gli edifici sarà opportuno stabilire anche un congruo numero di basi per l'esecuzione di una livellazione geometrica di alta precisione ($\pm 0,1$ mm) con riferimento a caposaldi in zona stabile, onde verificare con maggior precisione l'entità degli spostamenti verticali assoluti e relativi.

Qualora si verificassero spostamenti a “livello di attenzione” dovrà essere incrementata, durante la prosecuzione degli scavi, la frequenza del monitoraggio degli spostamenti dei fabbricati in vicinanza alla zona soggetta a emungimento.

Nel caso che gli spostamenti raggiungano il “livello di allarme” dovranno essere interrotti gli aggottamenti e predisposto l'inserimento di ulteriori interventi provvisori con un monitoraggio protratto nel tempo dei cedimenti verificando l'avvenuto assestamento.

Prima della successiva ripresa dei lavori, oltre alla predisposizione di un idoneo piano di avanzamento, se necessario si effettueranno interventi di consolidamento delle fondazioni prospicienti valutando opportunamente le modalità esecutive (per esempio con iniezioni di resine poliuretaniche espansive o cementi micronizzati).