



CONSIGLIO NAZIONALE DEGLI INGEGNERI

PRESSO IL MINISTERO DELLA GIUSTIZIA - 00186 ROMA - VIA ARENULA, 71

Gruppo di Lavoro

Revisione Norme Tecniche

(Vincenzo Bacco, Gianfranco Baldan, Marco Bartoloni, Maria Luisa Beconcini, Paolo Bisegna, Luigi Bosco, Franca Briano, Franco Cavagnino, Giovanni Cardinale, Gianfranco Del Col, Rosa Dragone, Fabio Ferrario, Giancarlo Ferrera, Bruno Finzi, Corrado Giommi, Donatella Guzzoni, Marco Manfroni, Alfonso Marcozzi, Manlio Marino, Gaspare Mollica, Pietro Monaco, Salvatore Noè, Domenico Pino, Andrea Prota, Marco Rossi, Salvatore Saccà, Adriano Scarsella, Vincenzo Sepe, Antonio Sproccati, Leopoldo Tessere; coordinatore Alberto Speroni)

Gruppo di lavoro CNI

Sottogruppo “Geotecnica”

Ferrario, Giommi (segretario), Marino, Sproccati

Versione Finale 06/10/2011

INDICE

Premessa.....	3
6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA.....	4
6.1.2 – Comprensibilità del testo.....	5
6.2.2 – Comprensibilità del testo.....	6
6.2.3.1 – Fondamentale	7
6.4.2.2 – Comprensibilità del testo.....	8
6.4.3.1 - Refuso	9
6.4.3.7.2 – Fondamentale	10
6.5.3.1.2 - Refuso	12
6.6.2 – Fondamentale	13
6.6.2 – Fondamentale	14
6.9 – Fondamentale	16

Premessa

Tipologie di osservazioni raccolte:

Refuso

Fondamentale

Non coerente con EC

Comprensibilità del testo

Osservazione di carattere generale

Le osservazioni sono raccolte nella seguente forma:

Punto norma – Tipo di osservazione

Testo Originale

Testo originale

Commento

Commento

Testo proposto:

Testo proposto

Per le osservazioni di carattere generale, in genere viene omesso il testo proposto

6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA

6.1.2 – Comprensibilità del testo

Capoverso 3

Testo Originale

Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell’opera o dell’intervento e alle previste modalità esecutive.

Commento

*E’ opportuno precisare che le prove devono essere definite dal **progettista delle strutture e non dal progettista generale**.*

Testo Proposto

Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove che il progettista **delle strutture** deve definire in base alle scelte tipologiche dell’opera o dell’intervento e alle previste modalità esecutive.

6.2.2 – *Comprensibilità del testo*

Capoverso 5

Testo Originale

È responsabilità del progettista la definizione del piano delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica.

.....omissis.....

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.

Commento

*E' opportuno precisare che la responsabilità è in capo al **progettista delle strutture** (distinto dal progettista generale).*

Testo Proposto

È responsabilità del progettista **delle strutture** la definizione del piano delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica.

.....omissis....

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, **senza l'obbligo di quanto indicato all'ultimo comma del p. 6.2.1.**, ferma restando la piena responsabilità del progettista **delle strutture** su ipotesi e scelte progettuali.

6.2.3.1 – *Fondamentale*

Capoverso 4

Testo originale

.....Omissis...

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Commento

Per l'approccio 1 non è chiarito se le Combinazioni 1 e 2 vadano entrambe applicate a tutte le verifiche geotecniche e strutturali assumendo la più esigente in termini prestazionali.

In particolare, mentre nelle NTC sembrerebbe così, la circolare sembra andare nell'altra direzione.

Testo proposto (aggiungere la frase dopo il capoverso 4)

.....Omissis.....

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

In ogni caso, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia nei confronti del dimensionamento geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa delle due precedenti.

6.4.2.2 – *Comprensibilità del testo*

Testo originale

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7).

Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

Commento

Non è chiaro in quale o quali combinazioni devono essere verificati gli SLE.

Testo proposto

~~Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7).~~

Al fine di verificare la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7), debbono essere calcolati i valori degli spostamenti e delle distorsioni, nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al p.to 2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata dei carichi applicati.

Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

6.4.3.1 - Refuso*Capoverso 6***Testo originale**

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: $(A1+M1+R1)$
- Combinazione 2: $(A2+M2+R2)$

Approccio 2:

$$(A1+M1+R3)$$

Commento

Come segnalato dalla Circolare, nella combinazione 2 dell'Approccio 1 l'espressione “ $(A2+M2+R2)$ ” va sostituita con “ $(A2+M1+R2)$ ”

Testo proposto:

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: $(A1+M1+R1)$
- Combinazione 2: $(A2+M1+R2)$

Approccio 2:

$$(A1+M1+R3)$$

6.4.3.7.2 – *Fondamentale*

Testo originale

Sui pali di fondazione devono essere eseguite prove di carico statiche di verifica per controllarne principalmente la corretta esecuzione e il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove devono pertanto essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE. In presenza di pali strumentati per il rilievo separato delle curve di mobilitazione delle resistenze lungo la superficie e alla base, il massimo carico assiale di prova può essere posto pari a 1,2 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE. Il numero e l'ubicazione delle prove di verifica devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione; in ogni caso il numero di prove non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero di pali è inferiore o uguale a 20,
- 2 se il numero di pali è compreso tra 21 e 50,
- 3 se il numero di pali è compreso tra 51 e 100,
- 4 se il numero di pali è compreso tra 101 e 200,
- 5 se il numero di pali è compreso tra 201 e 500,
- il numero intero più prossimo al valore $5 + n/500$, se il numero n di pali è superiore a 500.

Il numero di prove di carico di verifica può essere ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche, da tarare con quelle statiche di progetto, e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali.

Commento:

Va innanzitutto chiarito che l'obbligo delle prove di verifica vale per pali soggetti prevalentemente ad azioni verticali: provare ad es. i pali delle paratie o delle berlinesi è un inutile spreco di tempo e risorse.

Sarebbe auspicabile che le prove fossero obbligatorie da un numero di pali superiore a 20, in modo che il costo della prova possa essere riassorbita dall'importanza dell'opera; questo anche per evitare che per le opere minori non si ricorra a fondazioni profonde a causa dell'incidenza del costo della prova sull'opera, perdendo in sicurezza.

Inoltre durante le prove non si devono creare danni alle strutture soprastanti o vicine.

Si pensi ad esempio a interventi su fondazioni di edifici esistenti, in cui il rafforzamento viene eseguito spesso con pali di piccolo diametro (micropali) il cui collaudo in opera è estremamente difficoltoso e a volte addirittura dannoso sia per le strutture soprastanti o per i pali stessi nel caso fossero inclinati.

Il collaudo avviene infatti o con l'uso di zavorre o mettendo a contrasto per sfilamento due pali vicini al palo da provare.

Testo proposto:

Sui pali di fondazione, **ad esclusione di quelli sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali**, devono essere eseguite prove di carico statiche di verifica per controllarne principalmente la corretta esecuzione e il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove devono pertanto essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE. In presenza di pali strumentati per il rilievo separato delle curve di mobilitazione delle resistenze lungo la superficie e alla base, il massimo carico assiale di prova può essere posto pari a 1,2 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

Il numero e l'ubicazione delle prove di verifica devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione

Per gli edifici esistenti, qualora non fosse possibile effettuare le prove di cui al presente paragrafo, in sostituzione potranno eseguirsi prove su pali pilota come previsto al 6.4.3.7.1. .

In ogni caso il numero di prove non deve essere inferiore a:

- ~~1 se il numero di pali è inferiore o uguale a 20,~~
- 2 se il numero di pali è compreso tra 21 e 50,
- 3 se il numero di pali è compreso tra 51 e 100,
- 4 se il numero di pali è compreso tra 101 e 200,
- 5 se il numero di pali è compreso tra 201 e 500,
- il numero intero più prossimo al valore $5 + n/500$, se il numero n di pali è superiore a 500.

Se il numero di pali è inferiore o uguale a 20, la facoltà di eseguire le prove di carico ed il loro numero sono a discrezione del collaudatore.

Il numero di prove di carico di verifica può essere ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche, da tarare con quelle statiche di progetto, e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali.

6.5.3.1.2 - Refuso

Capoverso 3

Testo originale

.....Omissis.....

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

– Combinazione 1: $(A1+M1+R1)$

– Combinazione 2: $(A2+M2+R1)$

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

.....Omissis.....

Testo proposto

....omissis....

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

– Combinazione 1: $(A1+M1+R1)$

– Combinazione 2: $(A2+M2+R2 R1)$

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

....omissis....

6.6.2 – *Fondamentale*

Penultimo Capoverso

Testo originale

....Omissis.....

Nei tiranti il cui tratto libero è realizzato con trefoli di acciaio armonico, nel rispetto della gerarchia delle resistenze, si deve verificare che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.

....Omissis.....

Commento

Non sembra pertinente parlare il riferimento alla Gerarchia delle Resistenze

Data la grande incertezza del calcolo della effettiva resistenza a sfilamento dell'ancoraggio dei tiranti, si propone la modifica riportata qui di seguito.

Testo proposto (eliminare la frase)

....Omissis.....

~~Nei tiranti il cui tratto libero è realizzato con trefoli di acciaio armonico, nel rispetto della gerarchia delle resistenze, si raccomanda che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.~~

....Omissis.....

6.6.2 – Fondamentale

Testo originale

....Omissis.....

Nel caso (b), il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo. Per la valutazione dei fattori ξ_{a3} e ξ_{a4} , si deve tenere conto che i profili di indagine sono solo quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio.

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}} ; \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\}$$

formula [6.2.13]

....Omissis.....

Tabella 6.6.III: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine.

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
a3	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
a4	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

....Omissis.....

Commento

È sicuramente giusto tarare il dimensionamento di una struttura geotecnica in funzione della conoscenza del terreno in sito: è ovviamente corretto assumere maggiore cautela laddove si hanno meno elementi conoscitivi del terreno di fondazione, mentre nel caso di un numero di informazioni elevato è lecito comportarsi in maniera differente.

Le indicazioni delle NTC 2008, però, forniscono un 'modus operandi' troppo generale che si addice poco ai molteplici casi che si possono incontrare durante l'attività di progettazione.

Perché, stando alle indicazioni delle NTC, devo assumere un fattore penalizzante per una paratia provvisoria di 15-20 m, magari in ambiente geologicamente ben definito, per la quale ad esempio si ha un sondaggio solo (nel migliore dei casi), mentre ho un fattore meno gravoso per un'altra paratia lunga 10 volte tanto con n. 2 sondaggi in più che magari non sono sufficienti ad identificare le diverse situazioni che si possono incontrare lungo lo sviluppo di questa seconda opera?

Nei due casi (paratia di 15-20 m con n. 1 sondaggio disponibile e paratia di 300 m con n. 3 sondaggi disponibili) devo assumere un fattore più gravoso per l'opera con terreno meglio conosciuto.

In conclusione, analogamente a quanto indicato dalle stesse NTC 2008 nel Cap. 8 per le Costruzioni Esistenti, occorre schematizzare in diverse classi il livello di conoscenza del terreno in sito: le classi devono dipendere da più fattori che nella pratica progettuale hanno uguale importanza nel dimensionamento di un tirante.

Testo proposto

....Omissis.....

Nel caso (b), il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo. Per la valutazione dei fattori ξ_{a3} e ξ_{a4} , si deve tenere conto ~~che i profili di indagine sono solo quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il~~ del Livello di Conoscenza del terreno di fondazione dell'ancoraggio.

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}} ; \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\}$$

formula [6.2.13]

....Omissis.....

Tabella 6.6.III: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del ~~numero n di profili di indagine~~ Livello di Conoscenza del terreno di fondazione dell'ancoraggio.

Livello di Conoscenza	LC1	LC2	LC3
ξ_{a3}	1,80	1,70	1,55
ξ_{a4}	1,70	1,60	1,45

....Omissis.....

Premettendo che il Progettista è comunque pienamente responsabile del dimensionamento dei tiranti di ancoraggio, di seguito si descrivono i Livelli di Conoscenza che si possono acquisire nei calcoli.

LC1 - Il contesto geologico di riferimento evidenzia la possibile presenza di livelli (o lenti) problematici di scadente qualità (ad esempio con falde in pressione), o un suolo con diversi livelli aventi caratteristiche marcatamente differenti. Le indagini geognostiche disponibili, pur essendo in numero e tipologia adeguate al caso in esame, non chiariscono pienamente tutti i parametri utili per la stima delle caratteristiche meccaniche dei livelli presenti. Vanno comunque acquisiti tutti i parametri fondamentali per il dimensionamento geotecnico dei tiranti.

LC2 - Il terreno di fondazione è stato investigato in modo esaustivo con sondaggi geognostici o prove in situ (prove penetrometriche statiche o dinamiche, prove pressiometriche...), sempre di lunghezza adeguata; per tale Livello di Conoscenza si ammette l'assenza di prove di laboratorio se queste non sono indispensabili per comprendere pienamente le caratteristiche di resistenza e deformabilità dei terreni di fondazione.

LC3 - In presenza di un contesto geologico chiaro e senza particolari problematiche legate a terreni scadenti, il terreno di fondazione è stato investigato in modo esaustivo, con sondaggi geognostici di lunghezza adeguata, prove in situ e di laboratorio.

6.9 – Fondamentale

Commento

Per le possibili opere di consolidamento dei terreni sarebbe opportuno ampliare il paragrafo con riferimento specifico alle diverse tecniche di intervento e alle relative verifiche di sicurezza.

Le principali tecniche attualmente consolidate nella pratica progettuale sono: le colonne di jet-grouting (o jettiniezione), il soil-nailing/rock-nailing; è necessario introdurre uno specifico paragrafo che fissi per ciascuna tecnica indicata le caratteristiche dei materiali da utilizzare, le combinazioni di calcolo SLU per gli stati limite da considerare, nonché i coefficienti parziali da adottare per le diverse verifiche necessarie alla progettazione degli interventi di rinforzo.

Testo proposto (aggiungere due paragrafi)

6.9.3 - Tecniche di miglioramento dei terreni mediante colonne di jet-grouting.

Con riferimento alle tecniche di iniezioni cementizie ad alta pressione nei terreni, si dovranno seguire le indicazioni della norma UNI EN 12716:2003.

Le caratteristiche di resistenza delle colonne di jet-grouting (che dipendono dal tipo di terreno in cui vengono realizzate) dovranno essere espressamente indicate nel progetto e verificate mediante opportune prove durante l'esecuzione dei lavori.

Nel caso il jet-grouting sia utilizzato per il miglioramento dei terreni al di sotto delle fondazioni, le verifiche geotecniche dovranno seguire i seguenti indirizzi:

1. nel caso di colonne tangenti o intersecanti fra loro (similmente ad un tampone di fondo), si dovrà seguire quanto indicato nel § 6.4.2 per le fondazioni superficiali tenendo conto ovviamente delle caratteristiche del terreno migliorato
2. nel caso di colonne poste a distanze maggiori di 2.5 volte il diametro delle stesse, si dovrà seguire quanto indicato nel § 6.4.3 per le fondazioni su pali, tenendo conto anche del comportamento di insieme delle colonne
3. nei casi intermedi in cui il rapporto fra interasse e diametro delle colonne sia compreso nel range $1.0 \div 2.5$, si dovranno valutare gli effetti di mutua interazione fra le colonne di jet-grouting ed il terreno naturale in termini di portata complessiva ed assestamenti del terreno migliorato.

Nel caso tale tecnica sia usata per la realizzazione di opere di sostegno delle terre si dovrà seguire quanto indicato nel relativo § 6.5.

Con riferimento al miglioramento dei terreni al di sotto delle fondazioni, quanto riportato nel presente paragrafo può essere valido anche per analoghe tecniche di miglioramento dei terreni, come ad esempio le miscelazioni profonde (Deep Mixing) e le colonne di ghiaia vibroflottate, adottando eventualmente accorgimenti progettuali sulla base di quanto indicato nelle norme UNI di riferimento (per le miscelazioni profonde UNI EN 14679:2005, per le colonne di ghiaia UNI EN 14731:2006).

6.9.4 - Tecniche di miglioramento delle scarpate in terreni o in roccia mediante l'uso di elementi in acciaio o altro materiale.

Le analisi progettuali dovranno fare riferimento a modelli geotecnici di sottosuolo di riferimento e a leggi di comportamento note e di comprovata validità.

Inoltre, si dovrà ricorrere a metodi e procedimenti di calcolo adeguati alla complessità del sistema opera-terreno e al livello di progettazione.

In generale si deve ricorrere a metodi analitici e/o metodi numerici per simulare il comportamento dell'insieme terreno+rinforzo, nelle diverse fasi di scavo e costruzione, agli SLU e agli SLE.

Le analisi devono essere svolte con specifico riferimento alla stabilità globale della scarpata rinforzata ed all'interazione terreno-rinforzo per la valutazione delle sollecitazioni assiali e trasversali assorbite dall'elemento di rinforzo.

Le verifiche necessarie per il dimensionamento degli interventi di miglioramento e rinforzo dei terreni e delle rocce dovranno riguardare i seguenti aspetti:

- rottura per insufficiente resistenza a taglio del terreno;
- collasso per insufficiente resistenza passiva del terreno nell'intorno dell'armatura lungo le superfici di rottura;
- sfilamento dell'armatura all'interfaccia con il terreno o roccia;
- collasso per insufficienza strutturale dell'armatura, potenzialmente soggetta a trazione, taglio e flessione;
- collasso per insufficienza strutturale del rivestimento esterno, se presente
- collasso per stabilità globale all'esterno delle scarpate rinforzate;
- compatibilità degli spostamenti indotti con la funzionalità delle opere a tergo degli scavi;
- presenza di possibili fenomeni di corrosione dei rinforzi

Le modalità di progettazione delle scarpate rinforzate con elementi in acciaio o altro materiale dovranno seguire le indicazioni di norme europee di comprovata validità, come ad esempio la normativa inglese *BS EN 14490 - Execution of special geotechnical works - Soil nailing*.