

Massimo De Iasi

Carico limite per fondazioni dirette

**Calcolo del carico limite
secondo la normativa italiana ed Eurocodici
con GEOFON 1.0**

- Normativa italiana ed europea a confronto
- Teoria e problematiche connesse al carico limite
- Abachi e grafici illustrativi

Massimo De Iasi

CARICO LIMITE PER FONDAZIONI DIRETTE

ISBN 13 978-88-8207-326-8

EAN 9 788882 073268

Software, 42

Prima edizione, aprile 2009

De Iasi, Massimo <1971->

Carico limite per fondazioni dirette / Massimo De Iasi.

– Palermo : Grafill, 2009

(Software ; 42)

ISBN 978-88-8207-326-8

I. Fondazioni.

624.15 CDD-21

SBN Pal0217452

CIP – Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

© **GRAFILL S.r.l.**

Via Principe di Palagonia, 87/91 – 90145 Palermo

Telefono 091/6823069 – Fax 091/6823313

Internet <http://www.grafill.it> – E-Mail grafill@grafill.it

Finito di stampare nel mese di aprile 2009

presso **Eurografica S.r.l.** Viale Aiace, 126 – 90151 Palermo

Tutti i diritti di traduzione, di memorizzazione elettronica e di riproduzione sono riservati. Nessuna parte di questa pubblicazione può essere riprodotta in alcuna forma, compresi i microfilm e le copie fotostatiche, né memorizzata tramite alcun mezzo, senza il permesso scritto dell'Editore. Ogni riproduzione non autorizzata sarà perseguita a norma di legge. Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

*A mio figlio Luigi, Stella Cometa,
a mio padre Luigi, Orsa Polare,
ed a mia moglie Tiziana, Sole Raggiante*

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE AL CARICO LIMITE	p.	7
1.1. Premessa.....	"	7
1.2. Cenni storici.....	"	7
1.3. Introduzione al problema del carico limite	"	9
2. NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE	"	13
2.1. Normativa italiana ed europea a confronto	"	13
2.2. Raccomandazioni tecniche indagini geognostiche e prove di laboratorio	"	16
2.2.1. Indagini geognostiche	"	17
2.2.2. Frequenza delle indagini.....	"	18
2.2.3. Metodi di perforazione.....	"	18
2.2.4. Classe di qualità dei campioni.....	"	19
2.2.5. Finalità delle indagini	"	19
3. TEORIA E PROBLEMATICHE CONNESSE AL CARICO LIMITE	"	21
3.1. Meccanismi e cinatismi di rottura	"	21
3.2. Formula trinomia del carico limite	"	25
3.3. Punzonamento.....	"	28
4. MANUALE TECNICO GEOFON 1.0	"	31
4.1. Schema di calcolo.....	"	31
4.2. Formula trinomia.....	"	32
4.3. Input dati	"	33
4.4. Coefficienti carico limite.....	"	36
4.5. Coefficienti correttivi	"	37
4.6. Verifica al punzonamento	"	39
4.7. Carico limite condizione drenata	"	41
4.8. Carico limite condizione non drenata.....	"	42
4.9. Verifica allo stato limite ultimo – normativa europea	"	43

5. ESEMPI APPLICATIVI ED ELABORAZIONE DATI	p.	45
5.1. Premessa.....	"	45
5.2. Input di base	"	45
5.3. Output di base.....	"	46
5.4. Elaborazioni dati.....	"	48
6. GUIDA ALL'INSTALLAZIONE DI GEOFON 1.0	"	91
6.1. Introduzione al CD-ROM allegato.....	"	91
6.2. Requisiti per l'installazione del software.....	"	91
6.3. Procedura per la richiesta della password utente	"	91
6.4. Procedura di installazione per gli utenti MS Windows.....	"	92
6.5. Procedura di installazione per gli utenti Macintosh	"	92
6.6. Procedura per la registrazione del software.....	"	93
6.7. Utilizzo del software in ambiente MS Windows.....	"	93
6.8. Utilizzo del software in ambiente Macintosh	"	93
6.9. Esempi di stampa	"	93
7. PRESENTAZIONE GEOFON 2.0	"	100
7.1. Descrizione software GEOFON 2.0	"	100
7.2. Input grafico	"	100
<i>Imposta colori</i>	"	100
<i>Dati generali</i>	"	101
<i>Input</i>	"	101
<i>Calcolo</i>	"	101
<i>Visualizza risultati</i>	"	102
<i>Stampe</i>	"	102
7.3. Input dati elementi.....	"	102
<i>Fili</i>	"	102
<i>Sezioni</i>	"	103
<i>Campi geotecnici</i>	"	104
<i>Piastre</i>	"	104
<i>Travi</i>	"	104
<i>Plinti</i>	"	105
<i>Geometria piano</i>	"	105
<i>Eccentricità</i>	"	106
<i>Carichi</i>	"	106
7.4. Input regolazioni grafiche.....	"	107
7.5. Output dati.....	"	108
7.6. Esempi di stampa	"	110

Capitolo 1

INTRODUZIONE AL CARICO LIMITE

► 1.1 Premessa

La quasi totalità dei problemi riscontrati in fase di costruzione ed in fase di esercizio di edifici, infrastrutture viarie, ponti e dighe è imputabile senza dubbio alcuno a problemi geotecnici o meglio a problemi connessi alle fondazioni od alla interazione fondazione-struttura.

La storia delle normative e la preistoria del buon senso ha sempre volto lo sguardo verso il mondo visibile, verso ciò che è il “risultato finale” di un'opera strutturale, qualunque essa sia: agli occhi di un bambino un edificio inizia con la quota di ingresso del portone, un ponte viene apprezzato per l'altezza dei piloni che lo sostengono, una diga si erge da un alveo scosceso o in taluni casi emerge dall'acqua; da pochi decenni l'attenzione è stata dirottata su ciò che invece non si vede, e le indagini e gli studi in sotterraneo hanno avuto piede.

Il problema assume ulteriore rilevanza se si considera che le strutture in elevazione sono costruite con materiali ormai noti e di cui si conoscono i comportamenti fisici, chimici e meccanici con assoluta dovizia: il calcestruzzo viene confezionato elettronicamente con la composizione tale da garantire una resistenza nota e voluta; altre strutture permettono l'utilizzo di alcuni materiali il cui utilizzo era impensabile fino a qualche decennio fa come il vetro, le fibre di carbonio o i polimeri.

I terreni sottostanti le fondazioni solo da poco sono anch'essi ritenuti strutturali; ciò nonostante le incognite permangono: i terreni non potranno mai essere catalogati per tipologia ma avranno sempre un'enorme ed incolmabile varietà che li contraddistinguerà l'uno dall'altro. Uno strato di terreno omogeneo per dieci metri geologicamente potrebbe avere teoricamente variazioni sostanziali di proprietà meccaniche ogni dieci centimetri di profondità e quindi presentarsi in 100 modi differenti.

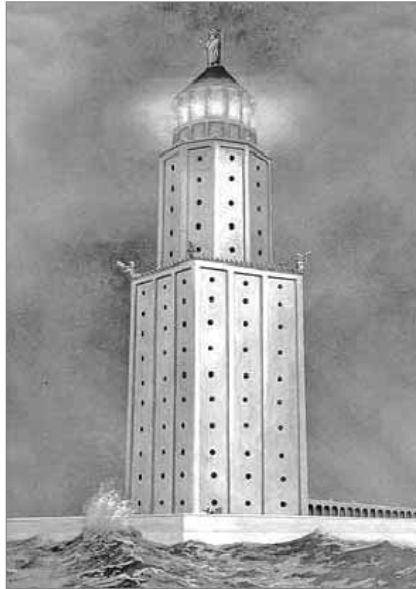
Oggi lo studio geologico e geotecnico del sottosuolo ha colmato parzialmente un gap che comunque presenterà per sempre incognite e sorprese. Si consideri una struttura in elevazione come un edificio di 2 piani con una piastra di fondazione quadrata di lato 10 m. Il bulbo delle tensioni potrebbe essere valutato intorno ai 1000 metri cubi. Se si analizzano, per la struttura in elevazione (volume di calcestruzzo pari a 80 metri cubi), un numero di cubetti di calcestruzzo pari a 60, risulta evidente che è stato analizzato, considerando il volume dei cubetti di calcestruzzo, una percentuale pari allo 0.1%.

Allo stesso modo, pur facendo indagini e prove di laboratorio come prescritto dalla più stringente normativa vigente, si analizza solo lo 0.0000001% di materiale interessato alle sollecitazioni indotte; quindi per i materiali noti, confezionati dall'uomo e soprattutto visibili a vista durante l'esercizio dell'opera, le verifiche e le prove sui materiali hanno una frequenza 1.000.000 di volte superiore.

► 1.2. Cenni storici

Testimonianze di crolli eccellenti dovuti a problemi geotecnici quali cedimenti, rottura dei terreni, liquefazioni o rotture di terreni dovuti a sisma si sono susseguite nel tempo anche con grandi clamori.

L'antica Alessandria d'Egitto fu vittima della sua stessa grandezza: ***“Crollò su se stessa, nell’acqua e nel fango, non per un maremoto, ma perché i suoi edifici erano troppo pesanti e sontuosi”*** (Frank Goddio).



Il faro di Alessandria d'Egitto

Anche il Campanile di San Marco, ad inizio secolo, sembra sia crollato per cedimenti strutturali dovuti a forti cedimenti e rottura del sistema fondale.



Crollo del campanile di San Marco

Arrivando ai giorni contemporanei e nota a livello mondiale è la pendenza della Torre di Pisa. La Torre di Pisa fu costruita tra il 1100 e il 1300 e fu progettata eretta. Cominciò ad inclinarsi fin da subito; durante la costruzione, che durò diverso tempo, furono apportati continui accorgimenti tecnici affinché non collassasse su se stessa. L'inclinazione fu contrastata con particolari accorgimenti costruttivi e costantemente si è provveduto a sostituire elementi e colonne lesionate nel corso degli anni.



Torre di Pisa

Attualmente la Torre, è inclinata di circa $5,5^\circ$ e tale inclinazione genera una rotazione che incrementa la pressione sull'area in cui si trova la costruzione; ciò causa un ulteriore aumento della rotazione e così via fino ad arrivare al ribaltamento dell'intera struttura. Altro rischio è la rottura del terreno di fondazione che provocherebbe un altrettanto ribaltamento dovuto stavolta al raggiungimento del "Carico Limite". In seguito, nei capitoli successivi, si potrà valutare quanto incide un carico eccentrico in fondazione e quanto incidono difformità geometriche del piano di posa o del piano di campagna.

► 1.3. Introduzione al problema del carico limite

Il compito principale della fondazione è quello di trasmettere il carico dell'opera al terreno sottostante ed il meccanismo di trasferimento del carico al terreno avviene attraverso il piano di appoggio garantendo la funzionalità della struttura.

Il carico trasmesso in fondazione, per garantire la stabilità della struttura in elevazione, non deve in nessun caso portare a rottura il terreno sottostante, non deve arrecare cedimenti eccessivi e non compatibili con le opere in elevazione, ne tanto meno deve innescare fenomeni di instabilità globale quali rotture di pendii o cinematismi tali da compromettere terreni più profondi ed altre opere adiacenti.

Non sempre i primi cedimenti strutturali o i primi rilievi visibili vengono ricondotti a problemi sulle fondazioni e tutto ciò innesca un repentino abbattimento dei coefficienti di sicurezza in quanto si verificano contemporaneamente variazioni geometriche del sistema fondale, variazione dello stato di sollecita-

zione e delle forze in gioco, variazione, modifica e diminuzione dei parametri meccanici innescando resistenze residue e non più di picco. Tali variazioni dei coefficienti correttivi del carico limite, moltiplicati tra loro, diminuiscono drasticamente il valore finale di Carico Limite e possono portare a rottura del terreno in tempi brevi senza preavviso alcuno.



Edificio ribaltato su un fianco per rottura del terreno di fondazione



Edificio ribaltato lateralmente per rottura del terreno di fondazione

Altro esempio molto noto, forse perché avvenuto nella patria della precisione è l'inclinazione del campanile di Saint Moritz in Svizzera.



Campanile di Saint Moritz

Il problema del carico limite deve essere visto anche con diverse prospettive, facendo riferimento a tutto il mondo che ci circonda e non necessariamente riferito a strutture civili.

Ricordiamo che il carico limite è il carico massimo che il terreno riesce a sopportare prima che arrivi a rottura.

Anche un albero ha un proprio peso, è soggetto a carichi verticali incrementati dal carico neve, a carichi orizzontali dovuti al vento, a problemi eccentrici per effetto di una non calibrata potatura ed altro ancora. Ebbene, anche un albero ha le radici che fungono da fondazioni ed ha un proprio bulbo delle tensioni.

Anche un albero può ribaltarsi per rottura a carico limite del terreno nel quale è piantato.

Anche per l'albero si possono fare le stesse considerazioni, per migliorarne la stabilità o il coefficiente di sicurezza, alla stessa stregua di una pila da ponte o di una torre.

Lo stesso discorso, sempre riferendosi a fenomeni naturali, può essere considerato per le valanghe: durante la stagione invernale la neve si deposita sui pendii in diversi periodi ed ha, proprio come per i terreni, diverse proprietà fisiche e di resistenza.

In funzione delle condizioni al contorno, temperatura, vento ed umidità, i fiocchi di neve assumono forma diversa e pertanto differente risulta il loro modo di aggregarsi e stratificarsi: si creano degli strati

definiti “soffici” che hanno minor resistenza e come tali si possono rompere per effetto di un carico eccessivo sovrastante costituito dagli altri strati.

Uno strato “soffice” coincide tecnicamente con uno strato di terreno non particolarmente resistente: entrambi possono portare a rottura l'intero sistema; l'uno provocando una slavina, l'altro il collasso di una struttura.



Capitolo 2

NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE

► 2.1. Normativa italiana ed europea a confronto

Il quadro normativo che regola e norma il problema della progettazione delle fondazioni è disciplinato sostanzialmente da Norme italiane e dal nuovo quadro normativo europeo sulle costruzioni civili (edifici, torri, ponti, opere di sostegno, scavi, rilevati, ecc.), tradotti in Eurocodici.

Le Norme italiane adottate ancora oggi sono state emanate con la Circolare Ministero Lavori Pubblici, 24 settembre 1988, n. 30483 e sono prettamente Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Tali Norme approvano inoltre le norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione, di cui alla legge 2 febbraio 1974, n. 64.

Gli Eurocodici invece sono individuati con dieci sigle che vanno da EN 1990 a EN 1999; ciascuna delle sigle si riferisce ad un particolare tipo di materiale, a principi generali di progettazione o alle azioni ed alle forze agenti.

Gli EN 1997 E en 1998 si occupano, nello specifico, della progettazione geotecnica rispettivamente in campo statico ed in campo dinamico, per effetto di sisma. Nel dettaglio l'Eurocodice 7 – ENV 7, Norme per la progettazione geotecnica è suddiviso in 3 parti:

- Parte 1: Norme Generali (ENV 1997-1:1994, uni ENV 1997-1:1997);
- Parte 2: Progettazione assistita da prove di laboratorio (ENV 1997-2:1999, UNI ENV 1997-2:2002);
- Parte 3: Progettazione assistita da prove in sito (ENV 1997-3:1999, uni env 1997-3:2002).

Molteplici e sostanziali sono le principali novità del nuovo quadro normativo europeo rispetto alle norme italiane (comunque ancora in vigore) e soprattutto diversi sono gli approcci ed i principi che regolano lo status delle Norme.

Fondamentale differenza è l'aspetto cogente della Norma: negli articoli degli Eurocodici ci sono "Principi" che hanno carattere vincolante, "Regole" di applicazione che rappresentano regole e procedure generalmente accettate ma assolutamente non vincolanti e ci sono "Appendici Informative" che contengono suggerimenti, raccomandazioni e metodi di calcolo suggeriti o consigliati.

Gli Eurocodici, sempre per quanto riguarda l'aspetto geotecnico (calcolo portanza delle fondazioni, calcolo cedimenti, calcolo e verifica delle opere di fondazione ecc.), non tengono più conto del "Coefficiente Globale di Sicurezza" ma bensì adottano l'approccio "semiprobabilistico" agli stati limite con coefficienti parziali di sicurezza.

Inoltre gli Eurocodici valutano le verifiche sia in termini di stato limite ultimo sia nello stato limite di esercizio dell'opera.

Completamente differente è inoltre l'approccio sismico alla progettazione geotecnica che tiene conto di una zonazione sismica basata sulle massime accelerazioni su affioramento rigido dando ampio spessore alle problematiche delle condizioni locali del sottosuolo.

Nel campo delle opere di fondazione la progettazione, secondo gli Eurocodici, deve necessariamente seguire tre fasi distinte:

- analisi dell'interazione "cinematica" che si sviluppa sotto l'azione del moto sismico su uno schema semplificato in cui si tiene in considerazione solo la fondazione ed il terreno. Tale analisi deve finalizzare l'azione sismica trasmessa alla struttura e le caratteristiche di sollecitazione trasmesse alle fondazioni;
- analisi della sovrastruttura soggetta all'azione sismica precedentemente determinata per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione agenti nella struttura in elevazione e trasmesse alla fondazione;
- analisi dell'interazione tra la fondazione ed il terreno.

Tale approccio prevede un'approfondita conoscenza delle condizioni litologiche, stratigrafiche, delle anomalie del substrato, ma soprattutto non può prescindere da una approfondita e scrupolosa conoscenza dei parametri meccanici, delle caratteristiche fisiche ed delle proprietà indice di tutti i litotipi interessati dal "bulbo delle tensioni" della struttura in elevazione.

È fondamentale valutare prima di tutto i carichi trasmessi dalla struttura alla fondazione, definire il bulbo delle tensioni (ipotizzando anche diverse tipologie di fondazione), valutare tutti gli strati di terreno che ricadono all'interno del bulbo delle tensioni, all'interno del quale ci sono variazioni dello stato tensionale indotto dai carichi agenti della struttura in elevazione, e per concludere, analizzare con appropriate e specifiche prove di laboratorio, tutti i litotipi interessati.

A tale proposito rimane del tutto attuale la Norma italiana "Circolare Ministero Lavori Pubblici, 24 settembre 1988, n. 30483" che stabilisce una serie di principali criteri da seguire:

- per il progetto e per l'esecuzione di indagini sui terreni, intesi quali terre o rocce nella loro sede;
- per il progetto, per la costruzione e per il collaudo di opere di fondazione, opere di sostegno, manufatti di materiali sciolti, manufatti sotterranei;
- per lo studio della stabilità dei pendii naturali:

I principi ed i criteri hanno lo scopo di garantire la sicurezza e la funzionalità del complesso opere-terreni e di assicurare in generale la stabilità del territorio sul quale si inducono sollecitazioni e deformazioni.

Le Norme italiana ed europea si differenziano per la diversa interpretazione che viene data al Grado di Sicurezza delle opere: per la Norma italiana viene valutato il Coefficiente globale di sicurezza, per la Norma europea la progettazione agli stati limite si basa su Coefficienti di sicurezza parziali.

Per la normativa italiana si definisce, in riferimento al "Carico limite", il coefficiente di sicurezza come rapporto tra forze resistenti e forze agenti:

$$FS = \frac{q_{lim}}{q_{esercizio}}$$

La valutazione del coefficiente segue un approccio deterministico ed è di fatto un confronto tra il sistema di forze che provoca la rottura ed il sistema di forze che agisce durante e dopo la costruzione dell'opera.

Ciò consente di avere un valore non univoco in quanto è funzione del problema geotecnico e soprattutto giocano un ruolo determinante l'affidabilità dei parametri geotecnici e delle grandezze fisiche che concorrono alla determinazione del carico limite.

L' Eurocodice che affronta il problema con la teoria dello stato limite prevede che ogni struttura sia verificata in due diverse condizioni:

- stato limite ultimo (SLU): si valutano le situazioni di rottura o di collasso strutturale;
- stato limite di servizio (SLS): si considerano situazioni di esercizio usuale oltre le quali non sono più soddisfatte alcune funzioni o requisiti di servizio dell'intera opera.

In riferimento alle fondazioni superficiali, per esempio, gli stati limite da individuare sono certamente la rottura per carico limite, lo scorrimento sul piano di posa della fondazione, il ribaltamento del paramento per un muro di sostegno ed altro.

Fondamentale è determinare una sollecitazione instabilizzante denominata effetto Ed delle azioni di progetto (nel calcolo del carico limite potrebbe essere il carico verticale agente sulla fondazione), e la corrispondente resistenza Rd di progetto (il valore della resistenza al carico limite).

Tali espressioni possono essere sintetizzate con le seguenti espressioni (Aversa-Maiorano-Mandolini):

$$E_d = \gamma_E \cdot E \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \}$$

$$R_d = 1 / \gamma_R \cdot R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \}$$

In cui con γ si indicano i coefficienti di sicurezza parziali, che incrementano le azioni rappresentative F_{rep} ($\gamma_F F_{rep}$) e l'effetto E ($\gamma_E E$) delle azioni, mentre riducono le caratteristiche di resistenza caratteristiche X_k (X_k / γ_M) dei materiali e, direttamente, la resistenza R (R / γ_R).

I coefficienti γ_F si distinguono in γ_G e γ_Q , che si applicano rispettivamente alle azioni permanenti e da quelle variabili; lo stesso si fa per i coefficienti sull'effetto delle azioni.

Nell'ambito di γ_M si distinguono i coefficienti parziali su angolo di attrito ($\gamma\phi'$), coesione efficace ($\gamma c'$) e resistenza non drenata (γCu); invece i coefficienti sulle resistenze γ_R si distinguono per i vari cinematismi di rottura.

Il pedice k indica una prefissata probabilità che si possa verificare un valore più sfavorevole.

Il simbolo a_d indica le caratteristiche geometriche di progetto e tiene conto, con eventuali incrementi di indeterminazione Δ , anche di incertezze valutative come ad esempio sulla stratigrafia, sul livello di falda e su anomalie del sistema.

Con il simbolo F_{rep} si intendono le azioni rappresentative che sono determinate dalle azioni caratteristiche moltiplicate per un opportuno coefficiente di combinazione Ψ (tale coefficiente è normato con l'EN 1990).

La verifica allo stato limite ultimo (ULS) consiste nell'accertare che l'effetto delle azioni di progetto sia non superiore alla resistenza di progetto:

$$E_d \leq R_d$$

Risulta evidente che il coefficiente di sicurezza non è espresso mediante un coefficiente globale di sicurezza (come nel caso della Norma italiana) ma mediante più coefficienti parziali che incrementano le azioni e riducono contestualmente le resistenze. Concludendo si può sintetizzare la differenza tra le due normative valutando le diverse verifiche che devono essere soddisfatte:

NORMATIVA EUROPEA

Verifica allo stato limite ultimo (SLU)

$$q_{limd} \geq q_{esd}$$

NORMATIVA ITALIANA*Coefficiente di sicurezza globale*

$$FS = \frac{Q_{lim}}{Q_{es}}$$

I valori del coefficiente di sicurezza per fondazioni dirette sono tabellati in funzione delle caratteristiche della struttura in progetto e della particolarità del sottosuolo legata al grado di rischio ed alla quantità di indagini geognostiche, prove di laboratorio e dati in grado di avvalorare i calcoli e le determinazioni.

Valori del coefficiente di sicurezza per fondazioni dirette (da "Viggiani")		
<i>Caratteristiche struttura in progetto</i>	<i>Sottosuolo omogeneo e indagini estese</i>	<i>Terreni eterogenei e indagini inattendibili</i>
I carichi massimi di progetto si verificano di frequente; conseguenze del collasso catastrofiche (ad esempio: dighe di ritenuta)	3,0	4,0
I carichi massimi di progetto si verificano di occasionalmente; conseguenze del collasso gravi (ad esempio: ponti stradali)	2,5	3,5
I carichi massimi di progetto sono assai improbabili (ad esempio: civili abitazioni)	2,0	3,0
<p>Note:</p> <p>Per strutture temporanee i valori possono essere ridotti del 30%; valori < di 2 sono comunque sconsigliati.</p> <p>Per strutture molto alte, quali torri e ciminiere, i valori indicati devono essere aumentati fino al 50%.</p> <p>Deve essere considerata l'eventualità di innalzamento del livello di falda o scalzamenti dovuti a scour o scavi.</p> <p>Deve essere verificata la resistenza sia a termine costruzione (condizione non drenata) sia a lungo termine (condizione drenata), a meno che una delle due sia chiaramente più sfavorevole.</p> <p>In ogni caso una fondazione deve essere studiata anche nei riguardi dei cedimenti. Se l'opera in progetto è suscettibile di cedimenti, potranno risultare necessari valori di FS anche maggiori di quelli indicati.</p> <p>Per opere che consentono notevoli deformazioni (rilevati, serbatoi metallici) possono essere accettati valori più bassi, in alcuni casi perfino inferiori a 2.</p>		

► **2.2. Raccomandazioni tecniche indagini geognostiche e prove di laboratorio**

Le Norme italiane, emanate con la Circolare Ministero Lavori Pubblici, 24 settembre 1988, n. 30483, permettono di valutare il coefficiente di sicurezza per il carico limite con un approccio deterministico essendo di fatto un confronto tra il sistema di forze che provoca la rottura ed il sistema di forze che agisce durante e dopo la costruzione dell'opera.

Ciò consente di avere un valore non univoco in quanto è determinante la corretta valutazione del problema geotecnico e soprattutto giocano un ruolo essenziale l'affidabilità dei parametri geotecnici e delle grandezze fisiche che concorrono alla determinazione del carico limite.

Adottando la normativa italiana, per la valutazione del carico limite, aumenta l'incertezza del valore finale del coefficiente di sicurezza soprattutto se non si tiene conto di una serie di raccomandazioni e