

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI FOGGIA

Corso Roma, 88 sc. A – 71121 Foggia – Tel. 0881.771304 – Fax 0881.772723

www.ordingfg.it – PEC: ordine.foggia@ingpec.eu – e-mail: segreteria@ordingfg.it

Prot. N. 261/PE/2011

Foggia, 05/10/2011

**Ai Componenti delle Commissioni
“Diagnostica Strutturale” e “Strutture e Geotecnica”
*Loro Sedi***

La S.V. è invitata a partecipare alla riunione organizzata delle **Commissioni di Studio “Diagnostica Strutturale” e “Strutture e Geotecnica”** che avrà luogo il giorno **12 ottobre 2011 mercoledì**, alle ore **17.30**, presso la Sede dell’Ordine, per trattare i seguenti argomenti:

1. Analisi ed approfondimenti al seminario del 22 settembre u.s., *“Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici”*;
2. Corso RINA di addestramento per operatori di I-II Livello patrocinato dall’Ordine su *“Prove non distruttive”*;
3. Revisione delle NTC 2008: *Analisi e commenti alle osservazioni dell’Ordine di Monza trasmesse al gruppo di lavoro del CNI*;
4. Varie ed eventuali.

Distinti saluti.

I COORDINATORI

F.to Ing. Francesco CELA
F.to Ing. Alfredo FERRANDINO
F.to Michele STOCOLA

IL PRESIDENTE

F.to Ing. Gerardo TIBOLLO

N.B.

Si allega alla presente convocazione il testo completo delle osservazioni inviate al CNI per una disamina delle stesse propedeutica alla discussione in commissione.

Monza, lì 14/07/2011

Prot. n° 874/11

Spett. le
Consiglio Nazionale degli Ingegneri
Via IV Novembre n. 114
00187 ROMA (RM)

e. p.c. tutti gli Ordini degli Ingegneri

Oggetto: *revisione delle NTC 2008: trasmissione delle Osservazioni dell'Ordine di Monza e Brianza al Gruppo di Lavoro del CNI*

In riferimento alla circolare n° 427/XVII del 21/6/2011, l'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Monza e della Brianza ha elaborato alcune osservazioni sia di carattere generale che di merito ai singoli articoli della normativa vigente.

Premesso che condividiamo pienamente il contenuto del testo elaborato dalla Commissione Strutture dell'Ordine degli Ingegneri di Milano dal titolo "NTC 2008. Aggiornamento possibile, ma", si precisa quanto segue:

- Le norme devono essere chiare, semplici, affidabili e con formule facilmente verificabili. L'attuale impostazione, invece, contiene alcune criticità per l'ottenimento del fine ultimo delle stesse, e cioè la sicurezza delle strutture progettate: gli ingegneri di comprovata esperienza, anche pluridecennale, che hanno contribuito concretamente e sul campo alla progettazione ed alla realizzazione di strutture, si sono sempre avvalsi anche di procedure e metodologie tradizionali per validare i loro progetti, accumulando un bagaglio di conoscenze ed esperienze che va oltre il mero utilizzo di procedure automatizzate. L'uso di complessi software si rende invece indispensabile con la nuova normativa in quanto l'onere computazionale richiesto non consente alternative. Sarebbe auspicabile che questo consolidato bagaglio culturale venisse trasmesso alle nuove generazioni. Il pericolo che l'Ordine intravede è che, oltre al mancato passaggio delle esperienze acquisite, le nuove generazioni si affidino totalmente e senza piena consapevolezza ai risultati di un software che fornisce solo l'illusione di una raggiunta sicurezza, ma in realtà è a suo totale svantaggio. Per poter evitare ciò, si propone e si auspica che la norma,

soprattutto per quanto concerne le costruzioni in siti ricadenti in zona 4, contempli un *"doppio binario, ovvero che se da un lato essa prevede giustamente le metodologie più recenti e complesse, dovrebbe anche contemplare, per la progettazione di strutture di minor impegno o come procedura alternativa per validare il dimensionamento di strutture più complesse, metodologie di tipo più tradizionale o aventi la stessa semplicità d'uso delle procedure tradizionali, in modo da rendere effettivamente possibile un controllo reale"*.

- Si ritiene indispensabile che alle norme, comunque revisionate, siano allegati numerosi, dettagliati e comprensibili esempi di calcolo che possano essere svolti a mano o con semplici strumenti da qualsiasi progettista. Qualora questo non fosse possibile si ritiene che la norma rimanga (come si teme) nell'ambito scientifico e non ingegneristico.

Riportando la conclusione dell'Ordine di Milano, ancora una volta condivisa, si ritiene che *"l'attuale testo NTC e relativa Circolare non siano adeguati per progettare e verificare strutture reali si chiede pertanto un intervento urgente del Servizio Tecnico Centrale e del Ministero per correggere le NTC 2008, con l'aiuto ed il supporto degli Ordini, al fine di consentire agli ingegneri italiani di continuare a progettare in sicurezza e di competere con i propri colleghi europei"*

Oltre alla dovuta premessa, l'Ordine di Monza e Brianza, con pieno spirito di collaborazione, allega alla presente le osservazioni tecniche puntuali sui singoli articoli della normativa, accompagnate dalle relative proposte di modifica, come richiesto dal Gruppo di lavoro CNI. Tale contributo è frutto del lavoro della Commissione Strutture del nostro Ordine presieduta dall'ing. Marta Vimercati.

IL PRESIDENTE
Ing. Piergiorgio Borgonovo

IL SEGRETARIO
Ing. Giovanni Bellù

ALLEGATO

OSSERVAZIONI E PROPOSTE SULLE NTC

Il presente contributo è frutto del lavoro della Commissione Strutture dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Monza e della Brianza composta da:

ing. **Marta Vimercati** (Presidente)

ing. **Pierpaolo Cicchiello** (Vicepresidente)

ing. **Leopoldo Cafaro**

ing. **Matteo Fiori**

ing. **Giuseppe Galloni**

ing. **Edoardo Merlini**

ing. **Angelo Novara**

ing. **Giorgio Radaelli**

ing. **Andrea Sangalli**

Tematiche Generali

• Parte Generale

Problematica riscontrata:

In vari punti della normativa pare doversi assumere che le regole per il rispetto della GdR ed i dettagli costruttivi debbano essere coerenti con il fattore di struttura assunto per la struttura. Se, per le strutture iperstatiche, si assume un fattore di struttura¹ pari 1.5, dovrebbe essere consentito non applicare la gerarchia e non utilizzare particolari accorgimenti costruttivi.

Richiesta:

Definire chiaramente se ciò è corretto, e se attuabile in che termini debba essere attuato. Ciò perché, tanto per le strutture particolari, che non rientrano nelle tipologie previste, tanto per le scelte operative sarebbe utile poter disporre di maggiore chiarezza.

• Allegato A

Problematica riscontrata:

E' chiaro, da quanto riportato nell'allegato A, che il metodo di calcolo dell'azione sismica dovrebbe servire alla redazione di uno specifico documento che consenta di differenziare l'azione sismica nell'ambito dello stesso comune. La mancanza di tale approfondimento rende l'applicazione del calcolo dell'azione sismica di difficile controllo, **soprattutto da parte delle autorità competenti.**

Richiesta:

Emanare un documento in cui i parametri sismici sono definiti per comune (o frazioni) e non variabili con le coordinate geografiche all'interno della stessa zona.

In testa agli Eurocodici si rinvengono le seguenti premesse che sembrano doversi leggere come invito all'**utilizzo prioritario** rispetto alle normative Nazionali².

“PREMESSA NAZIONALE”

“La presente norma costituisce il recepimento, in lingua inglese , della Norma EN....., che assume così lo status di **norma nazionale italiana**”

¹ *q-factor* o *behaviour factor* in accezione anglofona.

² Anche perché gli EC “coprono” di più e meglio, a parere di chi scrive, tanto gli aspetti di progettazione generale che quelli particolari.

“National Standards implementing Eurocodes”

“Gli standard Nazionali che implementano gli Eurocodici comprenderanno **l'intero testo dell'Eurocodice così come pubblicato dal CEN**, il quale può essere preceduto da un titolo ed una premessa Nazionali e potrà essere seguito da Allegati Nazionali (informativa)”

“Gli Allegati Nazionali potranno contenere solo informazioni su quei parametri che sono lasciati “liberi” nell'Eurocodice per le “scelte Nazionali” da utilizzare per il progetto di edifici ed opere di ingegneria civile costruite nella Nazione in oggetto”

Considerata la disponibilità di “norme parallele” (con gli Eurocodici che hanno status di Norma Nazionale) ci si chiede, anche per la obbiettiva maggiore “copertura” garantita dagli Eurocodici rispetto alle NTC 2008 validate in Italia col D.M. 14/01/2008 e le relative Istruzioni (C.M.L.P. n° 617 del 02/02/2009), se le NTC hanno o no priorità sugli Eurocodici non costituendo **“Allegato”** e tanto meno **“informativa”** ?

Al contrario, sembra che l'accettabilità degli Eurocodici dipenda dalle stesse **NTC** e che queste abbiano priorità su tutto, ma questo non farebbe che confermare l'arretratezza culturale normativa italiana in Europa.

Capitolo 2

Capitolo 2 (Vita nominale)

Problematica riscontrata:

Nella tabella³ di cui al punto 2.4.1, non appare contemplato il caso di una struttura esistente che abbia già una vita di un certo numero di anni e si debba verificare per mantenerla in vita ancora per un limitato numero di anni.

Richiesta:

Chiarire il significato di vita nominale per strutture esistenti, nel senso della problematica esposta, oppure se occorra sempre utilizzare i valori minimi indicati dalla norma.

2.4.2 NTC Classi d'uso

“**Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.”

E' indirizzo di qualche Genio Civile⁴ che nella classe d'uso III debbano ricadere edifici di modesto sviluppo sia planimetrico che altimetrico: tipico è il caso di edifici con massimo 2 o 3 piani, di cui il piano terra sia adibito ad attività commerciali in cui l'affollamento è significativo rispetto ad una civile abitazione, ma non simile ad un centro commerciale. Occorrerebbe specificare un criterio di definizione del cd “Significativo affollamento”

³ Quella che definisce i valori della vita nominale per le varie tipologie di costruzioni.

⁴ Si prendano ad esempio gli uffici del Genio Civile di Avellino.

Capitolo 3

- **Cap 3 e 7** NTC 2008 ; **Cap C3 e C7** delle Istruzioni applicative.

Nella progettazione antisismica non è possibile rivenire una corrispondenza diretta tra le prescrizioni riportate all'interno dei Cap. 3 e 7 NTC 2008 e le relative Istruzioni e quelle previste nell'EC8 relativamente ai seguenti argomenti :

- Stati limite ultimi e di servizio
- Parametri per la definizione degli spettri di accelerazione (F_0 , F_V , T_C)
- Coefficiente di categoria del sottosuolo (S)
- Definizione dei periodi fondamentali di picco (T_B , T_C , T_D)
- Classificazione delle strutture in **bassa** e **alta** duttilità⁵ ed in **media** ed **alta** duttilità⁶, con un fattore di struttura **q** per strutture NON dissipative assunto pari ad 1 per NTC 2008 e fino a 1,5 per EC8.
- Definizione delle azioni e dei criteri di calcolo per il collegamento tra la struttura in elevazione e il sistema di fondazione.

Ci si chiede :

- è possibile eseguire in Italia una progettazione antisismica basata sui criteri dell'EC8 con riferimento agli spettri nazionali ?
- si può definire **non dissipativa** una struttura con fattore $q = 1,5$ come proposto dall'EC8 ?
- si possono considerare dissipative **sezioni di classe 3** con fattori di struttura q compresi tra 1,5 e 2 come proposto dall'EC8 ?

⁵ Secondo NTC 2008.

⁶ Secondo EC8.

Capitolo 4

4.1.2.1.3.1

Problematica riscontrata:

Incongruenza con l'Eurocodice, poiché nella norma europea EC8 si fa riferimento all'armatura longitudinale in trazione, mentre nelle NTC08 viene scritto solo "armatura longitudinale". E' lecito pensare che anche nelle norme italiane sia da considerare quella in trazione, ma questa lettura sarebbe da chiarire.

Richiesta:

Chiarire come considerare il rapporto geometrico di armatura longitudinale ρ_l .

4.1.2.1.3.4

Problematica riscontrata:

Per quanto riguarda il punzonamento, nelle NTC 2008 l'intero sforzo va affidato all'armatura⁷, mentre l'EC2 lo affida anche al calcestruzzo. Appare evidente un apprezzabile scollamento tra evidenze sperimentali ormai consolidate ed aggiornamento dei codici normativi.

Richiesta:

Indicare se effettivamente lo sforzo va affidato solo all'armatura o si può anche attribuirne una parte al calcestruzzo. Esplicitare che si può scegliere di condurre una verifica adottando, sul punto, *in toto* l'approccio proposto in EC2.

4.2.3.1

- § 4.2.3.1 – NTC 2008

Come si classifica una sezione in presso-flessione deviata?

Si può applicare la sovrapposizione degli effetti con riferimento alle singole componenti della sezione⁸?

- § 4.2.3.1 – NTC 2008 – tab 4.2.I-III

Nella classificazione delle sezioni presso-flesse con presunzione di comportamento elastico, il rapporto ψ tra le tensioni in corrispondenza dell'estremità di ciascuna componente della sezione è da riferire al rapporto limite delle tensioni all'estremità della sezione?

⁷ Come previsto dalla vecchia Normativa italiana.

⁸ Anime e piattabande.

Per la classificazione della parte sporgente, $\psi = \psi_{cf}$ ⁹, mentre per la classificazione della parte interna, $\psi = \psi_c$ ¹⁰.

- § 4.2.3.1 – NTC 2008 – tab 4.2.I-III ; § 6.1.4.2 – EN 1999-1-1

Poiché nella classificazione delle sezioni in acciaio presso-flesse, con presunzione di comportamento elastico, si deve fare riferimento ad un diagramma di tensioni che parta dallo snervamento della fibra compressa più esterna ci si chiede perché per la classificazione delle sezioni in lega di alluminio si fa riferimento all'effettivo stato tensionale, che è quello che definisce la sezione efficace¹¹ delle sezioni di classe 4.

Una sezione presso-flessa in acciaio di classe 4¹² può, invece, avere un comportamento elastico¹³, facendo riferimento allo stato tensionale effettivo, come richiesto dai metodi, semplificato o iterativo, di calcolo della sezione efficace¹⁴. Definire appartenente alla classe 4 una sezione che ha un comportamento elastico senza instabilità locali¹⁵ è penalizzante ai fini di un calcolo di struttura dissipativa a bassa duttilità¹⁶ che, secondo l'EC8, ammette l'impiego anche di sezioni di classe 3.

Ci si chiede:

- quale è la giustificazione di questa metodologia di calcolo?
- perché non c'è corrispondenza con il calcolo congruente previsto per le sezioni in lega di alluminio?
- perché nelle sezioni in acciaio di classe 4 la sezione efficace è definita "eliminando" le parti compresse suscettibili di instabilità locale mentre per le sezioni in alluminio viene opportunamente ridotto lo spessore?
- perché due criteri così diversi in funzione del materiale?

- § 4.2.3.1 – NTC 2008 – tab 4.2.I-III

Nella classificazione delle sezioni in acciaio, mentre esiste una transizione continua tra i valori limite della presso-flessione e quelli della flessione semplice, il passaggio

⁹ Rapporto tra la tensione alla radice della parte sporgente e la tensione di snervamento f_y al lembo compresso più esterno.

¹⁰ Rapporto tra la tensione all'estremo più vicino all'asse neutro e la tensione di compressione σ_c al lembo opposto dell'elemento interno.

¹¹ Parzializzazione.

¹² Definita con riferimento ad uno stato tensionale che parte dal limite di snervamento f_y della fibra compressa più lontana.

¹³ Senza instabilità locali come per sezioni di classe 3.

¹⁴ Parzializzazione della sezione.

¹⁵ Classe 3.

¹⁶ $q < 2$

da uno stato di presso-flessione ad uno di compressione pura¹⁷ si ha solo quando la forza assiale di progetto N_{Ed} raggiunge la resistenza limite di progetto ($A \cdot f_y$ o $d \cdot t_w \cdot f_y$) e solo in questo caso si avrebbe $\alpha = 1$ e $\psi = 1$?.

Con riferimento al caso più semplice di sezione doppiamente simmetrica si ha :

$$\alpha = [2 \cdot N_{Ed} / (A \cdot f_y) - 1] \leq 1 \quad ; \quad \alpha = 1 \text{ quando } N_{Ed} = A \cdot f_y$$

$$\psi = \frac{1}{2} \cdot [1 + N_{Ed} / (d \cdot t_w \cdot f_y)] \leq 1 \quad ; \quad \psi = 1 \text{ quando } N_{Ed} = d \cdot t_w \cdot f_y$$

finchè $N_{Ed} < N_{pl,Rd}$ ($= A \cdot f_y$ o $d \cdot t_w \cdot f_y$) α e ψ sono minori di 1 secondo le espressioni sopra riportate e mantengono lo stesso valore indipendentemente dal valore del momento flettente.

Ciò significa che nel caso di presso-flessione con forte prevalenza della forza assiale rispetto al momento¹⁸ si farebbe riferimento a valori di α e $\psi < 1$ ¹⁹ anziché tener conto di una distribuzione uniforme o quasi della tensione di compressione.

Ci si chiede se in presenza di stati di presso-flessione con forza assiale prevalente e con $N_{Ed} < N_{pl,Rd}$ il rapporto larghezza / spessore effettivo dell'elemento deve essere confrontato con quello limite tabellato per definire la classe delle parti uniformemente compresse o con quello limite tabellato per definire la classe delle parti presso-flesse.

4.2.4.1.2

4.2.4.1.2 Acciaio – Resistenza delle membrature

Richiesta:

Scegliendo di operare con la “**verifica in campo elastico**”, è valido applicare le formule del punto 4.2.8 per il dimensionamento delle unioni?

Scegliendo di operare con la “**verifica in campo plastico**”, le verifiche delle piastre utilizzate per le unioni va fatta anch'essa con i W_{pl} e le altre caratteristiche plastiche?

C 4.2.4.1.3.1

C4.2.4.1.3.1 - C.M.L.P. 02/02/2009

Come si esegue il calcolo a presso-flessione deviata di elementi composti da profili ravvicinati e uniti con traliccio o calastrelli non contemplati dalle norme ?

C4.2.4.1.3.1 - C.M.L.P. 02/02/2009

¹⁷ Tab. 5.2 EC3 o 4.2.I NTC.

¹⁸ Tendenza alla compressione pura.

¹⁹ Anche di molto se $N_{Ed} \ll N_{pl,Rd}$ essendo i due parametri indipendenti dal momento di progetto M_{Ed} .

Un **nodo trave-colonna** con **giunto a flangia bullonato** che fa parte di una **struttura dissipativa** deve rispettare il criterio della **GdR** in base al quale la resistenza del nodo deve essere maggiore della resistenza²⁰ della trave collegata la cui resistenza deve essere inferiore a quella della colonna per consentire la formazione della cerniera plastica nella trave stessa.

Essendo il nodo costituito da più parti resistenti²¹ in quale scala gerarchica devono essere poste le resistenze interne al nodo ?

C 4.2.4.1.3.2

C4.2.4.1.3.2 - C.M.L.P. 02/02/2009

Come si calcola il **momento critico elastico di instabilità torsionale** nel caso di sezioni mono-simmetriche ? Si può fare riferimento alle espressioni riportate nella norma europea sperimentale **ENV 1993-1 app. F** ?

C 4.2.12

C4.2.12 Istruzioni

§ 1.1.2 EN 1993-1-1 ; § 1.1 (3) EN 1993-1-3

Per la verifica di elementi sottili piegati a freddo di acciaio aventi spessore ≤ 3 mm, la norma EN 1993-1-1 (& 1.1.2) rimanda alla norma EN 1993-1-3 .

In realtà le sezioni scatolari o tubolari (*hollow & tubular sections*) in lamiera piegata a freddo sono trattate dalla norma EN 1993-1-1 mentre la norma EN 1993-1-3 si riferisce a sezioni in lamiera piegata a freddo di spessore fino a 15 mm compreso (& 3.2.4) con esclusione delle sezioni scatolari e tubolari (&1.1 (3)).

Da quale norma si possono considerare trattate le sezioni scatolari (*hollow & tubular sections*) di spessore ≤ 3 mm?

4.6

• 4.6 - NTC 2008 “costruzioni di altri materiali”

Nelle NTC 2008 non sono trattati gli elementi strutturali in **lega di alluminio** oggi sempre più impiegati sia in campo civile che industriale e il materiale è accettato fatte salve particolari procedure da sottoporre all'approvazione del Servizio Tecnico Centrale del C.S.L.P.

²⁰ Opportunamente maggiorata.

²¹ Saldatura trave-flangia, bulloni di giunto, flangia di testa della trave, pannello d'anima della colonna, flangia collegata della colonna, anima della trave collegata.

Premesso e considerato quanto sopra, dal punto di vista progettuale e realizzativo, l'unico riferimento valido rimane l'Eurocodice 9.

Ci si chiede :

- alla luce di quanto affermato dalle NTC 2008 è necessaria l'autorizzazione da parte del S.T.C. esistendo una norma Europea dettagliata e completa?
- Come devono essere trattate le strutture in lega di alluminio in progettazioni antisismiche non esistendo alcuna norma (né italiana né europea) che dia indicazioni al riguardo?
- Per strutture dissipative si può fare riferimento alla progettazione antisismica di strutture simili in acciaio specie per quanto riguarda la definizione del fattore di struttura q ?

Capitolo 6

Problematica riscontrata:

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.

Richiesta:

Introdurre termini chiari e, se possibile, degli esempi concreti.

6.3

6.3 – Pendii

Problematica riscontrata:

La stabilità dei pendii naturali: il grado di sicurezza è sottoposto al solo giudizio del progettista.

Richiesta:

Indicare un coefficiente di sicurezza.

6.4.2.2

Problematica riscontrata:

Nella verifica dei cedimenti per le fondazioni superficiali non sono esplicitati i limiti.

Richiesta:

Indicare valori limite.

6.5.3.1.2 – Paratie

Problematica riscontrata:

L'obbligo di utilizzare due combinazioni conduce a calcoli molto laboriosi, soprattutto a fronte di un comportamento non lineare. Non si capisce lo scopo della combinazione 2 in caso di paratie multitirantate.

Nella circolare l'approccio proposto sembra diverso ed è infatti previsto il termine "possono" anziché il "devono" utilizzato dal testo della Normativa.

Richiesta:

Specificare meglio se si devono utilizzare entrambe le combinazioni e, se sì, per quali verifiche.

Capitolo 7

Problematica riscontrata:

La Normativa non pare indicare quali siano le semplificazioni applicabili in zona 4.

Richiesta:

Indicare meglio: armatura minima, dimensioni minime e se applicare la GdR.

È Applicabile la suddivisione in elementi principali e secondari?

Problematica riscontrata:

La Normativa non precisa bene come applicare la GdR per i pilastri e/o per i telai non disposti nei piani principali.

Richiesta:

Chiarire come applicare la GdR a queste porzioni di struttura.

7.2.5 fondazioni

Problematica riscontrata

Sembrerebbe che per tutte le strutture si debbano calcolare la struttura in elevazione e quella in fondazione separatamente²², senza tenere in conto la rigidità relativa tra fondazione e struttura in elevazione.

Nel caso si calcoli la fondazione insieme alla struttura in elevazione e poi sulla sola fondazione si applichino le azioni indicate allo stesso punto, nel secondo capoverso, non si capisce se le verifiche geotecniche vadano eseguite con quelle derivanti dall'analisi globale della struttura oppure quelle derivanti dal calcolo della fondazione isolata dal resto della struttura.

L'approccio proposto potrebbe essere accettabile se la struttura di fondazione ha una rigidità elevata rispetto a quella in elevazione, tale da poter considerare la struttura in elevazione incastrata alla base, ma ciò spesso non è con conseguente ridistribuzione delle sollecitazioni in elevazione.

Tipico è il caso di travi di fondazione su cui sono presenti pareti in cls, quando si considerasse la trave isolata dal resto della parete essa avrebbe una deformabilità maggiore di quanto non lo sia considerandola unita alla parete, con conseguente modifica dei momenti flettenti su di essa.

²² Si veda il I capoverso.

Altro caso tipico è quello per cui vi è una parte molto rigida in elevazione che impone alla testa dei pilastri di deformarsi in modo da restare su di un piano, la rigidità assiale dei pilastri imporrà un simile comportamento anche ai punti di contatto della fondazione, se questa fosse calcolata a parte non si terrebbe conto di tale comportamento

Nel caso in cui si consideri la fondazione insieme alla struttura di fondazione per portate in conto gli effetti della stessa sulla struttura in elevazione occorre ricalcolare la fondazione con un insieme di sollecitazioni che non sono quelle del calcolo originario.

Richiesta:

Chiarire cosa si intende per struttura di fondazione, se la sola struttura a contatto con il terreno oppure una parte di struttura molto più rigida che funge da fondazione per un'altra parte più deformabile.

7.2.5

Problematica riscontrata:

La percentuale minima di armatura negli elementi di fondazione è indicata solo per le travi, ma che valore va attribuito alle platee?

Richiesta:

Chiarire il valore minimo di armatura nelle platee. L'Eurocodice 8, ad esempio, dice che la percentuale minima per le platee è pari alla metà di quella per le travi.

7.2.5

Problematica riscontrata:

Le fondazioni devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Questa richiesta obbliga a porre dei limiti alle leggi costitutive dei materiali? Ad esempio l'acciaio per c.a. non può superare il limite per snervamento? Che curva va utilizzata?

Richiesta:

Chiarire quali leggi costitutive dei materiali utilizzare.

7.2.5

Problematica riscontrata:

Il fatto di considerare le azioni in fondazione uguali alla minore tra le resistenze degli elementi strutturali sovrastanti, le azioni amplificate con GdR e le azioni derivanti da un'analisi con $q=1$ non è da considerare come vincolante. Si potrebbe scegliere di dimensionare utilizzando semplicemente le azioni amplificate di GdR.

Si legge "Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche. Per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1."

Richiesta:

Chiarire il significato vincolante o meno della frase ".....si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori....." nel par.7.2.5.

Qual è il principio secondo cui le sollecitazioni di calcolo sono le minime tra le 3 situazioni riportate?

7.2.5

Problematica riscontrata:

I criteri per stabilire le sollecitazioni non sono relativi a modelli di calcolo tridimensionali ma a modelli separati tra struttura in elevazione e fondazione. Ciò risulta di difficile utilizzo per i modelli tridimensionali e in contraddizione con l'esigenza di considerare l'interazione terreno-struttura.

Richiesta:

Si potrebbero utilizzare le sollecitazioni gravanti sulle fondazioni dalle combinazioni sismiche amplificate considerando, solo per la fondazione, un fattore di struttura pari ad 1.5.

7.2.5.1

Problematica riscontrata:

La Norma indica che il collegamento tra le strutture di fondazione non è necessario per profili stratigrafici di tipo A e per siti ricadenti in zona 4.

Richiesta:

Chiarire se devono essere verificate entrambe le condizioni o se è sufficiente una sola di queste.

7.3.1

Problematica riscontrata:

Secondo il punto 7.3.1, le non linearità geometriche sarebbe da prendere in conto solo quando necessario. Tuttavia sia il parametro P che il parametro V non sono ben definiti.

Richiesta:

Definire chiaramente i contributi dei carichi permanenti e d'esercizio per il calcolo di P. Specificare che la forza orizzontale è quella sismica e da calcolare come per l'analisi statica.

Problematica riscontrata:

La prescrizione del raggiungimento dell' 85% delle masse eccitate non chiarisce a quali masse si debba fare riferimento. Spesso è il caso di presenza di un piano seminterrato con pareti in c.a. la cui massa è significativa rispetto al peso di tutta la struttura ma non verrebbe eccitata da nessun modo calcolabile con i mezzi di calcolo usuali

Richiesta:

Chiarire il modo di valutare le masse e se è possibile escluderne alcune, ed in che modo.

Problematica riscontrata:

La frase "è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%" deve essere interpretato come non vincolante tanto il 5% quanto l'85%?

Richiesta:

Chiarire la possibilità o meno di non riuscire a soddisfare l'85% di massa partecipante.

4) "Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%."

La prescrizione non chiarisce a quali masse si debba fare riferimento.

Spesso ricorre il caso di presenza di un piano seminterrato con pareti in c.a. la cui massa è significativa rispetto al peso di tutta la struttura. In tal caso il vincolo della fondazione viene riportato dalle pareti in testa alla medesime e quindi per esse non si ha nessuna amplificazione dell'azione sismica, ossia le masse ad esse associate non vengono eccitate dall'azione sismica, mentre in realtà i modi principali sono quelli derivanti dalla parte più deformabile ad esse sovrastanti.

Un altro caso tipico è quello per cui si ha un primo piano più esteso della restante parte della struttura, in tal caso si ha un effetto simile al precedente.

In generale possiamo dire che tale effetto si riscontra tutte le volte che in una struttura è presente una sottostruttura più rigida di quella in elevazione. In tali casi è praticamente impossibile con i mezzi di calcolo usuali riuscire a considerare un numero di modi sufficiente a raggiungere l'85% delle masse eccitate

7.3.7.2

Problematica riscontrata:

Non sono esplicitate le limitazioni di spostamenti, indispensabili per il contenimento del danno agli impianti, nel caso di assenza di tamponamenti.

Richiesta:

Chiarire come comportarsi in questi casi.

7.4.1.1 gerarchia travi-pilastr

Problematica riscontrata

Non è chiarito come si debba procedere nel caso di sistemi di travi e pilastri non ortogonali tra loro. Nulla è detto riguardo ad un eventuale momento torcente derivante dalle travi ortogonali al piano rispetto al quale si considera la formula 7.4.4.

Inoltre nel caso la verifica non sia soddisfatta occorrerà ovviamente aumentare la resistenza dei pilastri, però non si dice per quale/i pilastro.

Richiesta:

Chiarire, anche con esempi concreti, come vada applicata la gerarchia. Se è possibile escludere dal computo dei momenti resistenti delle travi quelle travi che non si plasticizzerebbero mai (es. sbalzi).

Problematica riscontrata

Per travi corte, non di accoppiamento, accade che sia impossibile garantire la gerarchia flessione-taglio in presenza di quantitativi consistenti di armature, in quanto i momenti resistenti sono tali da avere dei valori del taglio di calcolo elevatissimo

Richiesta:

Per tali travi dare un modo alternativo per la valutazione del taglio di verifica, nel rispetto della gerarchia. Ad esempio in alternativa è possibile utilizzare il taglio derivante dall'analisi con $q=1$?

Problematica riscontrata

Si legge: "Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed} si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$ delle due sezioni di plasticizzazione²³ determinati come indicato in § 4.1.2.1.2, amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD"A", ad 1,00 per strutture in CD"B" (v. Fig. 7.4.1)."

Per travi corte accade che sia impossibile garantire la gerarchia flessione-taglio in presenza di quantitativi consistenti di armature, in quanto i momenti resistenti sono tali da avere dei valori del taglio di calcolo elevatissimo.

Non viene chiarito come si debba procedere nel caso di sistemi di travi e pilastri non ortogonali tra loro, volendo procedere con i paraocchi non sembra corretto associare il momento resistente di una trave inclinata nel piano ad entrambe le direzioni individuate dal pilastro nè escluderla del tutto.

²³ Generalmente quelle di estremità.

Nulla è detto riguardo ad un eventuale momento torcente derivante dalle travi ortogonali al piano rispetto al quale si considera la 7.4.4.

Il punto non fa menzione del fatto che il momento resistente delle colonne dipende dallo sforzo normale parlando solo di un generico momento resistente.

Inoltre, nel caso la verifica non sia soddisfatta, occorrerà ovviamente aumentare la resistenza dei pilastri, però non si dice per quale pilastro potendo un progettista poco accorto aumentare la resistenza del solo pilastro superiore che non sembrerebbe ovviamente corretto.

Va inoltre meglio chiarito il caso il cui i momenti flettenti agli estremi delle travi derivanti dai carichi verticali siano molto superiori a quelli del sisma: in tal caso la plasticizzazione della trave avverrebbe solo per un verso dell'azione sismica, e tra l'altro solo per momenti superiori. In tali casi quindi non sembrerebbe che si debba considerare la gerarchia: tipico è il caso di una trave a mensola la quale, anche in presenza di sisma, ha un momento flettente costante all'attacco con il pilastro.

Analogamente, per strutture in cui le travi non siano sufficientemente rigide, le sollecitazioni flettenti nella pilastrata potrebbero essere di tipo a mensola, in questo caso, anche applicando le indicazioni della OPCM, non si riuscirebbe a progettare il pilastro, in quanto esso dovrebbe essere progettato per un momento flettente somma di tutti i momenti resistenti delle travi e quello del pilastro.

7.4.2.2.2

Problematica riscontrata:

La formula del taglio è funzione della lunghezza della parte compressa della parete.

Richiesta:

Come si calcola "l".

7.4.2.8

Problematica riscontrata:

Con A_{st} la Norma indica l'area di 2 bracci o di 4 bracci di staffe in caso di staffatura semplice rettangolare?

Richiesta:

Chiarire di che area si tratta o utilizzare l'indicazione riguardante il **volume**, come indicato nell'Eurocodice 8.

7.4.4.2.1

Problematica riscontrata

Il valore del taglio di calcolo non considera casi frequenti come quello di pilastri corti alla gronda dell'ultimo piano per tetti inclinati. Paradossalmente è impossibile progettare a taglio tali elementi.

Richiesta:

Definire meglio questi casi e proporre delle alternative.

7.4.4

Problematica riscontrata

Nella formula (7.4.1) in merito ai controlli di duttilità, sono contenuti il fattore q_0 e il periodo fondamentale T_1 . Però questi due termini non sono univoci nella struttura, in quanto sia q_0 che T_1 sono differenziati e collegati alle direzioni dell'azione sismica. Per gli elementi strutturali diretti lungo una qualsiasi direzione non è chiaro quali valori utilizzare.

Anche in questa formula non si tiene conto della varietà architettonica degli edifici, rifacendosi sempre e comunque al concetto di telai piani e regolarità delle edificio.

Richiesta:

Definire chiaramente la variazione dei parametri.

7.4.4.5.1 Pareti

Problematica riscontrata

Nella determinazione della h_{cr} , delle pareti, si presuppone che le stesse si sviluppino per l'intera altezza dell'edificio. Nella realtà è frequente il caso di pareti che non si sviluppano per l'intera altezza dell'edificio; in questi casi mancano maggiori dettagli sulla valutazione di h_{cr} . La formula 7.4.13 appare errata se confrontata con quanto riportato negli EUROCODICI, mancando il quadrato al secondo termine sotto la radice.

Richiesta:

Chiarire il significato di parete, ossia quando un elemento strutturale è inteso come parete di controvento e quali dimensioni geometriche in altezza debba avere

2. "L'altezza h_{cr} è data dal più grande dei seguenti valori:

- l'altezza della sezione di base della parete (l_w)
- un sesto dell'altezza della parete (h_w)

e l'altezza critica da assumere non deve essere maggiore:

- dell'altezza del piano terra, nel caso di edifici con numero di piani non superiore a 6
- due volte l'altezza del piano terra, per edifici con oltre 6 piani
- comunque non maggiore di due volte l'altezza della sezione di base

La determinazione della h^{cr} delle pareti è puramente aleatoria se non si chiarisce cosa è una parete; è frequente il caso di pareti che non si sviluppano per l'intera altezza dell'edificio, o si vieta che tali elementi possano essere realizzati o si chiarisce meglio cosa è una parete a cui si voglia affidare il sisma.

La formula 7.4.13 è errata come si può evincere dagli EUROCODICI

Problematica riscontrata

La Norma indica che se il fattore q è maggiore di 2 bisogna aumentare e/o diminuire del 50% la forza assiale in condizioni sismiche; l'EC8, invece, lo prescrive solo per l'alta duttilità per pareti estese debolmente armate.

Richiesta:

Chiarire se la maggiorazione è da applicare per tutte le strutture, ovvero da applicare solo in CDA o anche in CDB

7.4.4.6.2

Problematica riscontrata

Nella formula 7.4.28 non è chiara la definizione della distanza dei bracci b_{st} nel caso di staffe a più bracci o in presenza di legature. Inoltre le formule non chiariscono se il passo debba rispettare tali limitazioni solo nelle zone critiche o in tutta la lunghezza del pilastro²⁴.

Richiesta:

Chiarire, con esempi, il modo di valutare tale distanza e definire meglio per le classi CD "A" e CD "B" in quali zone del pilastro si debba rispettare le limitazioni sul passo delle staffe.

7.4.6.1.1

7.4.6.1.1 Limitazioni geometriche – Travi

Richiesta:

²⁴ In particolare la prima delle due formule.

Per quanto riguarda la larghezza massima delle travi in spessore di solaio, è necessario limitare la larghezza al valore "Larghezza pilastro + spessore solaio" se è presente una trave trasversale?

7.4.6.2.1

Problematica riscontrata:

Nelle travi aventi sezione non rettangolare non si comprende cosa è "b".

Richiesta:

Indicare meglio cosa è "b".

7.4.6.2.2

Problematica riscontrata:

La formula 7.4.28 specifica bene l'area di armatura trasversale minima sia all'interno che al di fuori della zona critica in CD"A". Risulta meno chiaro in CD"B", per cui si indica una sola limitazione.

Richiesta:

Chiarire se la limitazione in 7.4.28 per CD"B" vale per tutta la lunghezza del pilastro oppure solo per la zona critica e quindi l'area minima al di fuori della zona critica.

C 7.11.5.3.1 Fondazioni superficiali

Problematica riscontrata:

Per le fondazioni superficiali, la Norma indica di applicare l'effetto cinematico solo al coefficiente N_g , mentre i riferimenti bibliografici dicono di applicare i coefficienti anche ai termini N_c e N_q .

Richiesta:

Vorremmo che fosse chiarito il procedimento da seguire e le ragioni.

Capitolo 8

Applicazione Circ. 617

Problematica riscontrata:

Alcuni uffici territoriali non accettano alcuni refusi specificati nella circolare 627 in quanto essendo tale non è obbligatoria. Per esempio la nota n. 5 del punto C6.4.3.1 .

Richiesta:

Emanare qualche strumento per uniformare l'applicazione a tutti gli uffici.

Problematica riscontrata:

In caso di analisi lineare la domanda può essere valutata utilizzando

- un fattore di struttura $q=1.5 - 3$ nel caso di meccanismo di crisi di tipo duttile
- un fattore di struttura $q=1.5$ nel caso di meccanismo di crisi di tipo fragile

Ciò implica la necessità di effettuare due distinte analisi per effettuare la valutazione dell'edificio.

Problematica riscontrata:

Come si valuta l'entità del miglioramento sismico. Quale indice deve essere utilizzato per definire in modo univoco l'incremento di capacità rispetto all'edificio esistente. In documenti redatti dal Dipartimento del Protezione Civile (DPC) è stato proposto l'utilizzo dell'indicatore di rischio definito come il rapporto tra capacità e domanda in termini di PGA^{25} .

Tale indicatore non è citato in norma e determina alcune problematiche a fronte della nuova definizione degli spettri proposta nelle NTC08.

Tra le problematiche la più rilevante è che tale parametro in alcuni casi consente solo di definire un limite superiore e non univocamente il rapporto capacità/domanda.

8.2

Paragrafo 8.2

Problematica riscontrata:

²⁵ $\alpha_u = PGA_c / PGA_d$, essendo PGA_d l'accelerazione che provoca nella struttura il raggiungimento dello stato limite di riferimento inteso come quel valore di ancoraggio dello spettro elastico o di progetto moltiplicato per i coefficienti che tengono conto delle eventuali modifiche dovute alle caratteristiche del sottosuolo e della topografia nel suolo su cui sorge l'opera.

Non è espressamente specificato se per le costruzioni esistenti, specie per quelle in muratura, valgano i limiti in altezza per le nuove, dato che si rimanda alle caratteristiche generali dei nuovi edifici.

Richiesta:

Chiarire il punto in questione non lasciando dubbi a chi controlla i progetti.

Tabella C8A.1.2

Circolare 617 - Tabella C8A.1.2

Problematica riscontrata:

Nel caso di lavori susseguenti a chiusura lavori e collaudo di strutture in c.a.²⁶ secondo la tabella citata per le proprietà dei materiale servono, oltre ai certificati di prova originali, anche limitate prove *in situ*.

In particolare: un calcolo fatto con il DM 14/01/2008, una volta ultimato, acquisisce lo status di struttura esistente, per cui valgono le prescrizioni del cap. 8?

Richiesta:

Modificare la tabella considerando ulteriori casi come l'esempio citato e specificare meglio come assumere i parametri progettuali fondamentali.

C8.7.1.5

“Per gli edifici esistenti in muratura, considerata la notevole varietà delle tipologie e dei meccanismi di rottura del materiale, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata con un criterio di rottura per fessurazione diagonale o con un criterio di scorrimento,”

Per il criterio che si basa sulla “fessurazione diagonale” la formulazione è riportata nel medesimo paragrafo.

Per quanto concerne il “criterio di scorrimento”, l'unico riferimento sembrerebbe essere quello al punto 7.8.2.2.2 che, per l'analisi non lineare, richiede di individuare il valore di f_{vm0} ($f_{vm0}=f_{vk0}/0.7$).

Nella tabella C8A.2.1 della circolare, per individuare i parametri meccanici delle murature esistenti, non viene fornito alcun valore di f_{vk0} . Nel caso di materiale murario esistente, come dovrebbe essere calcolato tale parametro? E' forse assumibile $f_{vm0}=t_0$ (tabella C8A.2.1)

²⁶ Relazione strutture ultimate, prove sui materiali, collaudo.

C8.7.2.4

Circ. 617 - C8.7.2.4

Problematica riscontrata:

Il paragrafo è contraddittorio su come utilizzare il fattore di confidenza o il coefficiente di sicurezza, differenziando tra elementi duttili e fragili.

Richiesta:

Chiarire meglio le modalità di uso dei coefficienti.

Circ. 617 - C8.7.2.4

Problematica riscontrata:

Definire come deve essere calcolato il fattore di struttura differenziato tra elementi duttili e fragili.

Richiesta:

Applicare il metodo descritto dalle Linee Guida della Regione Lazio per le strutture esistenti.

C8.7.2.5

Problematica riscontrata:

Nella circolare si legge:

C8.7.2.5 Modelli di capacità per la valutazione di edifici in cemento armato

" Travi e pilastri: taglio

La resistenza a taglio si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio. Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale."

Non risulta chiaro come si valuta la resistenza a taglio degli elementi travi/pilastri negli edifici esistenti.

Perché le tabelle malte a “**prestazione garantita**” e quelle a “**composizione prescritta**” hanno una così limitata sovrapposizione?

Siccome il capitolo 7.8.1.2 vieta l'impiego di malte con resistenza <5MPa per la progettazione sismica, sembrerebbe esplicita l'intenzione a limitare l'impiego alla sola malta M5.

Capitolo 11 - VALIDAZIONE DEL SOFTWARE

Benchmark

Terminologia

usiamo benchmark o l'italiano casi-prova, non altri termini che possono confondere. Un "test" è l'attività di controllo e non è un benchmark.

Uso

I benchmark sono FONDAMENTALI per:

- dare un punto di riferimento a chi sviluppa (sono uno strumento di lavoro)
- consentire la validazione (non usare i termine certificazione che indica la validazione a fronte di prescrizioni normative)
- dirimere o evitare contenziosi

Modalità

Un benchmark deve possibilmente cogliere ed isolare un SINGOLO aspetto.

Non si può definire come benchmark un problema complesso la cui valutazione dipende dalla somma di tanti fattori non valutabili tramite il benchmark.

Inoltre i parametri devono essere il meno possibile per avere certezza dell'esecuzione.

Il benchmark inoltre mette in luce le eventuali carenze di una ESATTA descrizione del problema e ciò anche per scopi normativi.

Il benchmark deve essere a sua volta "validato" indicando i metodi analitici o altro che ne giustificano i risultati.

Confronti con "altri" programmi sono ammessi solo se si usano più programmi e di comprovata affidabilità.

Pertanto i benchmark dovrebbero essere basati su procedimenti ANALITICI.

Paragrafo - 6.5 - Fondamentale

Testo originale

Paragrafo 6.5 – Opere di sostegno

- strutture miste, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento (ad esempio, ture, terra rinforzata, muri cellulari).

Commento: per le opere di sostegno a struttura mista, citate nella parte introduttiva del paragrafo, la norma non fornisce alcuna indicazione. Come effettuato per i muri di sostegno (Par. 6.5.3.1.1) e per le paratie (Par. 6.5.3.1.2), almeno per le più comuni strutture miste (tra cui le terre rinforzate) è necessario introdurre uno specifico paragrafo che fissi le combinazioni di calcolo per gli stati limite da considerare, nonché i coefficienti parziali da adottare per le diverse verifiche necessarie per la progettazione di tali strutture.

Testo proposto:

Le modalità di progettazione delle strutture miste dovranno seguire le indicazioni della norma UNI EN 14475 2006 e della normativa inglese BS 8006. Le caratteristiche dei materiali che costituiranno le strutture miste (terreno, geosintetici, rinforzi in acciaio) dovranno essere compatibili con quanto riportato nelle norme UNI relative alle caratteristiche meccaniche e di durabilità di ciascun materiale utilizzato. Le verifiche necessarie per il dimensionamento delle opere di sostegno 'miste' dovranno riguardare i seguenti aspetti:

- > Rottura a trazione dei rinforzi lungo le superfici interne alla massa rinforzata;
- > Sfilamento dei rinforzi lungo le superfici interne alla massa rinforzata;
- > Rottura a trazione dei rinforzi lungo superfici estese anche a tergo della massa rinforzata;
- > Sfilamento dei rinforzi lungo superfici estese anche a tergo della massa rinforzata;
- > Collasso per scorrimento diretto sui rinforzi;
- > Collasso per traslazione dell'intera massa rinforzata sul piano di posa;
- > Collasso per eccessivo peso della massa rinforzata sul terreno di fondazione;
- > Collasso per ribaltamento dell'intera massa rinforzata;
- > Collasso per stabilità globale all'esterno della massa rinforzata.

Paragrafo - 6.6.2 - Fondamentale

Testo originale

Paragrafo 6.6.2 – Tiranti di ancoraggio – Verifiche di sicurezza SLU

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.

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\} \quad (6.2.13)$$

(.....)

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
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

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 ξ 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:

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 del Livello di Conoscenza del terreno di fondazione dell'ancoraggio.

via Passerini, 2 – 20900 Monza -

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

ingegneri.mb.it - www.ordineingegneri.mb.it

(6.2.13)

(.....)

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

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 Livello di Conoscenza LC2 si intende raggiunto quando 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: Il Livello di Conoscenza LC3 si intende raggiunto quando, 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.

Paragrafo - 6.6.2 - Fondamentale

Testo originale

Paragrafo 6.6.2 – Tiranti di ancoraggio – Verifiche di sicurezza SLU

Nei tiranti il cui tratto libero è realizzato con trefoli di acciaio armonico, nel rispetto delle gerarchie 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.

Commento: non si comprende come mai nelle gerarchie delle resistenze si è scelto di incrementare il grado di sicurezza nei confronti dell'acciaio a discapito della stabilità del bulbo.

Quest'ultima ha senz'altro il maggiore grado di incertezza, mentre l'acciaio armonico ha un comportamento strutturale molto meglio definito e quindi più certo rispetto all'aderenza laterale di un bulbo di fondazione. A supporto di questa ultima considerazione, infatti, anche nella norma UNI EN 1537 si prescrive che la resistenza caratteristica esterna (data dall'attrito bulbo-terreno) debba essere 'uguale o superiore' rispetto alla resistenza caratteristica interna (data dalla resistenza a trazione dell'armatura).

Testo proposto:

Nei tiranti il cui tratto libero è realizzato con trefoli di acciaio armonico, la resistenza caratteristica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio deve essere uguale o maggiore della resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero.

In accordo alla UNI EN 1537 (par. 6.3), la testata di ancoraggio deve essere in grado di sostenere al 100% la trazione caratteristica dell'armatura.

Paragrafo - 6.8.2 - Non coerente con Eurocodici

Testo originale

Paragrafo 6.8.2 – Opere di materiali sciolti e fronti di scavo – Verifiche di sicurezza SLU

Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Tabella 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Commento: Nella combinazione indicata, oltre ad utilizzare i coefficienti parziali sulle azioni, si decurtano i parametri geotecnici (secondo i valori A2) e si assume un fattore sulla resistenza globale (γ_R) di 1.1. Quest'ultimo fattore risulta molto gravoso soprattutto per la fase sismica, anche rispetto a quanto avveniva prima dell'entrata in vigore delle NTC 2008. Nell'Eurocodice 7 UNI EN 1997-1:2005 la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (par. 2.4.7.3.4.2 + A.3.3.6 - table A14) prevede la fattorizzazione o dei parametri di resistenza del terreno, o della resistenza globale del terreno.

Testo proposto:

Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Tabella 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R1
γ_R	1.0

P.S.: la proposta di modifica del Paragrafo 6.8.2 dovrà riguardare anche le verifiche di stabilità delle Opere di Sostegno di cui al Paragrafo 6.5, nel quale si rimanda alla tabella 6.8.I per quanto riguarda il valore da utilizzare per il coefficiente γ_R nelle verifiche di stabilità.

Paragrafo - 6.5.3.1.1 - Non coerente con Eurocodici

Testo originale

Paragrafo 6.5.3.1.1 – Opere di sostegno – Verifiche agli Stati Limite - Muri di sostegno

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Commento: Tale modifica è correlata alla precedente proposta di modifica relativa al Paragrafo 6.8.2, in quanto le verifiche di stabilità globale nel caso di muri di sostegno devono seguire lo stesso procedimento, fattorizzando le azioni ed i parametri del terreno.

Testo proposto:

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Paragrafo - 6.5.3.1.2 - Non coerente con Eurocodici

Testo originale

Paragrafo 6.5.3.1.2 – Opere di sostegno – Verifiche agli Stati Limite - Paratie

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Commento: Tale modifica è correlata alla precedente proposta di modifica relativa al Paragrafo 6.8.2, in quanto le verifiche di stabilità globale nel caso di paratie devono seguire lo stesso procedimento, fattorizzando le azioni ed i parametri del terreno.

Testo proposto:

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Paragrafo - 6.9 - Fondamentale

Testo originale

Paragrafo 6.9 – Miglioramento e rinforzo dei terreni e delle rocce

Le presenti norme riguardano la progettazione, la costruzione e il controllo degli interventi di miglioramento e rinforzo dei terreni e delle rocce, realizzati per diverse finalità applicative.

Commento: per le possibili opere di consolidamento dei terreni occorre 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:

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 Par. 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 par. 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 Paragrafo 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;
- 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.