



**M. N. FARDIS, E. CARVALHO, A. ELNASHAI, E. FACCIOLI,  
P. PINTO, A. PLUMIER**

**Traduzione a cura di: M.G. Limongelli, L. Martinelli, P. Rugarli**

**Guida all'Eurocodice 8**  
**Progettazione delle strutture**  
**per la resistenza sismica:**  
**EN 1998-1, EN 1998-5**



# Prefazione del Curatore della Collana

Gli Eurocodici Strutturali sono un insieme di Norme Europee (EN) per il progetto di edifici ed altre costruzioni di ingegneria civile e prodotti da costruzione, prodotto dal Comitato Europeo di Normazione (CEN). Essi includono le esperienze Nazionali ed il risultato della ricerca proveniente dall'intera Europa, insieme con la competenza degli esperti che li hanno sviluppati. Essi sono riconosciuti come l'insieme più tecnicamente avanzato di norme di ingegneria civile e strutturale a livello mondiale.

Gli Eurocodici coprono in modo completo tutti i principali materiali da costruzione (calcestruzzo, acciaio, legno, muratura e alluminio), tutti i principali campi della ingegneria strutturale (basi della progettazione strutturale, azioni, fuoco, geotecnica, sismica, ecc.) ed una vasta gamma di tipologie strutturali e di prodotto (edifici, ponti, torri e tralicci, silos, ecc). La pubblicazione delle parti degli Eurocodici è ora completa.

Lo scopo della Commissione Europea per lo sviluppo degli Eurocodici è che “*gli Eurocodici stabiliscano un insieme di regole tecniche comuni per il progetto di edifici e costruzioni di ingegneria civile che sostituiscano le differenti regole nei vari Stati Membri*”.

E' importante che i progettisti nella industria delle costruzioni siano pronti ad usarli. Per chi entra nella professione come laureato, il progetto con gli Eurocodici sarà la norma ed i datori di lavoro richiederanno che i loro nuovi assunti capiscano i più recenti approcci degli Eurocodici.

La collana *Designers' Guides to Eurocodes* della Thomas Telford è stata prodotta al fine di aiutare in questo processo e per promuovere e facilitare l'applicazione degli Eurocodici.

Questa collana dà una guida completa in forma di aiuti al progetto, indicazione delle procedure di progetto più adatte, ed esempi risolti. I libri includono anche approfondimenti per aiutare il progettista nella comprensione dei ragionamenti che stanno dietro l'oggetto delle norme. Tutte le guide individuali sono da usare congiuntamente con la *Guida all'Eurocodice - Principi generali di progettazione Strutturale: EN 1990*.

I testi forniscono una guida di buona qualità ed informazioni di approfondimento sugli Eurocodici. Esse sono in particolare dirette a queste categorie di utilizzatori o d'uso:

- I professionisti ingegneri strutturalisti/civili coinvolti nel progetto e nella costruzione di edifici e ponti.
- Il normatore.
- Il validatore ed il cliente o il suo rappresentante.

- Il produttore di prodotti da costruzione, dato che la Direttiva Europea sui Prodotti da Costruzione richiede l'uso degli Eurocodici.
- Per l'educazione universitaria, l'educazione *post lauream* e l'educazione permanente per il professionista.

Io vi raccomando queste guide.

**Prof. Haig Gulvanessian CBE**

Londra, Agosto 2010

# Prefazione del Curatore della versione italiana della Collana

La pubblicazione in italiano della collana *Designers' Guides to Eurocodes*, curata originariamente in lingua inglese dal Prof. Haig Gulvanessian per l'editore londinese Thomas Telford, braccio editoriale dell'ICE, *Institution of Civil Engineers*, è una occasione di aggiornamento culturale e professionale importantissima per varie ragioni, non solo legate alla grandissima autorevolezza degli Autori dei testi della collana stessa, molti dei quali direttamente coinvolti nella stesura degli Eurocodici, e quindi ben addentro alle singole ragioni che hanno portato a certe scelte e non altre.

In primo luogo le nostre ultime travagliate normative nazionali si sono ampiamente ispirate agli Eurocodici, tanto da costituirne in molti casi una copia (fedele o infedele, bella o brutta a seconda dei casi). Quindi in molti casi le domande che non trovano risposta nel testo delle NTC 2008 (e norme precedenti), trovano invece spesso più chiara risposta proprio nel testo degli Eurocodici. Dunque una serie di testi di estesa spiegazione degli Eurocodici è anche, indirettamente ma sostanzialmente, una estesa spiegazione delle attuali norme nazionali.

In secondo luogo, benché esistano in Italia testi che trattano anche degli Eurocodici, un po' a sorpresa non esiste ancora in Italia una collana veramente completa e coerente che tratti specificamente pressoché *tutti* gli Eurocodici (dallo 0 al 9) in modo organico ed esteso. Alcuni degli argomenti coperti dai testi che pubblicheremo non risulta siano mai stati oggetto di pubblicazioni specifiche in Italia. C'è dunque sicuramente bisogno di testi, di spiegazioni, di punti di vista differenti, e questa collana darà un contributo sostanziale, diretto a tutti coloro che hanno bisogno di informarsi sugli Eurocodici e sul senso delle norme di recente emissione.

In terzo luogo, senza voler essere esterofili per forza, la possibilità di leggere come affrontino certi problemi autorevoli esperti di Scuole molto diverse dalla nostra (e provenienti da tutta Europa) non può che essere un vero, grande arricchimento. La circolazione delle idee, anche magari differenti, non può che far bene e indurre, magari, a qualche utile riflessione. Certamente non potrà che giovare a tutti noi, esperti italiani, confrontarci con i metodi di calcolo, le idee, le considerazioni e riflessioni, le logiche e le pratiche tecniche e formali seguite negli altri Paesi europei, anche perché come detto la nostra stessa norma deriva in gran parte dagli Eurocodici.

La collana è stata tradotta da esperti Colleghi strutturisti che hanno spesso integrato il testo con note esplicative tese a chiarire il rapporto con le NTC 2008 e gli Allegati Nazionali italiani disponibili. In presenza di dubbi di interpretazione, in verità rari, sono direttamente stati sentiti gli Autori, con uno scambio proficuo di informazioni.

Confido dunque che i Colleghi italiani comprenderanno l'importanza di questa iniziativa e mi auguro che la troveranno molto utile, come è parsa a chi ha avuto l'idea di proporla in Italia.

**Paolo Rugarli**

Milano, Agosto 2010

## AUTORI

### **Amr Elnashai**

E' membro della *Royal Academy of Engineering*, Professore di Ingegneria D. B. Willet presso l'Università dell'Illinois ad Urbana-Champaign e Direttore del *Mid-America Earthquake Center*. E' anche Direttore del laboratorio del NEES (George E. Brown *Network for Earthquake Engineering Simulations*) nell'Illinois e membro della Commissione per la redazione dei Codici di Progettazione Antisismica Europei, nonché già Vice Presidente Senior della *European Association of Earthquake Engineering*.

### **Andre Plumier**

E' Professore e Capo del Gruppo Ingegneria Sismica del Dipartimento di Strutture e Meccanica dei Materiali alla Università di Liegi, in Belgio. La maggior parte dei suoi lavori ha riguardato il comportamento sismico dell'acciaio e delle strutture composte acciaio-calcestruzzo, lavori seguiti dal contributo, come esperto sull'argomento, nella preparazione dell'Eurocodice 8.

### **Ezio Faccioli**

E' stato Professore di Ingegneria Sismica e di Sismologia Ingegneristica al Politecnico di Milano nel corso degli ultimi venticinque anni. E' attualmente nella Presidenza del International Association of Earthquake Engineering (IAEE), Coordinatore del *Journal of Seismology*, ed è stato Presidente del Team di Progetto incaricato di redigere la parte 5 dell'Eurocodice 8, con la sua trasformazione in norma Europea.

### **Eduardo C. Carvalho**

Ha lavorato come Principal Researcher al *National Laboratory of Civil Engineering (LNEC)*, in Lisbona, dove è stato a capo del *Centro per l'Ingegneria Sismica*. E' Segretario del CEN/TC250/SC8, la parte del CEN responsabile per la preparazione dell'Eurocodice 8. Dal 1998 è stato membro della Commissione Direttiva della Federazione Internazionale per il Calcestruzzo Strutturale (FIB), ed è un membro della Direzione Editoriale del *Journal of Earthquake Engineering*.

### **Michael N. Fardis**

E' Professore di Strutture in Calcestruzzo e Direttore del Laboratorio Strutture alla Università di Patrasso, in Grecia. Come Presidente della Commissione per l'Eurocodice 8: 'Progetto di Strutture per la Resistenza al Sisma' sin dal 1999, ha guidato lo sviluppo delle sue sei parti in Norma Europea. Dal 1998 sino al 2002 ha reso servizio come membro eletto della Commissione Direttiva della Federazione Internazionale per il Calcestruzzo Strutturale (FIB) e come membro eletto del suo Comitato di Presidenza sin dal 2002. E' membro della Direzione Editoriale del *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, di *Structural Concrete* e del *Journal of Earthquake Engineering*.

### **Paolo E. Pinto**

E' Professore di Ingegneria Strutturale presso la Università La Sapienza, a Roma. E' stato coinvolto nella preparazione degli Eurocodici sin dal 1995, ed è stato presidente del CEN/TC250/SC8 dal 1990 al 1999, supervisionando lo sviluppo delle bozze di ENV di tutte le parti dell'Eurocodice 8. E' Presidente della Commissione 7 del FIB, sulla progettazione sismica ed è anche un membro della Direzione Editoriale del *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics* e del *Journal of Earthquake Engineering*.

## TRADUTTORI

### **Maria Pina Limongelli (cap. 10)**

Nata a Bari nel 1965, si è laureata in Ingegneria Civile nel 1991 ed ha conseguito il titolo di Dottore di Ricerca in Ingegneria Sismica nel 1995. Dal 2006 è professore associato presso la Facoltà di Architettura e Società del Politecnico di Milano dove tiene corsi di Tecnica delle Costruzioni e Criteri di Progettazione Antisismica. Nella sua attività di ricerca si occupa di ingegneria sismica e di sistemi di controllo e di monitoraggio di strutture. E' autrice di più di 40 pubblicazioni scientifiche e revisore di alcune riviste scientifiche. In qualità di membro della Commissione Aggiornamento Professionale e Formazione dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano ha organizzato e coordinato seminari e corsi sulle norme sismiche.

### **Luca Martinelli (cap. 5 e cap. 7)**

Nato a Verona nel 1965, si è laureato in Ingegneria Civile nel 1994 ed ha conseguito il titolo di Dottore di Ricerca in Ingegneria Sismica nel 1999. Dal 2001 è ricercatore di ruolo presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano. Per la Facoltà di Architettura e Società del Politecnico di Milano ha tenuto i corsi di Tecnica delle Costruzioni, in lingua Inglese, e Teoria e Progetto di Costruzioni e Strutture. E' docente del corso di Master "Progettazione Sismica delle Strutture Sostenibili in Calcestruzzo" del Politecnico di Milano. La sua attività di ricerca concerne l'ingegneria sismica, la dinamica strutturale, i sistemi di controllo e di monitoraggio di strutture. E' autore di più di 60 pubblicazioni scientifiche, revisore di riviste scientifiche internazionali e nazionali, membro di comitati organizzatori di congressi internazionali. Come relatore, ha partecipato a diversi seminari e corsi sulle norme sismiche.

### **Paolo Rugarli (cap. 1-4, 6, 8, 9)**

Ingegnere strutturista. Nato a Milano nel 1963, laureato al Politecnico di Milano nel 1987. Dal 1991 titolare di Castalia srl si è occupato estesamente di sviluppo software per l'ingegneria strutturale e di tutte le problematiche collegate (solutori, verificatori, interfacce grafiche, validazione). Consulente, ha realizzato la modellazione FEM e le verifiche di importanti strutture (civili, industriali e navali). E' autore di alcuni libri pubblicati da EPC dei quali uno tradotto in inglese e pubblicato dall'editore londinese Thomas Telford (*Structural Analysis with Finite Elements*). Ha partecipato al dibattito pubblico sulle normative con vari articoli che hanno avuto larga eco.

# Indice

<b>Prefazione del Curatore della Collana</b> .....	III
<b>Prefazione del Curatore della versione italiana della Collana</b> .....	V
<b>Premessa</b> .....	1
Intenti di questa guida .....	1
Struttura di questa guida .....	1
Ringraziamenti.....	1
<b>Capitolo 1 Introduzione</b> .....	3
1.1 Oggetto dell'Eurocodice 8.....	3
1.2 Oggetto dell'Eurocodice 8 - Parte 1 .....	3
1.3 Oggetto dell'Eurocodice 8 - Parte 5 .....	4
1.4 Uso dell'Eurocodice 8 - Parti 1 e 5 con gli altri Eurocodici.....	5
1.5 Ipotesi - distinzione tra Principi e Regole Applicative .....	5
1.6 Termini e definizioni - simbologia .....	5
<b>Capitolo 2 Requisiti prestazionali e criteri di conformità</b> .....	7
2.1 Requisiti prestazionali per nuovi progetti fatti secondo l'Eurocodice 8 e livelli di rischio sismico associati .....	7
2.2 Criteri di conformità per i requisiti prestazionali e loro realizzazione .....	10
2.2.1 Criteri di conformità per la limitazione del danno .....	10
2.2.2 Criteri di conformità per il requisito di assenza di collasso (locale) .....	10
2.2.2.1 Progettazione per la dissipazione di energia e la duttilità .....	11
2.2.2.2 Progettazione sismica per la resistenza anziché la duttilità ...	14
2.2.2.3 Il bilanciamento tra resistenza e duttilità - classificazione della duttilità .....	15

2.3	Esenzioni dalla applicazione dell'Eurocodice 8 .....	15
<b>Capitolo 3</b>	<b>Azioni sismiche</b> .....	17
3.1	Condizioni del terreno.....	17
3.1.1	Identificazione dei tipi di terreno .....	18
3.2	Azioni sismiche .....	20
3.2.1	Zone sismiche .....	20
3.2.2	Rappresentazione basilare della azione sismica .....	23
3.2.2.1	Generalità .....	23
3.2.2.2	Spettro di risposta orizzontale elastico .....	27
3.2.2.3	Spettro di risposta elastico verticale .....	29
3.2.2.4	Spostamento del suolo di progetto .....	30
3.2.2.5	Spettro di progetto per l'analisi elastica .....	30
3.2.3	Rappresentazioni alternative della azione sismica .....	31
3.2.3.1	Rappresentazione a time-history .....	31
3.2.3.2	Accelerogrammi artificiali .....	32
3.2.3.3	Accelerogrammi simulati o registrati .....	33
3.2.3.4	Modello spaziale della azione sismica .....	34
3.3	Spettri di risposta dello spostamento.....	35
<b>Capitolo 4</b>	<b>Progetto di edifici</b> .....	39
4.1	Oggetto .....	39
4.2	Concezione strutturale per edifici resistenti al sisma .....	39
4.2.1	Semplicità strutturale .....	39
4.2.2	Uniformità, simmetria e ridondanza .....	40
4.2.3	Resistenza e rigidezza bi-direzionale .....	40
4.2.4	Resistenza e rigidezza torsionale .....	41
4.2.5	Comportamento a diaframma a livello di piano .....	42
4.2.6	Fondazioni adeguate .....	43
4.3	La regolarità strutturale e le sue conseguenze sul progetto.....	43
4.3.1	Introduzione .....	43
4.3.2	Regolarità in pianta .....	45
4.3.2.1	Criteri per la regolarità strutturale in pianta .....	45
4.3.2.2	Ricadute sul progetto della regolarità in pianta .....	49
4.3.3	Regolarità in altezza .....	52
4.3.3.1	Criteri per la regolarità strutturale in altezza .....	52
4.3.3.2	Ricadute sul progetto della regolarità in altezza .....	54

4.4	Combinazione dei carichi gravitazionali e delle altre azioni con l'azione sismica di progetto .....	55
4.4.1	Combinazioni per gli effetti locali .....	55
4.4.2	Combinazioni per gli effetti globali .....	56
4.5	Metodi di analisi.....	57
4.5.1	Panoramica sui possibili metodi di analisi .....	57
4.5.2	Analisi statica equivalente .....	58
4.5.2.1	Introduzione: analisi statica equivalente e analisi a spettro di risposta .....	58
4.5.2.2	Condizioni di applicabilità .....	59
4.5.2.3	Taglio alla base .....	59
4.5.2.4	Stima del periodo fondamentale $T_1$ .....	60
4.5.2.5	Disposizione delle forze orizzontali .....	61
4.5.3	Analisi a spettro di risposta .....	62
4.5.3.1	L'analisi modale e i suoi risultati .....	62
4.5.3.2	Minimo numero di modi di cui tenere conto .....	65
4.5.3.3	Combinazione delle risposte modali .....	67
4.5.4	Analisi lineare per la componente verticale dell'azione sismica .....	68
4.5.5	Metodi di analisi non lineari .....	69
4.5.5.1	Introduzione: campo di applicabilità .....	69
4.5.5.2	Analisi statica non lineare (" <i>pushover</i> ") .....	70
4.5.5.3	Analisi dinamica non lineare ( <i>time-history</i> ) .....	76
4.6	Modellazione di edifici per l'analisi lineare .....	77
4.6.1	Introduzione: il livello di discretizzazione .....	77
4.6.2	Modellazione di travi, colonne e controventi .....	78
4.6.3	Considerazioni speciali di modellazione per le pareti .....	80
4.6.4	Rigidità fessurata nel calcestruzzo e nella muratura .....	82
4.6.5	Tener conto degli effetti del second'ordine (P- $\Delta$ ) .....	83
4.7	Modellazione di edifici per l'analisi non lineare.....	84
4.7.1	Requisiti generali per la modellazione non lineare .....	84
4.7.2	Requisiti speciali di modellazione per l'analisi dinamica non lineare .....	86
4.7.3	La inadeguatezza dei modelli degli elementi in 3D come limitazione alla modellazione non lineare .....	89
4.8	Analisi per gli effetti torsionali accidentali.....	90
4.8.1	Eccentricità accidentale .....	90
4.8.2	Stima degli effetti della eccentricità accidentale mediante l'analisi statica .....	91

4.8.3	Stima semplificata degli effetti della eccentricità accidentale .....	92
4.9	Combinazione degli effetti delle componenti dell'azione sismica .....	93
4.10	Elementi sismici "principali" ed elementi sismici "secondari" .....	95
4.10.1	Definizione e ruolo degli elementi sismici "principali" e degli elementi sismici "secondari" .....	95
4.10.2	Requisiti speciali per la progettazione di elementi sismici secondari .....	95
4.11	Verifica .....	97
4.11.1	Verifica della limitazione del danno .....	97
4.11.2	Verifica del requisito di assenza di collasso locale .....	98
4.11.2.1	Verifica nella progettazione dissipativa basata sulle forze con analisi lineare .....	99
4.11.2.2	Strategia di progetto per diffondere la domanda di deformazione anelastica attraverso la struttura .....	99
4.11.2.3	Progetto delle capacità di telai per contrastare la formazione di cerniere plastiche nelle colonne .....	102
4.11.2.4	Verifica delle fondazioni e progetto e disposizioni di dettaglio degli elementi di fondazione .....	102
4.11.2.5	Verifica in progettazioni dissipative basate sugli spostamenti sulla base di analisi non lineari .....	104
4.11.2.6	Verifica di giunti sismici tra strutture adiacenti o tra unità strutturalmente indipendenti dello stesso edificio .....	105
4.12	Regole speciali per sistemi a telaio con tamponamenti in muratura .....	107
4.12.1	Introduzione e oggetto .....	107
4.12.2	Progettazione contro gli effetti avversi di tamponature irregolari in pianta .....	108
4.12.3	Progettazione contro gli effetti avversi di tamponature irregolari in altezza .....	109
<b>Capitolo 5</b>	<b>Regole di progetto e di dettaglio per edifici in calcestruzzo armato</b> .....	<b>111</b>
5.1	Scopo .....	111
5.2	Elementi in calcestruzzo armato – definizione di "regioni critiche" .....	112
5.2.1	Travi e colonne .....	112
5.2.2	Pareti .....	113
5.2.3	Pareti duttili: accoppiate o non accoppiate .....	114
5.2.4	Pareti estese debolmente armate .....	116
5.2.5	Zone critiche in elementi duttili .....	117
5.3	Tipi di sistemi strutturali per la resistenza al sisma di edifici in calcestruzzo armato .....	117

5.3.1	Sistemi a pendolo inverso .....	118
5.3.2	Sistemi torsionalmente flessibili .....	119
5.3.3	Sistemi a telaio .....	119
5.3.4	Sistemi a pareti .....	119
5.3.5	Sistemi duali .....	120
5.3.6	Sistemi di pareti estese debolmente armate .....	121
5.4	Elementi per il progetto: progetto per resistenza o per duttilità e dissipazione energetica - classe di duttilità .....	122
5.5	Fattore di struttura $q$ di edifici in cemento armato progettati per dissipare energia .....	123
5.6	Strategie di progetto per la dissipazione energetica.....	126
5.6.1	Duttilità globale e locale via gerarchia delle resistenze e dettagli di progettazione degli elementi: generalità .....	126
5.6.2	Implementazione della gerarchia delle resistenze in telai in cemento armato per evitare la formazione di cerniere plastiche nelle colonne .....	127
5.6.2.1	Lato sinistro dell'equazione (D4.23) .....	127
5.6.2.2	Lato destro dell'equazione (D 4.23) .....	129
5.6.2.3	Esenzione dalla regole della gerarchia delle resistenze per le cerniere plastiche nelle colonne (equazione (D4.23) .....	130
5.6.2.4	Procedura di dimensionamento delle colonne per soddisfare all'equazione (D4.23) .....	131
5.6.3	Dettagli di armatura per le regioni sede di cerniere plastica al fine della duttilità flessionale .....	134
5.6.3.1	Caratteristiche del materiale .....	134
5.6.3.2	Requisiti per la duttilità in curvatura .....	135
5.6.4	Gerarchia delle resistenze degli elementi per evitare rottture a taglio premature .....	140
5.6.4.1	Introduzione .....	140
5.6.4.2	Progetto a taglio di travi e colonne con la gerarchia delle resistenze .....	141
5.6.4.3	Gerarchia delle resistenze per la forza di taglio nelle pareti duttili .....	144
5.6.4.4	Gerarchia delle resistenze per il taglio nei nodi trave-colonna .....	146
5.7	Regole di dettaglio per la duttilità locale degli elementi in calcestruzzo armato .....	148
5.7.1	Introduzione .....	148
5.7.2	Armatura longitudinale minima nelle travi .....	148

5.7.3	Massimo rapporto di armatura longitudinale nelle regioni critiche delle travi .....	149
5.7.4	Diametro massimo delle barre longitudinali che attraversano il nodo trave-colonna .....	150
5.7.5	Verifica a taglio dei nodi trave-colonna .....	154
5.7.6	Progetto dell'armatura a taglio nelle regioni critiche di travi e colonne .....	160
5.7.7	Armatura di confinamento nelle regioni critiche delle colonne e delle pareti duttili .....	164
5.7.8	Estremità della sezione nelle regioni critiche di pareti duttili .....	169
5.7.9	Verifica a taglio nelle regioni critiche di pareti duttili .....	170
5.7.10	Armatura minima di grappatura attraverso i giunti di costruzione nelle pareti in classe CDA .....	173
5.8	Regole speciali per pareti di grandi dimensioni appartenenti a sistemi strutturali di pareti estese debolmente armate .....	174
5.8.1	Introduzione .....	174
5.8.2	Progetto allo SLU per pressoflessione .....	174
5.8.3	Progetto allo SLU per taglio .....	176
5.8.4	Dettagli di armatura .....	178
5.9	Regole speciali per sistemi in calcestruzzo con tamponamenti in muratura o in calcestruzzo .....	180
5.10	Progetto e dettagli di armatura degli elementi di fondazione .....	183
<b>Capitolo 6</b>	<b>Progetto e regole di dettaglio per gli edifici in acciaio.....</b>	<b>187</b>
6.1	Oggetto .....	187
6.2	Strutture dissipative e strutture scarsamente dissipative.....	187
6.3	Il principio del progetto delle capacità .....	189
6.4	Progettazione per la dissipazione locale di energia negli elementi e nelle connessioni .....	191
6.4.1	Fattori favorevoli ai fini della duttilità locale .....	191
6.4.2	Fattori sfavorevoli per la duttilità locale .....	193
6.5	Regole di progetto tese alla realizzazione di zone dissipative .....	194
6.6	Approfondimenti sulla capacità di deformazione richiesta dall'Eurocodice 8 .....	195
6.7	Progetto contro la localizzazione delle deformazioni .....	197
6.8	Progettazione del comportamento dissipativo globale delle strutture .....	199
6.8.1	Tipologie strutturali e fattori di struttura .....	199

6.8.2	Scelta del fattore di struttura per fini progettuali .....	201
6.9	Telai resistenti a momento .....	201
6.9.1	Scopo del progetto .....	201
6.9.2	Questioni relative all'analisi di telai resistenti a momento .....	202
6.9.3	Progetto di travi e colonne .....	202
6.9.4	Progetto delle zone dissipative .....	205
6.9.5	Limitazione della sovraresistenza .....	208
6.10	Telai con controventi concentrici.....	209
6.10.1	Analisi di telai con controventi concentrici considerando il loro comportamento evolutivo .....	209
6.10.2	Progetto semplificato di telai con controventi ad X .....	209
6.10.3	Progetto semplificato di telai con diagonali di controvento disaccoppiati .....	210
6.10.4	Progetto semplificato di telai con controventi a V .....	210
6.10.5	Criterio per la formazione di un meccanismo plastico globale .....	211
6.10.6	Connessioni a parziale ripristino .....	212
6.11	Telai con controventi eccentrici .....	213
6.11.1	Caratteristiche generali della progettazione di telai con controventi eccentrici .....	213
6.11.2	Link corti e link lunghi .....	213
6.11.3	Criteri per la formazione di un meccanismo plastico globale .....	215
6.11.4	Scelta della tipologia di controventi eccentrici .....	216
6.11.5	Connessioni a parziale ripristino .....	217
6.12	Telai resistenti a momento con tamponature .....	217
6.13	Controllo del progetto e della costruzione .....	218

<b>Capitolo 7</b>	<b>Regole di progetto e dettaglio per edifici composti in acciaio-calcestruzzo .....</b>	<b>221</b>
7.1	Introduzione .....	221
7.2	Grado di comportamento come struttura composta .....	221
7.3	I materiali .....	222
7.4	Progetto per dissipazione locale di energia negli elementi e nei loro collegamenti .....	223
7.4.1	Fattori favorevoli alla duttilità locale indotti dal carattere composto della struttura .....	223
7.4.2	Fattori sfavorevoli alla duttilità locale indotti dal carattere composto della struttura .....	224
7.5	Progetto per il comportamento dissipativo globale delle strutture .....	226

7.5.1	Fattori di struttura per tipologie strutturali simili a quelle in acciaio .....	226
7.5.2	Fattore di struttura altre tipologie strutturali composte .....	227
7.6	Proprietà delle sezioni composte per l'analisi strutturale e per le verifiche di resistenza .....	228
7.6.1	Difficoltà di definizione delle proprietà meccaniche per il progetto e per l'analisi strutturale .....	228
7.6.2	Rigidezza delle sezioni composte .....	229
7.6.3	Larghezza efficace delle solette .....	229
7.7	Collegamenti composti nelle zone dissipative .....	230
7.8	Regole per le membrature .....	231
7.9	Progetto delle colonne .....	232
7.9.1	Opzioni progettuali .....	232
7.9.2	Colonne composte non dissipative .....	232
7.9.3	Colonne composte dissipative .....	234
7.9.4	Colonne composte considerate come colonne in acciaio nel modello utilizzato per l'analisi strutturale .....	234
7.10	Travi composte con soletta .....	235
7.10.1	Condizioni di duttilità per travi in acciaio con soletta soggetta ad un momento positivo .....	235
7.10.2	Condizioni per la duttilità di una trave in acciaio con soletta soggetta a momento negativo .....	236
7.10.3	Armatura per il caso sismico nella soletta di telai resistenti a momento .....	236
7.11	Progetto e regole di dettaglio per telai resistenti a momento .....	239
7.11.1	Generalità .....	239
7.11.2	Regole per l'analisi e il progetto delle travi, colonne e dei collegamenti .....	239
7.11.3	Trascurare il carattere composto di travi con soletta collaborante ..	240
7.11.4	Limitazione della sovraresistenza .....	241
7.12	Telai composti a controventi concentrici.....	241
7.13	Telai composti a controventi eccentrici .....	241
7.14	Pareti in calcestruzzo armato composte con elementi strutturali in acciaio .....	242
7.14.1	Generalità .....	242
7.14.2	Regole di analisi e progetto per le travi e le colonne .....	242
7.15	Pareti di taglio in cemento armato o composte, accoppiate tramite travi in acciaio o travi composte .....	244
7.16	Pareti di taglio composte con piatti in acciaio .....	245

<b>Capitolo 8</b>	<b>Progetto e regole di dettaglio per edifici in legno</b> .....	247
8.1	Oggetto.....	247
8.2	Concetti generali relativi alle strutture sismo resistenti in legno.....	247
8.3	Materiali e proprietà delle zone dissipative.....	250
8.4	Classi di duttilità e fattori di struttura .....	250
8.5	Regole di dettaglio.....	252
8.6	Verifiche di sicurezza .....	253
<b>Capitolo 9</b>	<b>Progettazione sismica di strutture con isolamento alla base</b> .....	255
9.1	Introduzione.....	255
9.2	Dinamica dell'isolamento sismico.....	262
9.3	Criteri di progetto.....	266
9.4	Sistemi e dispositivi di isolamento sismico .....	267
9.4.1	Isolatori .....	267
9.4.2	Dispositivi supplementari .....	270
9.5	Modellazione e procedure di analisi.....	271
9.6	Criteri di sicurezza e verifiche .....	273
9.7	Effetti dell'azione sismica di progetto su edifici a base fissa ed isolati .....	274
<b>Capitolo 10</b>	<b>Fondazioni, strutture di sostegno e aspetti geotecnici</b> .....	277
10.1	Introduzione.....	277
10.1.1	Scopo della guida dei progettisti alla EN 1998-5 .....	277
10.1.2	Relazione tra EN 1998-5 e EN 1997-1 (Eurocodice 7: Progetto Geotecnico. Parte I: Regole Generali) .....	277
10.1.2.1	Definizioni comuni e separate .....	278
10.1.2.2	Categorie geotecniche, valori di progetto dei parametri geotecnici e approcci di progetto .....	278
10.1.2.3	Stato limite ultimo (SLU) e stato limite di danno (SLD) ....	280
10.2	Azione sismica .....	280
10.2.1	Accelerazione di progetto e fattori di importanza .....	280
10.2.2	Fattore di amplificazione topografica .....	281
10.2.3	Rappresentazione della storia temporale artificiale o registrata .....	282
10.3	Proprietà del suolo.....	284
10.3.1	Parametri di resistenza .....	284
10.3.1.1	Suoli coesivi .....	284
10.3.1.2	Terreni non coesivi .....	285

10.3.2	Fattori parziali per le proprietà dei materiali .....	287
10.3.3	Parametri di rigidezza e di smorzamento .....	287
10.3.3.1	Rigidezza a taglio .....	287
10.3.3.2	Smorzamento .....	287
10.4	Requisiti del sito e del terreno di fondazione.....	288
10.4.1	Sito .....	288
10.4.1.1	Generalità .....	288
10.4.1.2	Faglie sismicamente attive .....	288
10.4.1.3	Stabilità sismica dei pendii .....	289
10.4.1.4	Incrementi di pressione interstiziale dovuti al carico ciclico .....	294
10.4.1.5	Terreni potenzialmente soggetti a liquefazione .....	295
10.4.1.6	Terreni che possono subire cedimenti eccessivi sotto carico ciclico .....	301
10.4.2	Indagini sul terreno e studi .....	302
10.4.3	Identificazione del tipo di terreno per la determinazione dell'azione sismica di progetto .....	302
10.4.3.1	Dipendenza dei parametri dinamici del terreno dal livello di deformazione .....	307
10.4.3.2	Smorzamento interno del terreno .....	308
10.5	Sistemi di fondazione .....	308
10.5.1	Requisiti generali- deformazioni del suolo indotte dal sisma .....	308
10.5.2	Regole per il 'conceptual design' .....	309
10.5.3	Trasferimento al terreno degli effetti delle azioni .....	310
10.5.4	Verifiche allo SLU per fondazioni superficiali .....	311
10.5.4.1	Verifiche delle resistenza allo scorrimento .....	311
10.5.4.2	Verifica della capacità portante .....	311
10.5.5	Pali .....	319
10.5.5.1	Introduzione .....	319
10.5.5.2	Assenza degli effetti cinematici dell'azione .....	320
10.5.5.3	Resistenza laterale ultima del terreno .....	322
10.5.5.4	Presenza degli effetti cinematici dell'azione .....	323
10.6	Interazione terreno-struttura.....	324
10.7	Interazione terreno-struttura.....	325
10.7.1	Considerazioni generali di progetto .....	325
10.7.2	Modelli base .....	326
10.7.3	Azione sismica .....	326

10.7.4 Terreno di progetto e pressione dell'acqua .....	327
10.7.4.1 Limitazioni della validità delle formule per la spinta del terreno nella EN 1998-5 (equazioni (E.2)-(E.4) .....	328
10.7.4.2 Spinta del terreno per strutture rigide .....	328
<b>Bibliografia</b> .....	339
<b>Indice analitico</b> .....	349

# Premessa

## Intenti di questa guida

Questa Guida alla EN 1998-1 ed alla EN 1998-5 si riferisce alle regole per il progetto sismico di edifici e fondazioni, seguendo grosso modo i contenuti di questi Eurocodici. Essa sintetizza i punti importanti di questi due Eurocodici senza ripeterli, e fornisce commenti e spiegazioni sulla loro applicazione, nonché approfondimenti. Comunque, questa guida non si riferisce a tutti i paragrafi di questi Eurocodici, e non segue strettamente la sequenza dei paragrafi.

## Struttura di questa guida

Tutti i riferimenti incrociati in questa guida, a sezioni, paragrafi, sotto paragrafi, appendici, figure, tabelle ed espressioni della EN 1998-1 e della EN 1998-5 sono in corsivo, che è usato anche quando sia stato direttamente riprodotto del testo dalla EN 1998-1 o dalla EN 1998-5 (diversamente, le citazioni da altre fonti, inclusi altri Eurocodici, e riferimenti a sezioni, paragrafi ecc., di questa guida, sono in carattere normale). Le espressioni prese dalla EN 1998-1 o dalla EN 1998-5 mantengono il loro numero; altre espressioni hanno nel loro numero il prefisso D (per *Designers' Guide*, Guida dei Progettisti), per esempio “equazione (D3.1)”.

## Ringraziamenti

Questa Guida non sarebbe stata possibile senza il completamento con successo della EN 1998-1 e della EN 1998-5. Nel processo di messa a punto della Norma sono stati coinvolti:

- i Delegati Nazionali ed i Contatti Tecnici Nazionali della Sotto Commissione 8 del CEN/TC250.
- I tre team di progetto del CEN/TC250/SC8 che hanno lavorato per la conversione da ENV ad EN, segnatamente il PT1 ed il PT2 per la EN 1998-1, presieduti da Carlos Soussa Oliveira e Jack Bouwkamp, rispettivamente, ed il PT3 per la EN 1998-5, presieduto da Ezio Faccioli.

Meritano una menzione speciale i contributi tecnici molto importanti di Philippe Bisch, nell'ambito del lavoro del CEN/TC250/SC8: gli autori desiderano esprimere la loro gratitudine ed apprezzamento per il contributo di Philippe.

Benché non nella lista dei co-autori, Mauro Dolce della Università della Basilicata e Luigi Di Sarno della Università di Napoli, hanno significativamente contribuito ai Capitoli 9 e 3, rispettivamente. Il loro aiuto è reso noto con gratitudine.

Tra i co-autori, Ezio Faccioli desidera esprimere la sua gratitudine allo Studio Geotecnico Italiano in Milano, per il suo aiuto nella preparazione del Capitolo 10, ed in particolare alle seguenti persone che hanno dato un contributo sostanziale nella preparazione degli esempi: A. Callerio (che ha anche assistito nella preparazione

finale delle figure e del testo), M. Redaelli, P. Ascari e R. Aldrighetto. Egli è altresì in debito con Roberto Paolucci, del Politecnico di Milano, per aver fornito materiale utile e figure sulla amplificazione topografica e sulla risposta sismica e la stabilità di fondazioni superficiali.

## CAPITOLO 1

# Introduzione

### 1.1. Oggetto dell'Eurocodice 8

L'Eurocodice 8, *Progetto di Strutture per la Resistenza Sismica*, riguarda, come suggerisce il suo titolo, il progetto e la costruzione sismo resistenti di edifici e di altre costruzioni di ingegneria civile, in aree sismiche. Il suo proposito è proteggere la vita umana e la proprietà in caso di terremoti e di assicurare che le strutture che sono importanti per la protezione civile restino operative.

**EN 1998-1:**  
**Par. 1.1.1(1)**  
**Par. 1.1.1(2)**  
**Par. 1.1.1(4)**  
**Par. 1.1.3(1)**

L'Eurocodice 8 ha sei parti, elencate nella Tabella 1.1. Tra queste, solo le Parti 1 (EN 1998-1, *Regole Generali, Azioni Sismiche e Regole per gli Edifici*, [1]) e 5 (EN 1998-5, *Fondazioni, Strutture di Contenimento ed Aspetti Geotecnici*, [2]) sono trattate in questa Guida.

L'oggetto dell'Eurocodice 8 non copre (completamente) gli edifici speciali, in particolare impianti nucleari, strutture *offshore* e grandi dighe.

**Tabella 1.1** - Parti dell'Eurocodice 8

EN 1998-1	<i>Regole Generali, Azioni Sismiche, Regole per gli Edifici</i>
EN 1998-2	<i>Ponti</i>
EN 1998-3	<i>Valutazione e Adeguamento degli Edifici</i>
EN 1998-4	<i>Sili, Serbatoi e Tubazioni</i>
EN 1998-5	<i>Fondazioni, Strutture di contenimento, Aspetti Geotecnici</i>
EN 1998-6	<i>Torri, Pali, Camini</i>

### 1.2. Oggetto dell'Eurocodice 8 - Parte 1

Benché il suo oggetto principale sia costituito dagli edifici, la EN 1998-1 include anche le regole generali alle quali si attengono le altre parti dell'Eurocodice 8, e relative a:

**EN 1998-1:**  
**Par. 1.1.2**

- requisiti prestazionali;
- azione sismica;
- metodi di analisi, concetti e regole generali, applicabili a tutte le strutture al di là degli edifici.

**Tabella 1.2 - Parti dell'Eurocodice 8 nel pacchetto Eurocodici**

Parte numero e argomento		Eurocodice 8 Parte					
		1	2	3	4	5	6
2/1	Edifici in calcestruzzo	✓		✓		✓	
3/1	Edifici in acciaio	✓		✓		✓	
4/1	Edifici a struttura composta acciaio-calcestruzzo	✓		✓		✓	
5/1	Edifici in legno	✓		✓		✓	
6	Edifici in muratura	✓		✓		✓	
7	Strutture in alluminio	✓				✓	
2/2	Ponti in calcestruzzo	✓	✓			✓	
3/2	Ponti in acciaio	✓	✓			✓	
4/2	Ponti a struttura composta (acciaio-calcestruzzo)	✓	✓			✓	
5/2	Ponti in legno	✓	✓			✓	
2/3	Serbatoi e strutture di contenimento per liquidi, in calcestruzzo	✓			✓	✓	
3/3	Sili in acciaio, serbatoi e tubazioni	✓			✓	✓	
3/4	Pali in acciaio	✓				✓	
3/5	Gru in acciaio	✓				✓	
3/6	Torri e tralicci in acciaio	✓				✓	✓

L'EN 1998-1 copre in sezioni separate il progetto e le regole di dettaglio per edifici costruiti con i principali materiali strutturali:

- calcestruzzo;
- acciaio;
- composto (acciaio-calcestruzzo);
- legno;
- muratura.

Copre anche il progetto di edifici che usino la tecnica dell'isolamento sismico.

### 1.3. Oggetto dell'Eurocodice 8 - Parte 5

**EN 1998-5:** La EN 1998-5 stabilisce i requisiti, i criteri e le regole relative alla scelta del sito e allo studio del suolo di fondazione di strutture sismo resistenti. Si riferisce al progetto di differenti sistemi di fondazione e strutture di contenimento delle terre sotto l'effetto di azioni sismiche, così come allo specifico problema della interazione suolo-struttura. Si applica a tutti i tipi di strutture sismo resistenti, anche diversi dagli edifici. In questo senso, insieme con le *Sezioni 2 e 3* della EN 1998-1 che definiscono i requisiti prestazionali e l'azione sismica, la EN 1998-5 dà le "fondazioni" per il resto dell'Eurocodice 8 (le altre cinque parti).

## **1.4. Uso dell'Eurocodice 8 - Parti 1 e 5 con gli altri Eurocodici**

L'Eurocodice 8 non è una norma che possa essere usata da sola. Sarà applicata insieme agli altri pertinenti Eurocodici, formando insiemi di norme. Ogni insieme di norme si riferirà ad uno specifico tipo di struttura di ingegneria civile e di materiale da costruzione. La prima colonna della Tabella 1.2 elenca tutti le parti pertinenti dell'Eurocodice 8. Per essere autosufficiente per il progetto, ciascuna parte dovrà anche includere le parti necessarie della EN 1990, *Eurocodice: Criteri Generali di Progettazione Strutturale*, della EN 1991, *Eurocodice 1: Azioni sulle Strutture*, e della EN 1997, *Eurocodice 7: Progettazione Geotecnica*. Gli insiemi di norme da usare conterranno anche le parti appropriate dell'Eurocodice 8 come mostrato nella Tabella 1.2.

**EN 1998-1:  
Par. 1.1.1(3),  
1.2.1, 1.2.2(1)**

## **1.5. Ipotesi - distinzione tra Principi e Regole Applicative**

L'Eurocodice 8 si riferisce alla EN 1990 ([3]) per le ipotesi e per la distinzione tra Principi e Regole Applicative. Di conseguenza qui si farà anche riferimento alle Guide relative a questo ed agli altri Eurocodici.

**EN 1998-1:  
Par. 1.3, 1.4**

## **1.6. Termini e definizioni - simbologia**

I termini e la simbologia sono definiti nel capitolo di questa guida nel quale per la prima volta essi appaiono.

**EN 1998-1:  
Par. 1.5, 1.6**

## CAPITOLO 2

# Requisiti prestazionali e criteri di conformità

### 2.1. Requisiti prestazionali per nuovi progetti fatti secondo l'Eurocodice 8 e livelli di rischio sismico associati

Come norma europea (EN), la Parte 1 dell'Eurocodice 8 fornisce indicazioni per una progettazione sismica a due livelli, con i seguenti espliciti obiettivi prestazionali <sup>(1)</sup>:

Par. 2.1(1)

- Assenza di collasso (locale) <sup>(2)</sup>: protezione della vita sotto una azione sismica rara, mediante la prevenzione del collasso della struttura o di sue parti ed il mantenimento della integrità strutturale e di una capacità residua di resistenza ai carichi dopo l'evento sismico. Ciò implica che la struttura sia significativamente danneggiata, e possa avere moderati spostamenti permanenti, ma che mantenga la sua piena capacità di resistere ai carichi verticali ed una sufficiente resistenza e rigidità nei confronti dei carichi laterali, al fine di proteggere la vita anche dopo forti scosse successive alla prima. Comunque la riparazione della struttura può essere antieconomica.
- Limitazione del danno: riduzione della perdita di valore delle proprietà, mediante la limitazione del danno strutturale e non strutturale a seguito di terremoti frequenti. La struttura in sé non ha spostamenti permanenti; i suoi elementi non hanno deformazioni permanenti, mantengono pienamente la loro resistenza e rigidità e non hanno bisogno di riparazioni. Gli elementi non strutturali possono avere qualche danno, che può facilmente ed in modo economico essere riparato in una fase successiva.

Il livello di prestazione relativo al requisito di assenza di collasso è raggiunto dimensionando e progettando il dettaglio degli elementi strutturali per una combinazione di resistenza e duttilità che fornisca un fattore di sicurezza compreso tra 1,5 e 2 nei riguardi di una perdita sostanziale di resistenza ai carichi laterali. Il livello di prestazione relativo al requisito di limitazione del danno è raggiunto limitando le

---

1. [N.d.T.: si veda in Italia il par. 7.1 della NTC 2008.]

2. [N.d.T.: “*No(-local) collapse*” nell’originale del testo, qui ed anche altrove. Si è tradotto letteralmente “assenza di collasso (locale)”. Al par. 2.1(1) di EN 1998-1, si legge: “*The structure shall be designed and constructed to withstand the design seismic action defined in Section 3 without local or global collapse, thus retaining its structural integrity and a residual load bearing capacity after the seismic events*”. Dunque dobbiamo comunque intendere “né globale né locale”. Si veda anche quanto chiarito nell’ultimo capoverso di questa stessa sezione 2.1.]

deformazioni globali (gli spostamenti laterali) del sistema ad un livello accettabile per l'integrità di tutte le sue parti (incluse quelle non strutturali).

I due espliciti livelli di prestazione - prevenzione del collasso (locale) e limitazione del danno - sono valutati sotto due differenti azioni sismiche. L'azione sismica nei confronti della quale si deve prevenire il collasso locale è chiamata azione sismica di progetto, mentre quella in corrispondenza della quale si deve limitare il danno è spesso chiamata azione sismica di servizio. Nell'ambito del principio della competenza nazionale su questioni riguardanti la sicurezza e l'economia, la determinazione dei livelli di rischio per queste due azioni sismiche è lasciata ai singoli Paesi. Per strutture di importanza ordinaria la raccomandazione della EN 1998-1 è per:

- un'azione sismica di progetto (per la prevenzione del collasso locale) con un 10% di probabilità di eccedenza in 50 anni (periodo di ritorno medio: 475 anni).
- un'azione sismica di servizio (per la limitazione del danno) con un 10% di probabilità di eccedenza in 10 anni (periodo di ritorno medio: 95 anni).

Par. 2.1(2),  
2.1(3), 2.1(4),  
4.2.5(1)  
4.2.5(2)  
4.2.5(3)  
4.2.5(4)  
4.2.5(5)

L'azione sismica di progetto per strutture di importanza ordinaria è per definizione l'azione sismica di riferimento: il suo periodo di ritorno medio è chiamato periodo di ritorno di riferimento, ed è indicato con  $T_{NCR}$ . Il rapporto,  $v$ , tra l'azione sismica di servizio (per la limitazione del danno) e l'azione sismica di progetto (per la prevenzione del collasso) riflette la differenza nei livelli di rischio, ed è un parametro determinato a livello nazionale (NDP).

Una migliore prestazione di edifici o strutture essenziali o con molte persone al loro interno non è raggiunta aggiornando il livello prestazionale, come spesso richiesto nelle norme statunitensi, ma modificando il livello di rischio (il periodo di ritorno medio) per il quale sia perseguita la prevenzione del collasso o la limitazione del danno. Per edifici o strutture essenziali o con molte persone al loro interno l'azione sismica deve essere aumentata moltiplicando l'azione sismica di riferimento per un fattore di importanza <sup>(3)</sup>,  $\gamma$ . Per definizione  $\gamma = 1$  per strutture di ordinaria importanza (ovvero quelle per le quali il periodo di ritorno dell'azione sismica sia quello di riferimento).

3. [N.d.T.: dall'Appendice Nazionale alla EN 1998-1 si riporta quanto segue.

*“I coefficienti di importanza così come definiti nel EN1998.1, ove moltiplicano l'azione sismica, sono da assumere pari ad 1.*

*In questo Annesso Tecnico Nazionale l'importanza degli edifici è tenuta in conto direttamente nella definizione dell'azione sismica modificando i periodi medi di ritorno o dividendo l'associata probabilità di superamento per dei coefficienti detti Coefficienti d'uso,  $C_u$ .*

*I Coefficienti d'uso sono definiti per le quattro classi d'uso. La classe d'uso I ha coefficiente d'uso  $C_u=0,7$ , la classe d'uso II ha coefficiente d'uso  $C_u=1,0$ , le classi III e IV hanno coefficienti d'uso  $C_u=1,5$  e  $C_u=2,0$ , rispettivamente (vedi tabella). Nel paragrafo 4 è riportata la definizione delle classi d'uso*

Classe d'uso	$C_u$
I	0,7
II	1
III	1,5
IV	2

*Per le strutture, salvo quelle di cui al paragrafo successivo, i coefficienti  $C_u$  incrementano, moltiplicandolo, il periodo medio di ritorno definito per  $C_u=1$*

*Per le strutture nelle quali la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, il fattore  $C_u$  divide il valore di  $P_{DLR}$  con cui ricavare i periodi di ritorno”.*]

Per gli edifici, il valore raccomandato per il fattore di importanza determinato a livello nazionale,  $\gamma_I$ , è 1,2 se il collasso dell'edificio può avere conseguenze sociali o economiche particolarmente severe (edifici con molte persone al loro interno, come scuole, sale congressi, sedi di istituzioni di importanza culturale come musei, ecc.). Questi edifici sono denominati edifici di Classe di Importanza III. Edifici che siano essenziali per la protezione civile nel periodo immediatamente susseguente un terremoto, come ad esempio gli ospedali, stazioni dei pompieri o di polizia, centrali, appartengono alla Classe di Importanza IV; il valore raccomandato per il fattore di importanza, per loro, è  $\gamma_I = 1,4$ . Un valore di  $\gamma_I$  eguale a 0,8 è raccomandato per edifici di minore importanza per la sicurezza pubblica (Classe di Importanza I: edifici agricoli, ecc.). Tutti gli altri edifici sono considerati di ordinaria importanza, e sono classificati appartenenti alla Classe di Importanza II.

Per edifici di minore od ordinaria importanza (Classi di Importanza I e II) è raccomandato il valore  $\nu = 0,5$  per il valore del rapporto tra l'azione sismica di servizio (per la limitazione del danno) e l'azione sismica di progetto (per evitare il collasso locale). Per edifici di importanza superiore a quella ordinaria (Classi di Importanza III e IV) per  $\nu$  è raccomandato un valore di 0,4. Ciò dà all'incirca lo stesso livello di protezione per edifici ordinari e ad alta presenza di persone (Classi di Importanza II e III), un 15-20% di minor protezione per edifici di minore importanza, e il 15% di maggior protezione per edifici essenziali. Questo margine addizionale può contribuire ad aiutare gli edifici importanti per la protezione civile a mantenere un livello minimo di operatività dei servizi vitali durante o immediatamente dopo un evento frequente.

**Par. 4.4.3.2(2),  
2.2.3(2)**

Nonostante il fatto che la EN 1998-1 raccomandi valori specifici per gli NDP - il fattore di importanza di strutture diverse da quelle ordinarie,  $\gamma_I$ , ed il rapporto tra l'azione sismica di servizio e l'azione sismica di progetto,  $\nu$  - i valori usati a livello nazionale o regionale devono riflettere, in aggiunta alla scelta nazionale riguardante i livelli di sicurezza e di protezione della proprietà, anche la specifica situazione sismotettonica regionale. L'Eurocodice 8 specifica in una nota l'approccio che può essere usato per determinare il rapporto dell'azione sismica ai due differenti livelli di rischio. Più specificamente, è menzionata l'approssimazione usuale della probabilità annuale di superamento,  $H(a_g)$ , dell'accelerazione di picco del terreno  $a_g$ , come  $H(a_g) \sim k_0 a_g^{-k}$ , con il valore dell'esponente  $k$  dipendente dalla sismicità, ma essendo generalmente nell'ordine di 3. Allora l'ipotesi di Poisson per l'evento sismico porta a valutare pari a  $\sim (T_L/T_{LR})^{1/k}$  il fattore per il quale occorre moltiplicare l'azione sismica di riferimento per ottenere relativamente a un periodo di  $T_L$  anni la stessa probabilità di superamento di quella in  $T_{LR}$  anni usata per definire l'azione sismica di riferimento (qui l'indice 'L' indica *lifetime*). Questo valore è il fattore di importanza  $\gamma_I$ , o, a seconda dei casi, il fattore di conversione per ottenere l'azione sismica di servizio,  $\nu$ . In alternativa, il valore del fattore moltiplicativo,  $\gamma_I$  o  $\nu$ , da applicare alla azione sismica di riferimento al fine di ottenere un valore della probabilità di superamento dell'azione sismica,  $P_L$ , relativa a  $T_L$  anni, diversa dalla probabilità di riferimento  $P_{LR}$ , sugli stessi  $T_L$  anni, può essere stimato come  $\sim (P_{LR}/P_L)^{1/k}$ . Per le Classi di Importanza III e IV,  $T_{LR} < T_L$  e  $P_{LR} > P_L$ ; quindi  $\gamma_I > 1$ . Per la Classe di Importanza I e per la azione sismica di servizio,  $T_{LR} > T_L$  e  $P_{LR} < P_L$ ; quindi il fattore di importanza  $\gamma_I$  ed il fattore  $\nu$  di edifici di minor importanza hanno valori minori di 1. Si deve notare che la combinazione di 0,4 e 0,5 dei valori raccomandati per il rapporto  $\nu$  tra una azione sismica di servizio (avente valore raccomandato di periodo di ritorno pari a 95 anni) e una azione sismica di progetto (avente valore raccomandato per il periodo di ritorno medio pari a 475 anni), è coerente con un valore dell'esponente  $k$ , per la diminuzione

**Par. 2.1(4)**

della probabilità annuale di superamento della accelerazione di picco del suolo,  $H(a_g)$ , pari a circa 2.

**Par. 2.2.1(2),  
2.2.4.1(2),  
4.4.2.3(2),  
4.4.2.6(2)** Sebbene non esplicitamente affermato, un obiettivo prestazionale addizionale per edifici progettati per dissipare energia è la prevenzione del collasso globale durante un terremoto molto forte e raro (avente un periodo di ritorno medio dell'ordine di 2000 anni). Benché gli elementi strutturali possano ancora portare i carichi gravitazionali di loro pertinenza dopo un simile evento, la struttura può essere pesantemente danneggiata, avere grandi spostamenti permanenti, mantenere una modesta resistenza o rigidità ai carichi laterali e può collassare dopo una violenta scossa di assestamento. In più, la sua riparazione può essere impossibile o economicamente proibitiva. Questo obiettivo prestazionale implicito è ottenuto attraverso la sistematica e generale applicazione del concetto di *progetto delle capacità* <sup>(4)</sup>, che consente il pieno controllo del meccanismo di risposta anelastica.

## 2.2. Criteri di conformità per i requisiti prestazionali e loro realizzazione

### 2.2.1. Criteri di conformità per la limitazione del danno

**Par. 2.2.1(1),  
2.2.3(1)** Un terremoto rappresenta per la struttura una domanda di assorbire un dato input di energia o dati spostamenti dinamici imposti. Il danno sismico agli elementi strutturali, ed anche a quelli non strutturali che seguono le deformazioni della struttura, è dovuto alle deformazioni indotte dalla risposta sismica. Coerentemente con questo fatto, l'Eurocodice 8 afferma che i criteri di conformità per lo stato limite di limitazione del danno (ovvero il livello di prestazione) devono essere espressi in termini di limiti di deformazione. Per impianti montati sulla o sostenuti dalla struttura, i limiti relativi al danno possono essere espressi in termini di accelerazioni di risposta, nelle posizioni dei vincoli degli impianti stessi alla struttura.

### 2.2.2. Criteri di conformità per il requisito di assenza di collasso (locale)

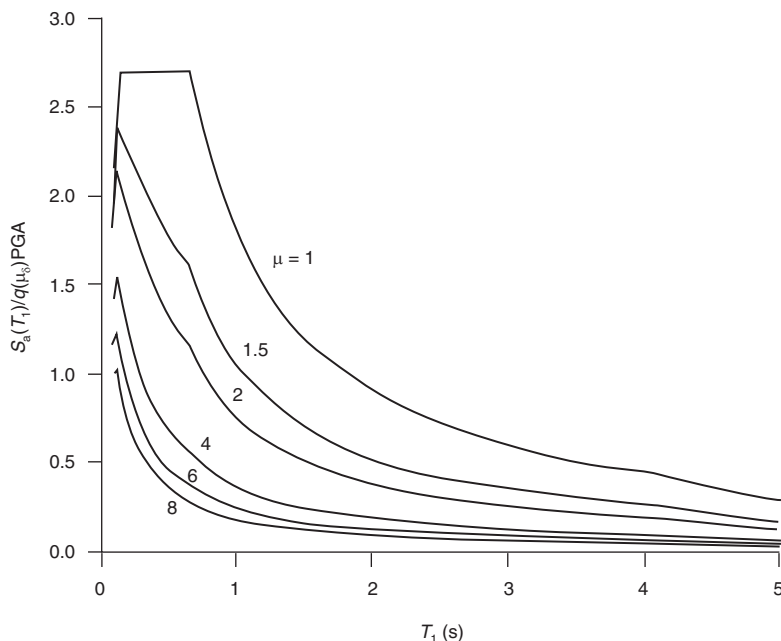
**Par. 2.2.1(1),  
2.2.2(1),  
2.2.2(2)** In accordo alla EN 1990, il livello di prestazione relativo all'assenza di collasso locale è considerato come lo stato limite nei riguardi del quale deve essere concepita la struttura, mediante la progettazione strutturale ([3]). A differenza dello stato limite relativo alla limitazione del danno, che è verificato sulla base di criteri basati sulla deformazione, la progettazione connessa allo stato limite ultimo relativo alla assenza collasso (locale) è basata sulle forze. Ciò è in contraddizione con la realtà fisica, che mostra che è la deformazione a causare la perdita di resistenza orizzontale di un elemento strutturale e che sono gli spostamenti orizzontali (e non le forze orizzontali) che provocano il collasso delle strutture a causa del loro peso proprio. La progettazione strutturale basata sulle forze è ben consolidata, perché gli ingegneri

4. [N.d.T.: traduciamo con "progetto delle capacità" l'ormai diffusa locuzione inglese *capacity design*. Altrove in questo testo si è anche tradotto *tout court* con "gerarchia delle resistenze". La traduzione della espressione inglese *capacity design* non è facile perché il concetto è ricco di contenuti. Non si tratta, in effetti, soltanto di progettare delle mere capacità, o soltanto di progettare una graduazione ("gerarchia") delle resistenze; né soltanto di considerare gli effetti della plasticizzazione di un elemento sugli elementi limitrofi, né, ancora, di tenere in conto la possibile sovrarresistenza del materiale; si tratta di fare tutte queste cose insieme.]

strutturisti hanno dimestichezza con la progettazione basata sulle forze relativa ad altre azioni (come la gravità o le azioni del vento), e ciò in quanto l'equilibrio statico per un assegnato insieme di forze rappresenta una robusta base per i metodi di analisi e, *last but not least*, perché gli strumenti per la verifica delle strutture nei riguardi delle deformazioni sismiche non sono ancora pienamente disponibili per le applicazioni pratiche. Quest'ultima affermazione si riferisce sia ai metodi di analisi non lineari per il calcolo della domanda di spostamento, sia ai metodi per la stima delle capacità di deformazione degli elementi strutturali.

### 2.2.2.1. Progettazione per la dissipazione di energia e la duttilità

Ottemperare al requisito di assenza di collasso locale durante le azioni sismiche non vuole dire che la struttura debba rimanere elastica durante questa azione: ciò implicherebbe che la struttura fosse progettata per forze orizzontali nell'ordine del 50% del suo peso, o più. Benché tecnicamente fattibile, progettare una struttura per rispondere elasticamente alla sua azione sismica di progetto è economicamente proibitivo. E' anche superfluo, dato che un terremoto è una azione dinamica, che rappresenta per la struttura un certo ammontare di energia in ingresso ed una richiesta di accettare certi spostamenti e deformazioni, ma non una domanda di sostenere certe specifiche forze. Quindi l'Eurocodice 8 consente che una struttura sviluppi significative deformazioni non elastiche sotto la sua azione di progetto, purché la integrità dei singoli elementi strutturali e della struttura nel suo complesso non sia messa in pericolo. Questo tipo di progettazione viene indicata come progettazione per la dissipazione di energia e la duttilità.



**Fig. 2.1** - Spettri anelastici per  $T_C=0,6s$ , normalizzati alla accelerazione di picco del suolo (PGA (\*)), secondo Vidic et al. [4] e le equazioni (D2.1) e (D2.2)

(\*) [N.d.T.: PGA sta per *Peak Ground Acceleration*, accelerazione di picco del suolo durante un evento sismico. Tale grandezza è usualmente presa come uno dei principali indicatori ingegneristici della severità del moto sismico, anche se si sa che ve ne sono diversi altri di notevole importanza, di alcuni dei quali tiene conto, complessivamente, lo spettro di risposta].

Il fondamento della progettazione sismica basata sulle forze volta al raggiungimento della duttilità, è lo spettro di risposta anelastico di un sistema ad un solo grado di libertà (SDOF <sup>(5)</sup>) che ha una legge forza-spostamento,  $F-\delta$ , di tipo elastico perfettamente plastico sotto carico monotonamente crescente. Per un dato periodo,  $T$ , del sistema SDOF elastico, lo spettro anelastico è correlato a:

- il rapporto  $q = F_{el} / F_y$  tra la forza di picco che si svilupperebbe nel sistema SDOF se questo fosse linearmente elastico e la forza di snervamento del sistema,  $F_y$ ;
- la massima domanda di spostamento del sistema SDOF anelastico,  $\delta_{max}$ , espressa come rapporto tra  $\delta_{max}$  e lo spostamento corrispondente allo snervamento,  $\delta_y$  (ovvero come il coefficiente di duttilità nello spostamento,  $\mu_d = \delta_{max} / \delta_y$ ).

Per esempio, l'Eurocodice 8 ha adottato lo spettro anelastico proposto in Vidic *et al.* ([4]):

$$\mu_\delta = q \quad \text{se } T \geq T_C \quad (\text{D2.1})$$

$$\mu_\delta = 1 + (q-1) \frac{T_C}{T} \quad \text{se } T < T_C \quad (\text{D2.2})$$

dove  $T_C$  è il periodo di transizione dello spettro elastico, tra i suoi intervalli di pseudo accelerazione spettrale costante, e di pseudo velocità spettrale costante (Fig. 2.1) <sup>(6)</sup>. La equazione (D2.1) esprime la ben nota regola di Newmark di “eguale spostamento”, ovvero la osservazione empirica che nell’intervallo di pseudo velocità spettrale costante, i picchi nella risposta in termini di spostamento del sistema SDOF elastico e anelastico sono grosso modo gli stessi.

Se  $F$  è la forza orizzontale totale sulla struttura (il taglio alla base, se l’azione sismica è nella direzione orizzontale), il rapporto  $q = F_{el} / F_y$  è denominato nell’Eurocodice 8 fattore di struttura <sup>(7)</sup>. Nel Nord America lo stesso termine è denominato fattore di riduzione della forza, o fattore di modifica della risposta <sup>(8)</sup>, ed è indicato dal simbolo  $R$ . Nell’Eurocodice 8 esso è usato come fattore di riduzione universale delle azioni interne che si svilupperebbero nella struttura elastica avente uno smorzamento relativo al critico pari al 5%, o, in modo equivalente, come fattore di riduzione delle forze di inerzia sismiche che si svilupperebbero in questa struttura elastica, causando a loro volta le azioni interne sismiche. Con questo “stratagemma”, le azioni interne sismiche per le quali devono essere dimensionati gli elementi strutturali possono essere calcolate per mezzo di una analisi elastica lineare. Come prezzo da pagare, la struttura deve essere capace di sostenere spostamenti orizzontali di picco almeno eguali ai suoi spostamenti di snervamento globali, moltiplicati per il fattore di duttilità negli spostamenti,  $\mu_\delta$ , che corrisponde al valore di  $q$  usato per la riduzione delle domande di forza elastica (per esempio in accordo alle equazioni D2.1 e D2.2). Tale circostanza è detta capacità di duttilità o capacità di dissipare energia - dato che si deve sviluppare mediante una risposta ciclica nella quale gli elementi strutturali e la struttura nel suo complesso dissipano parte della energia sismica in ingresso mediante isteresi.

5. [N.d.T.: SDOF sta per *Single Degree Of Freedom*, grado di libertà singolo.]

6. [N.d.T.: può essere utile ricordare che la pseudo velocità si ottiene moltiplicando lo spostamento per  $\omega = 2\pi/T$ , e la pseudo accelerazione moltiplicando lo spostamento per  $\omega^2 = 4\pi^2/T^2$ .]

7. [N.d.T.: *behaviour factor*, letteralmente *fattore di comportamento*. In italiano si usa però il termine *fattore di struttura*.]

8. [N.d.T.: rispettivamente *force reduction factor* e *response modification factor*.]

Non tutte le parti della struttura sono capaci di avere un comportamento duttile e di dissipare energia istereticamente. Una speciale tecnica, denominata *progetto delle capacità*, è usata nell'Eurocodice 8 per fornire la necessaria gerarchia delle resistenze tra componenti o regioni strutturali adiacenti o tra differenti meccanismi di trasferimento del carico all'interno dello stesso elemento, ed assicura che le deformazioni anelastiche avranno luogo solo in quegli elementi, regioni e meccanismi, capaci di avere un comportamento duttile ed una dissipazione isteretica di energia, mentre il resto della struttura rimane nell'intervallo elastico della risposta. Le regioni della struttura che si ritiene possano dissipare istereticamente energia sono dette zone dissipative. Esse sono progettate per fornire la duttilità e la capacità di dissipare energia richieste.

Par. 2.2.4.1(2),  
2.2.4.1(3)

Prima di essere progettate per la necessaria duttilità e capacità di dissipare energia, le zone dissipative devono essere dimensionate per fornire un valore di progetto di resistenza,  $R_d$ , almeno eguale al valore di progetto dell'effetto dell'azione dovuta alla situazione di progetto sismica,  $E_d$ , derivante dall'analisi:

Par. 2.2.2(1),  
2.2.2(5),  
4.4.2.2(1)

$$E_d \leq R_d \quad (D2.3)$$

Il valore da usare per  $E_d$  nella equazione (D2.3) è ottenuto dalla applicazione dell'azione sismica insieme al valore quasi permanente delle altre azioni incluse nella situazione di progetto sismica (ovvero il valore nominale dei carichi permanenti ed il valore quasi permanente dei carichi variabili imposti e della neve, si veda il par. 4.4.1). Normalmente si usa l'analisi lineare, ed il valore di  $E_d$  può quindi essere trovato sovrapponendo gli effetti dell'azione sismica derivanti da una analisi della sola azione sismica agli effetti delle azioni derivanti dalla analisi per le altre azioni nella situazione di progetto sismica. Gli effetti del secondo ordine devono essere tenuti in conto nella determinazione di  $E_d$ .

Il valore di  $R_d$  nella equazione (D2.3) deve essere calcolato in accordo alle pertinenti regole del corrispondente Eurocodice relativo al materiale usato (a meno che queste regole non siano inapplicabili nel corso del carico ciclico anelastico, e che l'Eurocodice 8 non specifichi regole alternative). Il suo calcolo deve essere basato sui valori di progetto delle resistenze del materiale, ovvero i valori caratteristici,  $f_k$ , divisi per il fattore parziale  $\gamma_M$  del materiale. Poiché sono elementi chiave per la sicurezza, i fattori parziali,  $\gamma_M$ , sono NDP, parametri determinati a livello nazionale, con valori definiti nelle Appendici Nazionali all'Eurocodice 8. L'Eurocodice 8 non raccomanda i valori dei  $\gamma_M$  da usare nelle situazioni di progetto sismiche. Esso solo fa notare l'opzione che consiste nel poter scegliere o il valore  $\gamma_M = 1$  appropriato per le situazioni di progetto eccezionali, o gli stessi valori appropriati per le situazioni di progetto persistenti e transitorie. Questa seconda opzione è molto conveniente per il progettista, dato che questi può dimensionare la zona dissipativa per fornire un valore di progetto della resistenza,  $R_d$ , almeno eguale al massimo valore dell'effetto dell'azione dovuto alle situazioni di progetto persistenti e transitorie o alla situazione di progetto sismica. Con la prima scelta invece, le zone dissipative dovranno essere dimensionate dapprima per gli effetti delle azioni dovute alle situazioni di progetto persistenti e transitorie, e poi per gli effetti delle azioni dovute alla situazione di progetto sismica, ogni volta usando valori differenti per  $\gamma_M$  nel lato relativo alla resistenza della equazione (D2.3).

Tutte le regioni ed i meccanismi non designati come zone dissipative sono progettati per fornire un valore di progetto della resistenza,  $R_d$ , almeno eguale ad un effetto dell'azione  $E_d$ , che non è ottenuto per mezzo di una analisi ma attraverso il *progetto delle capacità*.

Par. 2.2.4.1(2)

**Par. 2.2.2(4)** Le fondazioni sono di importanza capitale per la intera struttura. In più le fondazioni sono difficili da ispezionare al fine di riscontrare danni dovuti al sisma, ed ancor più difficili da riparare o adeguare. Quindi, le fondazioni sono considerate in cima alla gerarchia delle resistenze nell'intero sistema strutturale e devono essere progettate per rimanere elastiche, mentre le deformazioni anelastiche e la dissipazione di energia isteretica hanno luogo nella sovrastruttura che sostengono.

### **2.2.2.2. Progettazione sismica per la resistenza anziché la duttilità**

**Par. 2.2.1(3),  
3.2.1(4)** Per gli edifici, l'Eurocodice 8 dà l'opzione di una progettazione sismica basata sulla sola resistenza, senza osservare alcuna regola relativa alla duttilità e la capacità di dissipare energia. In questa opzione, l'edificio è progettato in accordo con gli Eurocodici dal 2 al 7, semplicemente considerando l'azione sismica come un carico laterale alla stregua del vento. Le forze laterali sismiche sono derivate dallo spettro di risposta di progetto usando un fattore di struttura  $q$ , eguale al massimo a 1,5 (o forse 2 per edifici in acciaio o composti). Inoltre, devono essere osservati certi requisiti minimi per la duttilità dei materiali (o delle sezioni in acciaio). Dato che le forze sismiche di progetto sono calcolate con un valore del fattore di struttura,  $q$ , maggiore di 1,0, le strutture progettate solo per la resistenza, senza una progettazione della duttilità e della capacità di dissipare energia, sono denominate scarsamente dissipative anziché non dissipative.

L'Eurocodice 8 afferma che l'opzione di progetto sismico scarsamente dissipativo solo per la resistenza non è raccomandata, ad eccezione del caso di bassa sismicità. Benché sia lasciato alla Appendice Nazionale decidere quale combinazione di categorie di strutture, tipi di suolo e zone sismiche in un Paese corrisponda alla classificazione di "bassa sismicità", l'Eurocodice 8 raccomanda come criterio (in una nota) o il valore della accelerazione di progetto su un suolo di tipo A (ovvero su roccia),  $a_g$ , o il valore corrispondente,  $a_g S$ , sul tipo di suolo del sito (il fattore di suolo,  $S$ , è discusso nella Sezione 3.2.2.2). Inoltre esso raccomanda un valore di 0,08g per  $a_g$  o di 0,10g per  $a_g S$ , come soglia per i casi di bassa sismicità. Si deve ricordare che il valore di  $a_g$  include il fattore di importanza  $\gamma_I$ .

**Par. 4.4.1(2)** Per gli edifici, la progettazione sismica scarsamente dissipativa in accordo al primo paragrafo di questa sottosezione - solo per la resistenza, senza progettazione della duttilità - è consentita in un caso specifico che può non necessariamente ricadere nella categoria di bassa sismicità. Ciò avviene quando nella direzione orizzontale considerata, il taglio totale alla base sulla intera struttura (al livello delle fondazioni o all'estradosso di una base rigida) dovuto alla situazione sismica di progetto, e calcolato con un fattore di struttura eguale al valore applicabile alle strutture scarsamente dissipative (si veda il primo paragrafo di questa sotto sezione), è minore di quello dovuto alla azione del vento di progetto o di ogni altra pertinente combinazione di azioni per la quale l'edificio sia progettato sulla base di una analisi elastica lineare.

**Par. 10.10(5)** In edifici progettati con isolamento sismico, e a prescindere dalla classificazione dell'edificio come ricadente in zona a bassa sismicità, o meno, la regola imposta dalla EN 1998-1, e non l'eccezione, è il progetto della sovrastruttura al di sopra del livello dell'isolamento (la "interfaccia di isolamento") come scarsamente dissipativa, con un valore del fattore di struttura,  $q$ , non maggiore di 1,5.

### 2.2.2.3. *Il bilanciamento tra resistenza e duttilità - classificazione della duttilità*

L'opzione descritta nel precedente paragrafo, segnatamente la progettazione per la sola resistenza, senza progettazione di duttilità e capacità di dissipare energia, è un caso estremo, raccomandato dall'Eurocodice 8 solo in casi specifici. Comunque, nell'ambito della progettazione sismica normale, vale a dire quella che progetta la duttilità e la capacità di dissipare energia, il progettista ha normalmente l'opzione di progettare per una maggiore resistenza e una minore duttilità, o viceversa. Per edifici in calcestruzzo, acciaio o composti (acciaio-calcestruzzo) o costruzioni in legno, questa opzione è esercitata mediante la classificazione della duttilità introdotta dall'Eurocodice 8 nei corrispondenti capitoli relativi a ciascun materiale. Par. 2.2.2(2)

## 2.3. Esenzioni dalla applicazione dell'Eurocodice 8

Lo stesso Eurocodice 8 afferma che le sue regole non devono essere applicate nei casi di sismicità molto bassa. Come per il caso di bassa sismicità, è lasciato alla Appendice Nazionale stabilire quale combinazione di categoria di struttura, tipi di suolo e zone sismiche in un Paese porterà ad una classificazione di sismicità "molto bassa". Comunque l'EC8 raccomanda (in una nota) lo stesso criterio adottato per i casi di bassa sismicità: o il valore della accelerazione di progetto sul suolo di tipo A (roccia),  $a_g$ , o il valore corrispondente,  $a_g S$ , sul tipo di suolo del sito. Va avanti poi a raccomandare un valore di  $0,04g$  per  $a_g$  o di  $0,05g$  per  $a_g S$ , come soglia per i casi da denominare a sismicità molto bassa <sup>(9)</sup>. Dato che il valore di  $a_g$  include il fattore di importanza  $\gamma_f$ , certe strutture in una regione possono essere esentate dalla applicazione dell'Eurocodice 8, mentre altre (edifici essenziali o ad alta densità abitativa) possono non esserlo. Ciò è coerente con la idea che l'esenzione dalla applicazione dell'Eurocodice 8 sia dovuta alla resistenza alle forze laterali inerente ad ogni struttura progettata per carichi non sismici, trascurando ogni contributo derivante dalla duttilità e dalla capacità di dissipare energia. Dato che l'Eurocodice 8 considera che, a causa della sovraresistenza, ogni struttura abbia il diritto ad un fattore di struttura,  $q$ , almeno eguale a 1,5, è implicita nel valore di  $0,05g$  assunto come soglia per  $a_g S$  relativamente alle strutture classificate come a sismicità molto bassa, una intrinseca capacità di resistenza alle forze laterali pari a  $0,05 \times 2,5 / 1,5 = 0,083g$ . Questa è una ipotesi invero ragionevole. Par. 2.2.1(4),  
3.2.1(5)

Se una Appendice Nazionale afferma che l'intero territorio nazionale è considerato essere una zona di sismicità molto bassa, allora l'Eurocodice 8 (tutte e sei le sue parti) non si applicherà in tutto quel Paese.

9. [N.d.T.: dalla Appendice Nazionale Italiana: "la Zona Sismica 3, detta a Bassa Sismicità, è caratterizzata da  $0,05 \cdot g < a_{g,475} \leq 0,15 \cdot g$ . La Zona Sismica 4, detta a Sismicità Molto Bassa, è caratterizzata da  $a_{g,475} \leq 0,05 \cdot g$ . In tale Zona possono adottarsi criteri di progettazione semplificati secondo quanto indicato al punto 4 della presente Appendice" .]