

# Sul ruolo del fattore di struttura e del capacity design nella progettazione di strutture a telaio in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo secondo l'Eurocodice 8

M. Badalassi<sup>1</sup>, A. Braconi<sup>2</sup>, W. Salvatore<sup>3</sup> ■

## Sommario

L'approccio progettuale basato sull'utilizzo del fattore di struttura proposto dall'Eurocodice 8 possiede indubbie caratteristiche di semplicità e rapidità di applicazione nella pratica progettuale, ciononostante è facile riconoscere in esso alcune problematiche che, se non correttamente affrontate, possono portare anche a soluzioni progettuali non congruenti con le ipotesi assunte. Nel presente lavoro le criticità connesse alla scelta del fattore di struttura, all'applicazione del *capacity design* e alla definizione del fattore di sovra-resistenza  $\Omega$  e del fattore  $\theta$  per il controllo e la limitazione dei fenomeni del II ordine sono discusse ed analizzate con riferimento alle strutture a telaio di acciaio o composte acciaio-calcestruzzo. L'analisi è stata condotta su un insieme di casi studio significativo progettati utilizzando le usuali tecniche di analisi lineare suggerite dall'Eurocodice 8. Ogni caso studio è stato progettato assumendo 3 differenti valori del fattore di struttura  $q$ : il fattore di struttura massimo consentito dalla norma; il fattore di struttura minimo

ammisibile; il fattore di struttura la cui applicazione nel progetto corrisponde alla soluzione strutturale di minimo peso di acciaio strutturale. Il confronto dei risultati ottenuti ha consentito di valutare criticamente l'influenza della scelta del fattore di struttura sulla verifica di elementi protetti quali, ad esempio le fondazioni, la limitazione imposta dal fattore  $\theta$  allo sfruttamento dell'alta duttilità nelle strutture a telaio ed il reale contributo del coefficiente di sovra-resistenza,  $\Omega$  alla protezione sismica degli elementi protetti mediante il *capacity design*.

È stato così possibile mettere a punto alcune indicazioni generali per la scelta del fattore di struttura in grado di garantire una sufficiente congruenza tra il comportamento strutturale ipotizzato in fase di progetto e quello fornito dalla struttura progettata, con particolare riguardo alle sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali da proteggere, nonché una definizione del fattore di sovra-resistenza,  $\Omega$ , alternativa a quanto proposto attualmente dall'Eurocodice 8, in grado di assicurare un maggior grado di protezione.

## 1. Introduzione

Le norme per la progettazione in zona sismica consentono attualmente di realizzare strutture *duttili* in grado di dissipare l'energia trasmessa dal terremoto mediante deformazioni cicliche in campo plastico localizzate in elementi strutturali, *zone dissipative*, adeguatamente prescelti; i rimanenti elementi strutturali, *zone protette*, devono essere progettate sì da rimanere in campo elastico.

Una verifica accurata del comportamento post-elastico di soluzioni strutturali dissipative prevede l'utilizzo di analisi in campo non lineare: tale procedimento risulta ovviamente troppo complesso per l'applicazione corrente nella pratica progettuale, dove sono altresì richiesti metodi, certamente affidabili, ma anche di rapido e semplice utilizzo.

Sulla base di tali considerazioni, le normative moderne, come appunto l'Eurocodice 8, prevedono, per la verifica allo stato limite ultimo, l'utilizzo di approcci lineari basati sulla definizione di spettro di progetto (i.e. spettro di risposta anelastico). Lo spettro di progetto fornisce in pratica il valore dell'azione sismica da assumere per la verifica di resistenza di una struttura cui si garantisce un assegnato livello di duttilità mediante l'applicazione di particolari regole di progetto e di dettaglio.

I valori dello spettro di risposta anelastico sono ottenuti dividendo le ordinate dello spettro di risposta elastico per un coefficiente di riduzione, che sintetizza proprio il livello di duttilità raggiungibile dalla struttura progettata.

<sup>1</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Pisa - ✉ m.badalassi@ing.unipi.it

<sup>2</sup> Riva Fire spa, Milano - ✉ ricerca.lunghi@rivagroup.com

<sup>3</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Pisa - ✉ walter@dic.unipi.it

Tale approccio, sicuramente il più diffuso oggi-giorno nella progettazione sismica, consente ai progettisti di effettuare analisi lineari, statiche oppure dinamiche modali, più semplici, intuitive e veloci, e di rimanere nell'ambito di approcci progettuali e di verifica perlomeno vicini a quelli tradizionali.

Il fattore di riduzione delle ordinate dello spettro elastico è introdotto da molte normative moderne quali, ad esempio gli Eurocodici, *EN1998-1-1* (CEN, 2005), in cui tale coefficiente è identificato come *fattore di struttura* ( $q$ ) oppure le norme statunitensi, *Uniform Building Code, UBC* (ICBO, 1997), *NEHRP provisions* (FEMA, 1995), *American Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC, 2005), in cui è definito come *fattore di riduzione* ( $R$ ).

Tanto più tali fattori sono alti tanto più il comportamento strutturale ipotizzato in fase progettuale deve essere duttile e, al contempo, le forze di progetto più ridotte: sulla base di queste considerazioni, sembrerebbe così possibile ottenere sistematicamente elementi strutturali di peso ridotto.

Il processo progettuale completo, tuttavia, prevede, oltre alla verifica sismica allo stato limite ultimo, la verifica allo stato limite di esercizio, la verifica delle limitazioni imposte ai fenomeni del II ordine, nonché le verifiche nei confronti delle azioni statiche associate a loro volta ai diversi stati limite previsti dalla norma: è facile osservare come il soddisfacimento di tali verifiche può limitare decisamente i benefici forniti dalla progettazione duttile.

Infatti, pur adottando coefficienti di struttura elevati, il soddisfacimento di tutti gli stati limite e delle verifiche previste, può portare alla fine del processo progettuale ad una struttura il cui comportamento nei confronti dell'azione sismica associata allo stato limite ultimo è lontano da quello atteso. Gli elementi strutturali, per effetto del complesso delle verifiche previste, possono risultare caratterizzati da sezioni maggiori rispetto a quelle strettamente necessarie per le verifiche di resistenza associate allo spettro di progetto prescelto cosic-

ché risultano utilizzate in pratica solo limitate quote della duttilità disponibile ed il coefficiente di struttura reale risulta molto ridotto. D'altro canto gli elementi protetti risultano a loro volta inutilmente sovradimensionati per effetto dell'applicazione del *capacity design* associato al livello di duttilità inizialmente previsto.

Nel presente lavoro il processo progettuale proposto dagli Eurocodici (CEN, 2005; CEN, 2005a; CEN, 2005b; CEN, 2006) è applicato ed analizzato per il caso delle strutture a telaio di acciaio e composte acciaio-calcestruzzo, concentrando l'attenzione sulle criticità connesse alla scelta del fattore di struttura ( $q$ ), sull'influenza delle limitazioni imposte alla deformabilità dell'edificio, sul ruolo del fattore  $\Omega$  nelle verifiche imposte dal *capacity design* e sulla protezione sismica delle fondazioni.

A tal fine l'analisi è stata condotta su un numero significativo di casi studio, progettati assumendo 3 differenti valori del fattore di struttura  $q$ : il fattore di struttura massimo consentito dalla norma; il fattore di struttura minimo ammissibile, pari a 1; il fattore di struttura la cui applicazione nel progetto corrisponde alla soluzione strutturale di minimo peso in termini di elementi metallici.

I casi studio, progettati secondo le usuali tecniche di analisi lineare contenute negli Eurocodici, si differenziano per luce delle campate e numero dei piani. Di regola essi sono stati progettati utilizzando acciaio tipo S235; alcuni, appositamente selezionati, sono stati progettati utilizzando, oltre all'acciaio tipo S235, l'acciaio S275 o S355 in modo da valutare l'influenza della qualità dell'acciaio sul progetto e sulla scelta del fattore di struttura.

Lo studio ha consentito di trarre utili indicazioni sull'analisi dell'influenza della scelta del fattore di struttura sul peso strutturale e sull'effettiva efficacia del *capacity design* e della protezione sismica delle fondazioni, sviluppando delle linee guida per la scelta del fattore di struttura nonché una nuova proposta per la definizione del fattore di sovra-resistenza  $\Omega$ .

## 2. Descrizione dei casi di studio

I casi studio analizzati, caratterizzati da una destinazione d'uso a uffici, in accordo alla categoria B degli Eurocodici (CEN, 2004a), sono ipotizzati regolari sia in pianta sia in elevato consentendo perciò l'utilizzo dell'analisi statica equivalente. I casi studio selezionati sono rappresentati schematicamente nelle Figure 1 e 2. Lo schema resistente della struttura è a telaio lungo la direzione X e controventato lungo la direzione

Y, secondo le usuali assunzioni della progettazione tradizionale delle costruzioni in acciaio.

Le dimensioni geometriche selezionate per i casi di studio (luce delle travi, altezza di interpiano, numero di piani e campate) sono state derivate da considerazioni architettoniche legate alla categoria d'uso selezionata, i cui parametri sono riassunti nella Tabella 1.

I telai progettati nel presente studio sono stati identificati tramite un codice identificativo "ID" così

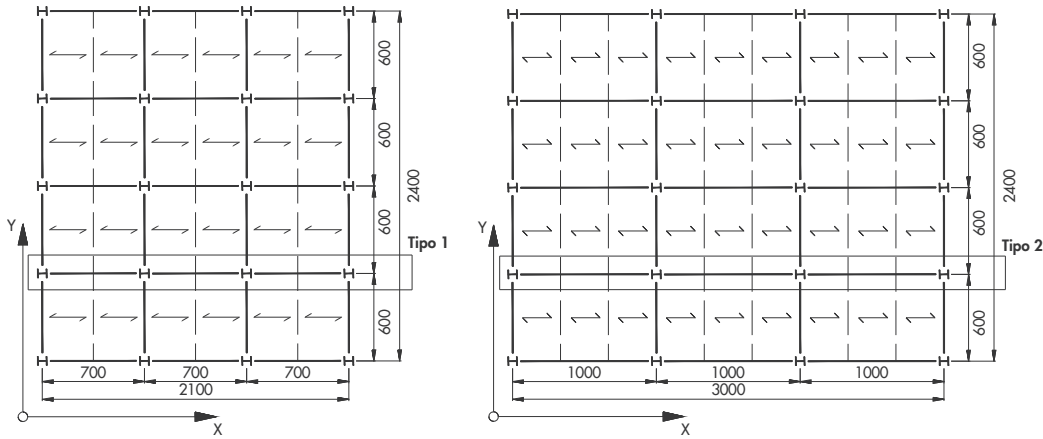


Figura 1  
Piante tipo degli edifici selezionati come casi studio - tipo 1 e tipo 2.

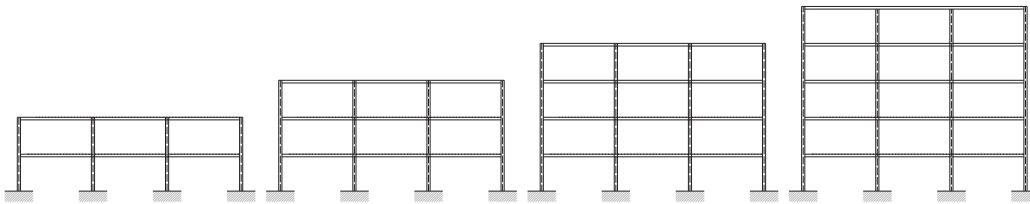


Figura 2  
Sezioni tipo dei telai assunti come casi-studio - n. 2, 3, 4 e 5 piani.

Tabella 1 - Parametri geometrici dei casi di studio progettati

Telaio tipo 1		Telaio tipo 2	
Luce trave secondaria	$L_{sec} = 6.00 \text{ m}$	Luce trave secondaria	$L_{sec} = 6.00 \text{ m}$
Luce trave principale	$L_b = 7.00 \text{ m}$	Luce trave principale	$L_b = 10.00 \text{ m}$
Interasse travi secondarie	$i_{sec} = 3.5 \text{ m}$	Interasse travi secondarie	$i_{sec} = 3.3-3.4 \text{ m}$
Numero telai	$n_{MRF} = 5$	Numero telai	$n_{MRF} = 5$
Altezza interpiano	$h_{int} = 3.5 \text{ m}$	Altezza interpiano	$h_{int} = 3.5 \text{ m}$
Numero di piani	$n_s = 2, 3, 4, 5$	Numero di piani	$n_s = 2, 3, 4, 5$

definito: "T1" o "T2" indica il tipo di impalcato, Figura 1; il termine "2P", "3P", "4P" o "5P" identifica il numero di piani; il termine "AC" o "CoM" identifica se il sistema strutturale è in solo acciaio (AC) oppure in soluzione mista acciaio-calcestruzzo (CoM). La progettazione è stata effettuata utilizzando solo profili tipo IPE per le travi di impalcato e solo profili tipo HEA o HEB per le colonne; l'altezza dei profili è stata limitata ad elementi di altezza pari a 600 mm. Gli elementi strut-

turali composti sono stati progettati assumendo di utilizzare profili HEA o HEB parzialmente rivestiti in calcestruzzo per le colonne e travi IPE collaboranti con la soletta d'impalcato tramite una connessione a taglio a pieno ripristino di resistenza per le travi, Figura 3. La soletta di impalcato è stata progettata utilizzando una soluzione composta acciaio calcestruzzo in cui la lamiera grecata, assunta del tipo EGB210-Brollo, è considerata collaborante con il getto di completamento del solaio.

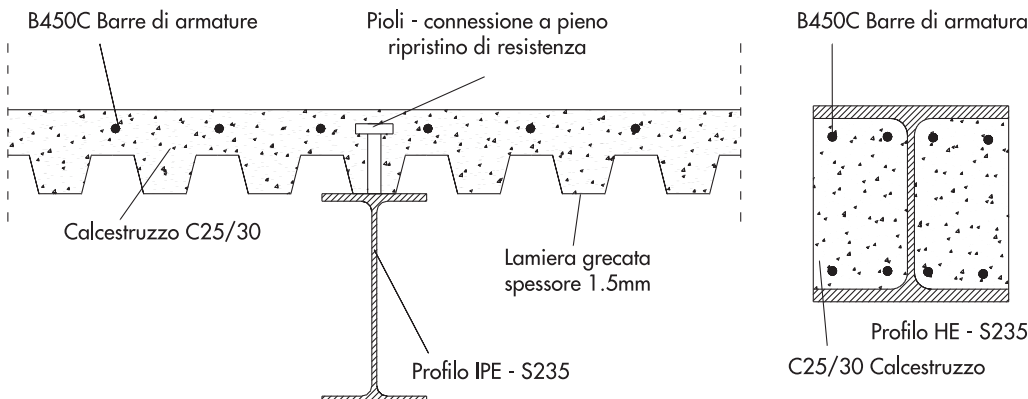


Figura 3  
Sezioni tipo degli elementi composti.

### 3. Progettazione iniziale dei casi di studio ed analisi del procedimento progettuale

La progettazione strutturale è stata eseguita assumendo i carichi e le limitazioni riportati nella Tabella 2. I carichi per le tramezzature divisorie, i carichi accidentali di piano e di copertura sono stati ricavati dall'Eurocodice 1, EN1991-1-1 (CEN, 2004a). L'azione del vento è stata considerata pari a 75 daN/m<sup>2</sup> per i primi 8 m in elevazione e poi variabile linearmente tra 75 e 100

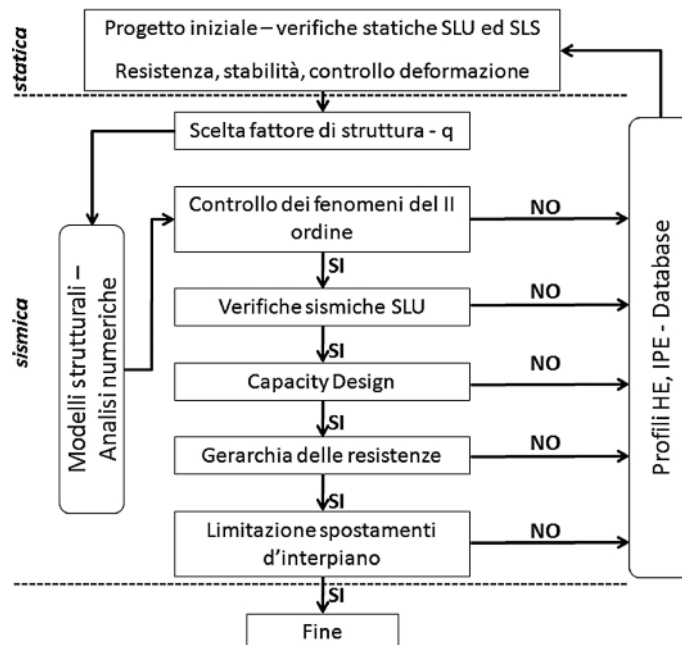
daN/m<sup>2</sup> tra 8 e 17.5 m. Per tutti i casi di studio si è utilizzata la qualità S235 per i profili IPE ed HE, il calcestruzzo di classe C25/30 per la soletta d'impalcato e per il riempimento delle colonne composte e le barre d'armatura tipo B450C. I telai "T2 2P AC", "T2 5P AC" e "T2 5P CoM" sono stati progettati utilizzando anche le qualità di acciaio S275 o S355 per il progetto i profili.

La progettazione è stata effettuata impiegando

Tabella 2 - Azioni di progetto

Azioni statiche		Azione sismica - Spettro di progetto	
Peso solaio	280 daN/m <sup>2</sup>	p.g.a. - a <sub>g</sub>	0.25 g
Permanente portato	120 daN/m <sup>2</sup>	Tipo di spettro	I
Tramezzature	80 daN/m <sup>2</sup>	Suolo tipo	S = 1.2
Accidentali (Uffici)	300 daN/m <sup>2</sup>	T <sub>B</sub>	0.15 s
Accidentali (Tetto)/Neve	100 daN/m <sup>2</sup>	T <sub>C</sub>	0.50 s
Pressione del vento	75 ÷ 100 daN/m <sup>2</sup>	T <sub>D</sub>	2.00 s
Limiti deformativi - Stato limite esercizio (SLE)		fattore di struttura q	1.0 ÷ 6.5
Limiti deformativi (SLE)		Limiti deformativi (SLE)	
Spost. Vert. (azione quasi permanente)	1/500 L	spostamento di interpiano	0.0075 h
Spost. Vert. (azione frequente)	1/300 L	Limite sugli effetti II ordine θ	
L - luce dell'elemento strutturale	h - altezza di interpiano	θ <sub>limite</sub> - II ordine	0.2

Figura 4  
Schema dell'iter progettuale.



la procedura schematizzata nella Figura 4. I profili in acciaio delle travi e delle colonne sono stati predimensionati utilizzando la progettazione statica: travi e colonne sono state verificate per le combinazioni delle azioni allo stato limite ultimo (SLU); inoltre, le travi sono state

verificate allo SLE assumendo un limite per l'inflexione verticale pari ad 1/500 della luce per la combinazione di carico quasi permanente e ad 1/300 della luce per la combinazione di carico frequente, si veda la Tabella 2. È stata quindi eseguita l'analisi sismica e conseguente



verifica allo SLE e SLU assumendo inizialmente: un fattore di struttura pari a 6.5;  $\theta \leq 0.2$ ; tamponamenti duttili connessi alla struttura (limite massimo dello spostamento di interpiano pari a 0.0075 h).

Si è proceduto infine all'applicazione delle regole del *capacity design* e della gerarchia delle resistenze trave-colonna per garantire la protezione degli elementi non dissipativi, in questo caso le colonne, e quindi lo sviluppo di un meccanismo

#### 4. Fenomeni del II ordine e fattore di struttura: considerazioni preliminari

Nell'iter progettuale, la verifica della sensibilità ai fenomeni del II ordine è stata effettuata, conformemente alla procedura proposta dall'Eurocodice 8 (CEN, 2005), valutando, per ciascun piano  $i$  della struttura, il valore

$$\theta_i = \frac{P_{tot,i} \cdot d_{r,i}}{V_{tot,i} \cdot h} \quad (1)$$

in cui  $P_{tot,i}$  è la risultante dei carichi verticali agenti al di sopra del piano  $i$ -esimo;  $V_{tot,i}$  è la risultante delle forze inerziali agenti al di sopra del piano  $i$ -esimo;  $d_{r,i}$  è lo spostamento relativo tra la base e la sommità delle colonne del piano  $i$ -esimo allo SLU. Il fattore  $\theta$ , nel progetto, è stato appositamente limitato superiormente, non superando in nessun caso il valore 0.2, sì da poter effettuare analisi di tipo lineare, come già stabilito e come usualmente anche scelto dai progettisti nella pratica corrente.

Assumendo, come previsto dalla stessa normativa,  $d_{r,i} = q \cdot d_{e,i}$ , essendo  $d_{e,i}$  è lo spostamento relativo tra la base e la sommità delle colonne del piano  $i$ -esimo ottenuto dall'analisi sismica lineare con fattore di struttura  $q$ , si osserva che predetto valore è anche pari a:

$$\theta_i = \frac{P_{tot,i} \cdot d_{r,i}}{V_{tot,i} \cdot h} = \dots = \frac{P_{tot,i} \cdot q}{h} \cdot \frac{1}{K_{i,lateral}} \quad (2)$$

dove  $q$  è il fattore di struttura assunto nel progetto e  $K_{i,lateral}$  è la rigidezza laterale elastica della struttura definita dal rapporto

$$K_i = \frac{V_{tot,i}}{d_{e,i}}$$

È facile notare come, procedendo secondo le indicazioni di normativa, una volta definiti la geometria del telaio, la classe di duttilità, l'entità dei carichi verticali e i profili costituenti travi e pilastri, il valore del coefficiente  $\theta$  è fissato, cosicché esso risulta praticamente indipendente dall'intensità dell'azione sismica. Una simile ipotesi è sicuramente plausibile in campo ela-

dissipativo globale ad elevato comportamento duttile.

L'applicazione ripetuta della procedura progettuale ai differenti casi di studio ha consentito di individuare eventuali incoerenze connesse all'utilizzo del fattore di struttura  $q$ , limitazioni imposte del fattore  $\theta$  per la limitazione dei fenomeni del II ordine e di valutare l'efficacia del *capacity design* nella stima delle forze reali agenti sugli elementi protetti.

stico dove ad una variazione dei momenti del II ordine corrisponde una proporzionale variazione dei momenti del I ordine; essa risulta meno condivisibile quando le strutture in analisi possono attingere a quote di spostamento plastico più o meno rilevanti se sollecitate da azioni di tipo sismico.

Infatti, il medesimo edificio, soggetto ai medesimi carichi statici ma posto in 2 zone sismiche caratterizzate da diversi livelli di pericolosità, è soggetto, per una stessa probabilità di accadimento, ad accelerazioni sismiche differenti. Evidentemente, nei 2 casi, si ottengono differenti spostamenti plastici e diversi effetti legati ai fenomeni del II ordine. Tale evenienza è in chiara contraddizione con quanto risulta dall'applicazione normativa (2) dell'espressione (1), per la quale si ottiene in entrambi i casi lo stesso risultato.

Peraltro l'espressione (1) proposta dalle normative conduce ad una relazione lineare (2) tra  $q$  e  $\theta$ , chiaramente in contrasto con il carattere convenzionale del fattore  $q$  fissato a priori per rappresentare sommariamente la 'duttilità globale' del telaio.

Nei casi in cui, come per i telai di acciaio o composti acciaio-calcestruzzo, la struttura non presenta una grande rigidezza rispetto ai carichi orizzontali e gli spostamenti elastici possono risultare piuttosto rilevanti, tale assunzione di normativa, può limitare fortemente lo sfruttamento delle capacità duttili della struttura stessa. Valori elevati del fattore di struttura determinano problemi nei confronti della verifica degli effetti del II ordine cosicché, tenendo fissato il fattore di struttura, il soddisfacimento delle limitazioni imposte agli effetti del II ordine comporta un sovradimensionamento degli elementi strutturali teso ad incrementare la rigidezza elastica della struttura. Tale evenienza è confermata da studi precedenti condotti su diversi approcci normativi per costruzioni in zona sismica (Gupta et al., 2000; Elghazouli, 2010). Lo stesso fenomeno è rilevabile considerando le verifiche allo stato limite di danno a cui devono soddisfare le strut-

ture intelaiate: l'imposizione di limitazioni severe in termini di spostamenti relativi d'interpiano porta comunque ad un sovradimensionamento degli elementi strutturali così come evidenziato ampiamente in precedenti lavori (Mazzolani et al., 2009).

Per contro i telai poco rigidi sono caratterizzati da un periodo fondamentale piuttosto elevato che ricade nella zona dello spettro elastico con ordinate relativamente basse. Le sollecitazioni corrispondenti all'utilizzo di fattori di struttura modesti (più bassi cioè dei massimi di norma, si da rinunciare a sfruttare completamente le potenzialità della struttura in termini di duttilità),

risultano abbastanza contenute anche in corrispondenza di siti di elevata sismicità cosicché spesso il soddisfacimento delle verifiche di resistenza allo SLU non risulta problematico.

È quindi possibile ottenere una progettazione ottimale in ambito lineare modulando opportunamente il valore del fattore di struttura  $q$ , si da armonizzare la risposta della struttura nei confronti di tutti gli stati limite e limitazioni previsti dalla norma, evitando il sovradimensionamento degli elementi strutturali per il soddisfacimento di una singola limitazione/verifica senza attingere negli altri casi alle elevate capacità per cui la struttura stessa è stata progettata.

### 5. Ricerca del valore ottimo del fattore di struttura

Dall'esame del legame tra il fattore di struttura  $q$  ed il coefficiente  $\theta$ , è facile osservare come la ricerca del valore ottimo del fattore di struttura  $q$  nei confronti di un obiettivo prestabilito, come ad esempio il minimo peso strutturale, sia possibile solo tramite una procedura iterativa che includa tutte le richieste imposte dalla normativa mediante le verifiche allo SLU ed SLE sotto carichi statici e sismici.

Di fatto, una progettazione corretta deve introdurre il fattore di struttura  $q$  non come parametro prefissato dal progettista bensì come un parametro progettuale da definire in modo da armonizzare tutte le verifiche in gioco di cui alla Figura 4.

Sulla base di tali considerazioni, si è proceduto a progettare nuovamente i casi studio considerati identificando i valori del fattore di struttura in grado di fornire le soluzioni di minor peso secondo la procedura riassunta in Figura 5; fra questi si è poi scelto il fattore di struttura minimo corrispondente al fattore,  $q_{opt}$ , che consente di ottimizzare il peso dell'acciaio strutturale con il minimo impiego di duttilità strutturale.

Per ogni caso di studio, è stato infine individuato il fattore di struttura minimo che, compatibilmente con le serie di profili considerati, garantisce il soddisfacimento di tutte le verifiche imposte dalla progettazione statica e da quella sismica; tale fattore di struttura è stato identificato con  $q_{min}$ .

Nella Tabella 3 sono state riportate, per ognuno

Figura 5  
Procedura iterativa per la ricerca del fattore di struttura ottimo ( $q_{inf}$ ).

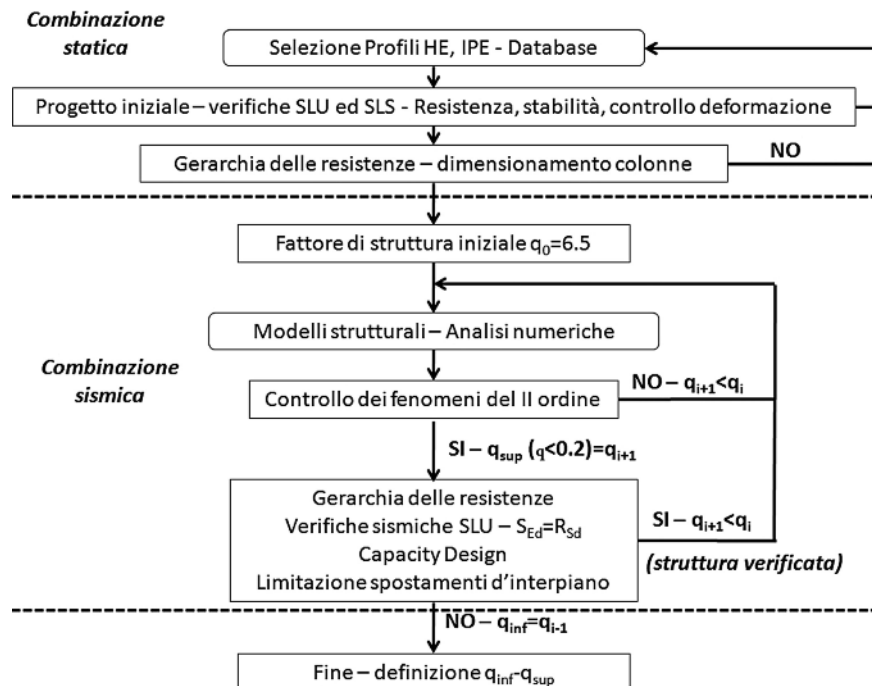


Tabella 3 - Dimensionamento degli elementi strutturali per le soluzioni acciaio tipo S235 al variare della scelta del fattore di struttura q

ID	Sezioni												q			θ		
	Bassa Duttilità				fattore q ottimo				Alta Duttilità				min.	opt.	max.	min.	opt.	max.
	Profili		Armature		Profili		Armature		Profili		Armature							
	Col.	Trav.	Col.	Trav.	Col.	Trav.	Col.	Trav.	Col.	Trav.	Col.	Trav.						
T1-2F-St	HEB500	IPE450	-	-	HEA300	IPE360	-	-	HEA300	IPE360	-	-	1.00	2.50	6.50	0.01	0.05	0.13
T2-2F-St	HEA600	IPE500	-	-	HEA450	IPE500	-	-	HEA450	IPE500	-	-	1.26	1.70	6.50	0.01	0.02	0.07
T1-2F-CoM	HEB300	IPE360	8 φ 12	6 φ 12	HEA280	IPE300	8 φ 12	6 φ 12	HEA280	IPE300	8 φ 12	6 φ 12	2.00	3.70	6.50	0.03	0.08	0.14
T2-2F-CoM	HEB600	IPE550	8 φ 12	6 φ 12	HEA450	IPE450	8 φ 12	6 φ 12	HEB400	IPE450	8 φ 12	6 φ 12	1.00	2.10	6.50	0.00	0.02	0.06
T1-3F-St	HEA450	IPE400	-	-	HEA320	IPE360	-	-	HEA340	IPE360	-	-	1.72	2.35	6.50	0.03	0.08	0.19
T2-3F-St	HEA500	IPE500	-	-	HEA450	IPE500	-	-	HEA450	IPE500	-	-	1.48	2.06	6.50	0.03	0.04	0.13
T1-3F-CoM	HEA320	IPE360	8 φ 14	6 φ 12	HEA280	IPE300	8 φ 14	6 φ 14	HEA300	IPE330	8 φ 14	6 φ 12	2.22	3.85	6.50	0.05	0.14	0.19
T2-3F-CoM	HEA500	IPE500	8 φ 12	6 φ 14	HEA450	IPE450	8 φ 12	6 φ 14	HEA450	IPE450	8 φ 12	6 φ 14	1.94	2.63	6.50	0.02	0.04	0.11
T1-4F-St	HEA360	IPE360	-	-	HEA320	IPE360	-	-	HEA450	IPE400	-	-	1.97	3.70	6.50	0.07	0.20	0.19
T2-4F-St	HEB500	IPE550	-	-	HEA450	IPE500	-	-	HEA500	IPE550	-	-	1.95	2.45	6.50	0.04	0.08	0.19
T1-4F-CoM	HEB300	IPE360	8 φ 12	6 φ 14	HEA300	IPE330	8 φ 12	6 φ 12	HEA400	IPE360	8 φ 12	6 φ 12	1.87	4.39	6.50	0.05	0.20	0.18
T2-4F-CoM	HEB600	IPE550	8 φ 12	6 φ 12	HEA450	IPE450	8 φ 12	6 φ 14	HEA450	IPE450	8 φ 12	6 φ 14	1.72	2.83	6.50	0.02	0.08	0.18
T1-5F-St	HEA500	IPE450	-	-	HEA400	IPE400	-	-	HEA500	IPE450	-	-	1.84	3.03	6.50	0.06	0.15	0.20
T2-5F-St	HEB550	IPE550	-	-	HEA500	IPE500	-	-	HEB550	IPE550	-	-	1.88	3.40	6.50	0.06	0.15	0.19
T1-5F-CoM	HEB340	IPE400	8 φ 12	6 φ 12	HEB300	IPE360	8 φ 12	8 φ 12	HEB400	IPE400	8 φ 12	6 φ 12	2.80	3.00	6.50	0.10	0.15	0.20
T2-5F-CoM	HEB550	IPE600	8 φ 12	6 φ 12	HEA450	IPE450	8 φ 12	6 φ 14	HEA500	IPE500	8 φ 12	6 φ 12	1.85	4.38	6.50	0.03	0.13	0.19

dei casi di studio e con riferimento ai telai reallizzati in acciaio S235, le tre soluzioni derivanti dalla progettazione: la soluzione a Bassa Duttilità, identificata con  $q_{min}$  e  $\theta_{min}$ ; la soluzione ad Alta Duttilità,  $q_{max}$  e  $\theta_{max}$ , progettata assumendo il fattore di struttura massimo suggerito dall'Eurocodice 8; le strutture dimensionate con un fattore di struttura ottimo,  $q_{opt}$  e  $\theta_{opt}$ . L'applicazione della procedura progettuale al variare del fattore di struttura q ha in alcuni casi consentito di diminuire in maniera sensibile la sezione dei profili strutturali impiegati, soprattutto in quelle strutture dove le verifiche nei confronti delle azioni statiche e/o la limitazione della sensibilità ai fenomeni del secondo ordine sono condizionanti. Al contrario, nelle strutture in cui la gerarchia delle resistenze ed il *capacity design* governano il progetto, la ricerca di un fattore di struttura ottimo non ha portato a risultati apprezzabili.

Si può notare come nei telai a due piani, "T1 2P AC", "T2 2P AC", "T1 2P CoM", i profili impiegati siano gli stessi sia per le strutture ad elevata duttilità che per quelle progettate con il fattore di struttura ottimale; lo stesso si può dire per le soluzioni con 3 piani con luce delle travi pari a 10.00 m, "T2 3P AC" e "T2 3P CoM". Per le restanti strutture, evidenziate in grigio nella Tabella 3, la progettazione è governata per lo più dalle limitazioni sulla deformabilità e sugli effetti del II ordine, cosicché la ricerca del fattore di struttura ottimale comporta sempre un netto risparmio in termini di peso, come evidenziato nella Tabella 4.

Per le soluzioni in Tabella 3 non evidenziate in grigio, per cui gerarchia delle resistenze e *capacity design* sono condizionanti, la modifica del fattore di struttura e del fattore  $\theta$  ad esso associato non comportano alcuna modifica nei profili. Tale risultato suggerisce come la stessa

Tabella 4 - Confronto tra le strutture progettate in S235 in termini di peso al variare del fattore q

S235	ID	T1-2P-AC	T2-2P-AC	T1-2P-CoM	T2-2P-CoM	T1-3P-AC	T2-3P-AC	T1-3P-CoM	T2-3P-CoM	T1-4P-AC	T2-4P-AC	T1-4P-CoM	T2-4P-CoM	T1-5P-AC	T2-5P-AC	T1-5P-CoM	T2-5P-CoM
q	min.	1.00	1.26	2.00	1.00	1.72	1.48	2.22	1.94	1.97	1.95	1.87	1.72	1.84	1.88	2.80	1.85
	opt.	2.35	1.70	3.70	2.10	2.35	2.06	3.85	2.63	3.70	2.45	4.39	2.83	3.03	3.40	3.00	4.38
	max.	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50
peso [kg/m <sup>2</sup> ]	min.	42.18	36.18	28.15	42.59	32.22	33.97	25.45	33.97	31.15	40.20	29.42	42.59	37.70	41.37	32.45	44.90
	opt.	24.16	32.48	19.41	29.75	25.45	32.48	19.41	29.75	25.45	32.48	22.51	29.75	31.15	33.97	28.15	29.75
	max.	24.16	32.48	19.41	29.75	26.45	32.48	22.51	29.75	33.22	33.97	29.23	29.75	37.70	41.37	35.38	33.44

Figura 6  
Inviluppo delle soluzioni  
strutturali progettate al  
variare del fattore di  
struttura – soluzioni in  
acciaio S235  
(pagina seguente).

struttura può essere progettata utilizzando fattori di struttura  $q$  e coefficienti  $\theta$  differenti, verificando in ciascun caso tutti i controlli previsti dalla procedura: cioè, ad una stesso telaio, caratterizzato dagli stessi profili è possibile associare, applicando pedissequamente le procedure di norma, diversi comportamenti quando sottoposto ad azioni sismiche di stessa entità e diversi livelli di sensibilità ai fenomeni del II ordine.

Analizzando più nel dettaglio i risultati ottenibili al variare del fattore di struttura  $q$  si ottengono risultati analoghi a quelli riportati in Figura 5 per i telai "T2 2P AC", "T1 4P AC", "T2 4P AC", "T1 5P AC", "T2 5P AC" e "T2 5P CoM" in cui ancora una volta la progettazione è stata effettuata utilizzando acciaio tipo S235.

In particolare tali grafici riportano il valore del fattore  $q$  scelto per la progettazione delle strutture con il consumo di acciaio in peso per metro quadro di superficie utile dell'edificio (escludendo travi secondarie e controventi) individuando la linea inviluppo, nel piano fattore di struttura  $q$  – peso strutturale ( $q$ - $p$ ), delle soluzioni strutturali ammissibili sulla base delle verifiche progettuali di norma e i profili strutturali adottati nel progetto. Il peso delle strutture composte è stato calcolato aggiungendo sia il peso dei connettori a taglio sia il peso dell'armatura da disporre in soletta per l'azione composta.

Evidentemente il tratto orizzontale delle linee inviluppo nei diagrammi 5a ÷ 5f rappresenta un insieme di valori del fattore di struttura corrispondente ad un'unica soluzione strutturale, caratterizzata cioè dagli stessa coppia di profili IPE ed HE per la trave e la colonna rispettivamente. Tale risultato conferma l'ambiguità dei risultati forniti dall'approccio progettuale basato sull'analisi lineare con fattore di struttura dell'Eurocodice 8.

Le zone del piano ( $q$ - $p$ ) situate all'esterno del dominio di ammissibilità si riferiscono a soluzioni caratterizzate da  $\theta > 0.2$  oppure indicano soluzioni che non rispettano le verifiche di resistenza e stabilità.

La procedura di ricerca del fattore di struttura ottimo non produce alcun risultato per il telaio "T2 2P AC" in cui la combinazione sismica non è dominante. Nel caso del telaio "T2 4P AC" la procedura di ottimizzazione produce un guadagno apprezzabile in termini di peso di acciaio utilizzato, mostrando però l'impossibilità di definire un unico fattore di struttura ottimale, o comunque un intervallo di valori del fattore di struttura  $q$  ridotto. In alcuni invece tale intervallo

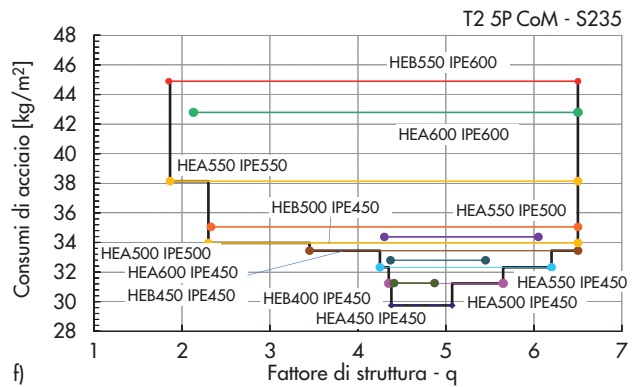
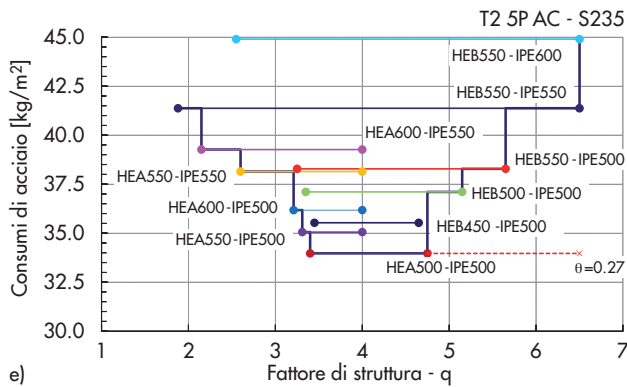
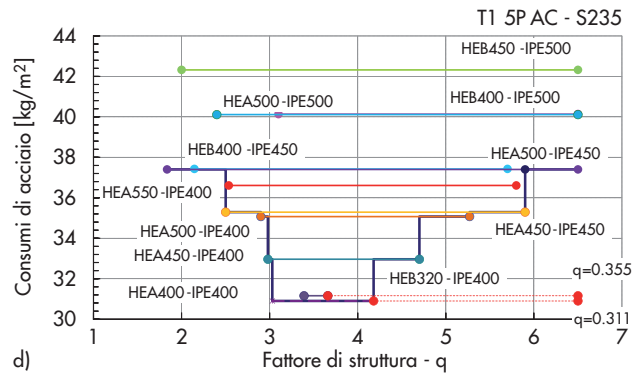
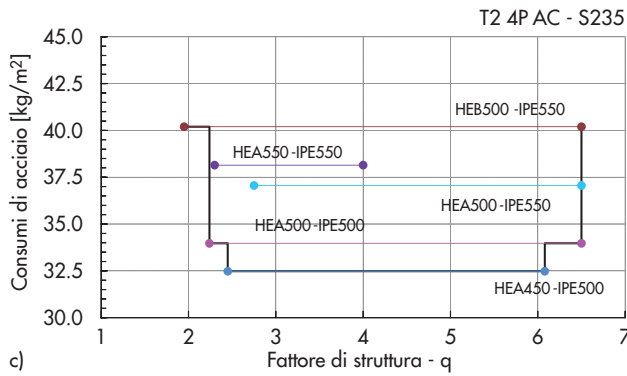
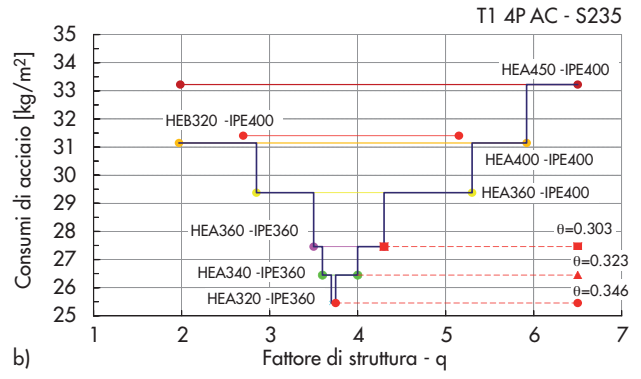
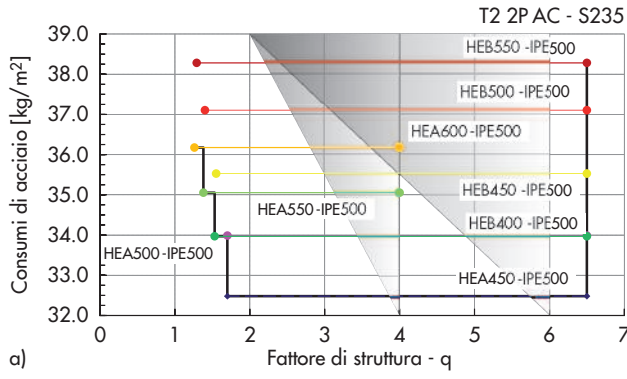
risulta non troppo esteso, grafici 5d, 5e e 5f, mentre in alcuni casi si riesce ad individuare un valore unico, telaio "T1 4P AC", Figura 5b.

Le differenze evidenziate originano dalle serie di profili utilizzati le cui dimensioni e caratteristiche statiche variano in maniera discontinua limitando l'efficacia del processo di ottimizzazione. La scelta di un diverso catalogo di profili strutturali oppure l'ampliamento della gamma complessiva considerata potrebbero modificare i risultati.

Il fattore di struttura ottimale, per la soluzione rappresentata in Figura 5b, corrisponde alla situazione in cui la sollecitazione in combinazione sismica nella zona dissipativa maggiormente impegnata è prossima o eguaglia la sollecitazione imposta dalla combinazione statica e, allo stesso tempo, la combinazione di profili (IPE – HE), ottenuti dalle verifiche, soddisfano sia le regole del *capacity design* sia la gerarchia delle resistenze. Negli altri casi, invece, queste verifiche, assieme alla variabilità discontinua delle proprietà geometriche delle serie scelte, precludono la possibilità di spingere l'ottimizzazione oltre un certo limite: tanto più esteso è l'intervallo di valori trovato, tanto meno il processo di ottimizzazione è efficace, sino ad arrivare al caso dei telai "T1-2P-AC" o "T2-4P-AC" in cui le verifiche statiche condizionano le dimensioni delle travi e, tramite la gerarchia delle resistenze, fissano il profilo delle colonne.

Evidentemente la molteplicità di fattori di struttura  $q$  corrispondenti ad un'unica soluzione strutturale nel piano ( $q$ - $p$ ), non può corrispondere nella realtà a diverse risposte sismiche del telaio. Nella realtà il fattore di struttura inferiore compreso in tale intervallo di valori definisce l'azione di progetto per cui il momento flettente agente nella trave maggiormente sollecitata eguaglia il suo momento resistente. Adottando fattori di struttura maggiori nel calcolo e nella verifica è possibile evidentemente sottostimare le sollecitazioni reali agenti negli elementi strutturali ed in particolare in quelli "protetti", quali ad esempio le strutture di fondazione.

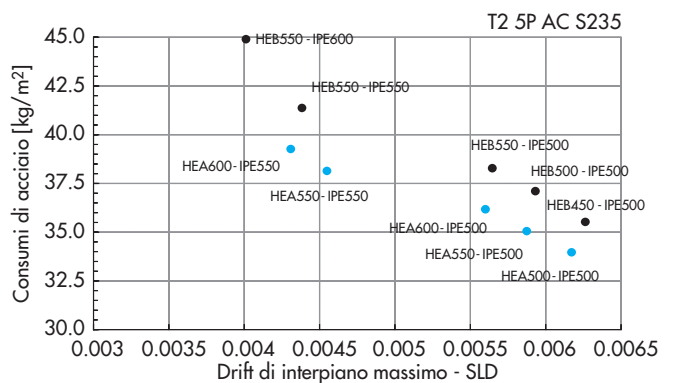
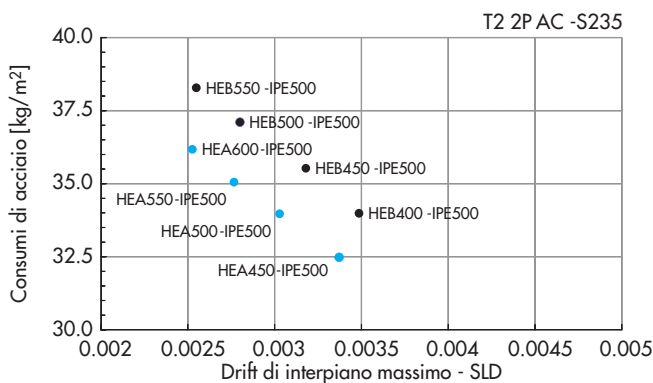
È interessante notare, inoltre, come la ricerca del fattore di struttura ottimale si relazioni con la limitazione dello spostamento di interpiano (Drift max pari a 0.075, Tabella 2): una struttura ottimizzata è anche quella che, in relazione alla sua sensibilità all'instabilità sotto azioni orizzontali, fornisce la verifica del drift di interpiano ottimale, ovvero prossima alla limitazione assunta, Figura 6. Nel caso di struttura intelaiate a due piani, Figura 6a, la verifica dello stato



limite di danno (SLD) è sempre ampiamente verificata anche per le soluzioni "ottime". Nel caso, invece, delle strutture intelaiate a cinque piani, la verifica allo SLD assume valori prossimi al limite di norma assunto, Figura 6b. Questo

aspetto conferma ulteriormente l'importanza di una scelta appropriata del fattore di struttura ottimale anche per avere una soluzione finale ottimizzata anche nel rispetto delle verifiche allo stato limite di danneggiamento.

Figura 7 Rappresentazione delle soluzioni strutturali di involuppo delle Figure 5a e 5e in termini di Drift di interpiano massimo (SLD).



### 6. Influenza della qualità dell'acciaio sul fattore di struttura ottimale

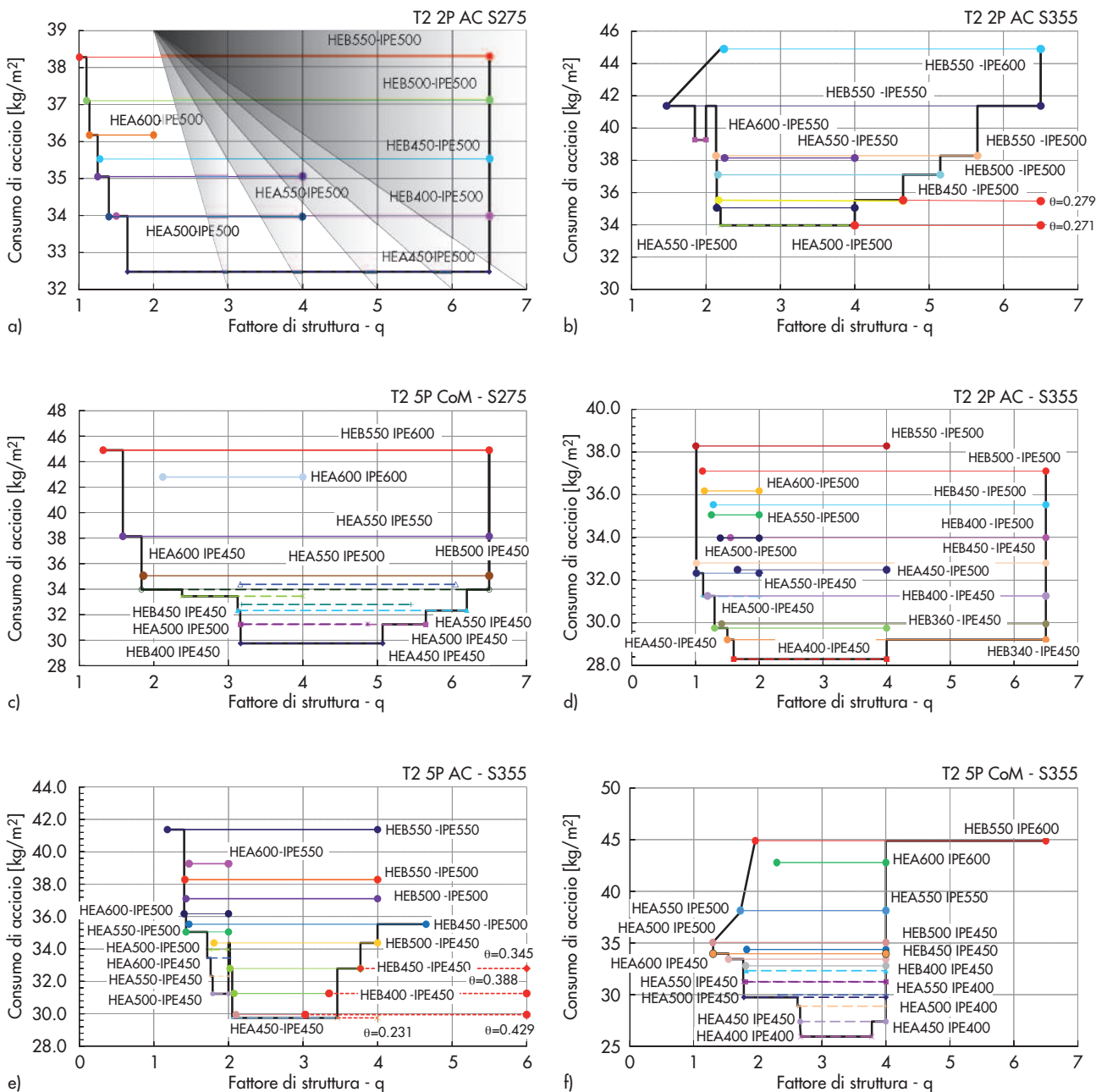
Al fine di analizzare l'influenza della qualità di acciaio utilizzata nel progetto sulla scelta del fattore di struttura e, quindi, sul comportamento più o meno duttile della struttura e sul possibile risparmio in termini di acciaio impiegato, i telai "T2 2P AC", "T2 5P AC" e "T2 5P CoM" sono stati progettati anche utilizzando le qualità di acciaio S275 e S355.

I risultati derivanti da tale progettazione sono presentati nella Figura 7, in cui si riportano i domini di ammissibilità progettuale (involuppo di tutte le soluzioni progettabili utilizzando gli Eurocodici e la gamma di profili scelta) per le qualità di acciaio S275 ed S355. Il confronto tra

i domini di ammissibilità progettuale ricavati utilizzando le tre diverse qualità di acciaio per i telai "T2 2P AC", "T2 5P AC" e "T2 5P CoM" sono presentati nella Tabella 5, in cui si riporta il consumo di acciaio a metro quadrato; nella Figura 8, invece, sono sovrapposti i domini di involuppo delle soluzioni progettabili utilizzando le tre differenti qualità di acciaio.

Il dimensionamento dei telai caratterizzati da minor peso per le qualità S235 ed S275 non porta a risultati molto differenti tra loro in quanto l'aumento della tensione di snervamento non è sufficiente per consentire l'adozione di profili diversi per le travi. Il profilo delle colonne è vincolato a quello delle travi dall'applicazione del *capacity design* oppure della gerarchia delle

Figura 8  
Involuppo delle soluzioni strutturali progettate al variare del fattore di struttura - acciaio S275 ed S355.





resistenze, ottenendo così soluzioni di ugual peso. Ovviamente tale evenienza è legata alla geometria dei telai analizzati e alle classi di profili considerate.

Dal confronto dei domini di ammissibilità ricavati per le tre differenti qualità di acciaio (Figure 8a, 8b e 8c e Tabella 5) si possono porre in evidenza le seguenti considerazioni:

- l'utilizzo dell'acciaio S355 porta sempre ad un risparmio di acciaio in peso rispetto alle altre soluzioni in S235 ed S275;
- l'intervallo inferiore dei domini di ammissibilità, da cui si individua il fattore di struttura ottimale, si sposta verso livelli di duttilità più bassi all'aumentare della qualità dell'acciaio;
- nelle Figure 7e e 7b si notano in prossimità di fattori di struttura pari a 2 discontinuità

dei domini di ammissibilità, che modificano l'andamento atteso dell'involuppo. Tale discontinuità è legata alla scelta del profilo per le colonne: profili HEA, di classe 3, possono essere impiegati per fattori di struttura inferiori a 2 mentre per fattori q superiori si devono utilizzare profili della serie HEB, di classe 1 o 2, creando quindi delle brusche variazioni del dominio;

- La soluzione in struttura mista acciaio-calcestruzzo fornisce risultati convenienti in termini di peso di acciaio impiegato rispetto alla identica soluzione in acciaio, spostando il fattore di struttura ottimale verso valori più elevati; ciò presuppone la possibilità per le strutture in soluzione mista di poter maggiormente sfruttare un reale comportamento duttile.

Tabella 5 - Confronto tra le soluzioni progettate utilizzando S235, S275 ed S355 in termini di acciaio impiegato e di fattori di struttura massimo, minimo ed ottimale

ID	S235			S275			S355			
	T2-2P AC	T2-5P AC	T2-5P CoM	T2-2P AC	T2-5P AC	T2-5P CoM	T2-2P AC	T2-5P AC	T2-5P CoM	
q	min.	1.26	1.88	1.85	1.01	1.47	1.32	1.02	1.18	1.30
	opt.	1.70	3.40	4.38	1.65	2.20	3.17	1.60	2.05	2.67
	max.	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	4.65	6.50
[kg/m <sup>2</sup> ]	min.	36.18	41.37	44.90	38.28	41.37	44.90	38.28	41.37	35.05
	opt.	32.48	33.97	29.75	32.48	33.97	29.75	28.29	29.75	25.95
	max.	32.48	41.37	33.44	32.48	41.37	33.97	29.20	35.53	44.90

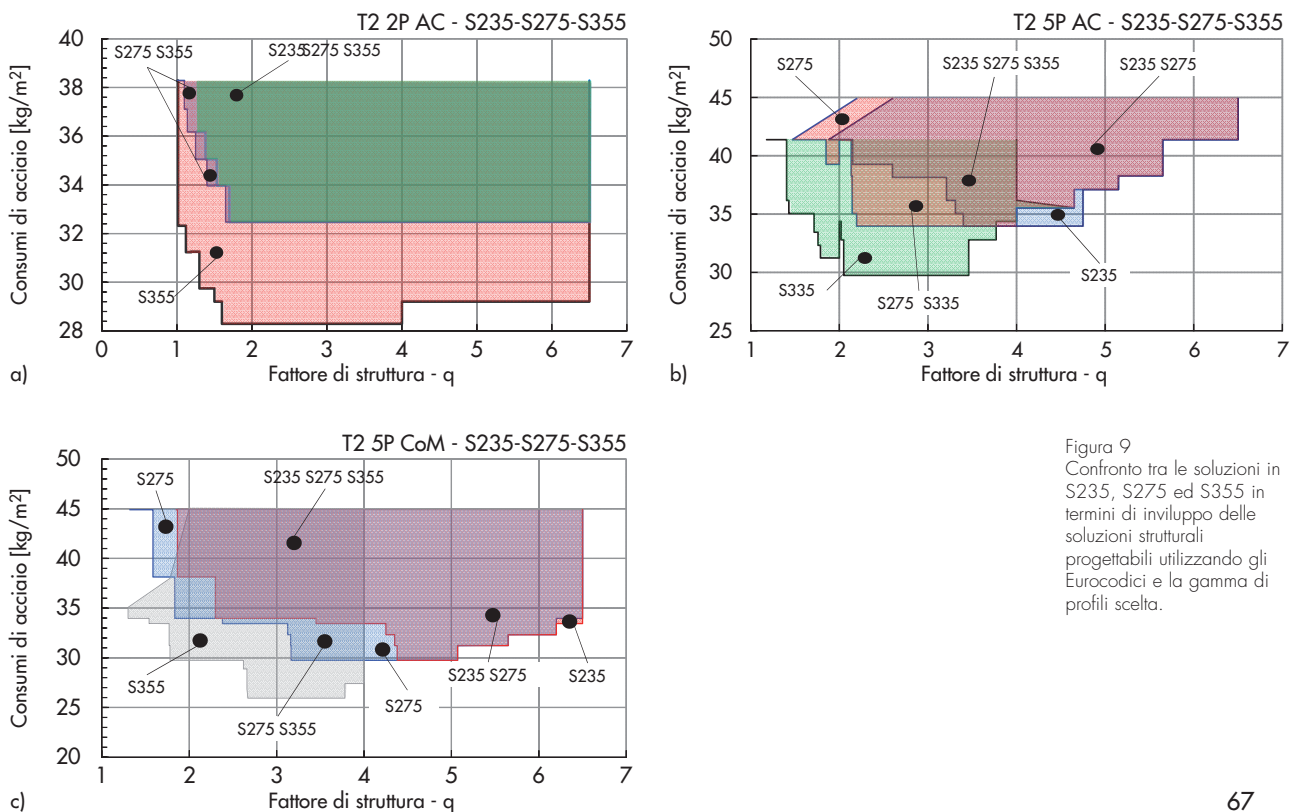


Figura 9 Confronto tra le soluzioni in S235, S275 ed S355 in termini di involucro delle soluzioni strutturali progettabili utilizzando gli Eurocodici e la gamma di profili scelta.



### 7. Influenza del fattore di struttura sul progetto delle fondazioni

La scelta iniziale sommaria del fattore di struttura  $q$  nell'ambito dell'analisi sismica lineare di una struttura, senza la verifica successiva del valore reale di tale fattore o senza una sua ottimizzazione, può talvolta condurre a sottodimensionamenti indesiderati delle strutture di fondazione. Al fine di analizzare accuratamente tale evenienza, si presentano in quanto segue sia le indicazioni e prescrizioni fornite dall'Eurocodice 8 (CEN, 2005) relative alla progettazione delle strutture di fondazione che la trattazione inclusa nelle Norme Tecniche per le Costruzioni attualmente in vigore in Italia (NTC, 2008).

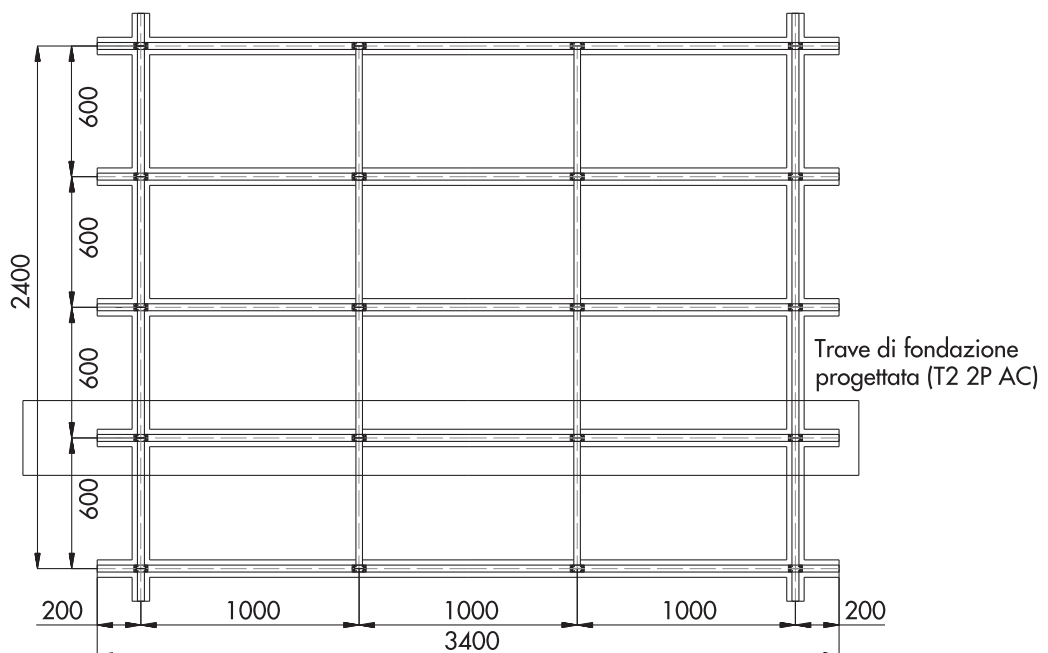
Secondo l'Eurocodice 8 gli effetti delle azioni sugli elementi di fondazione devono essere valutati sulla base di considerazioni di progetto relative al *capacity design* e tenendo conto dello svilupparsi di possibili fenomeni di sovra resistenza. Inoltre, è necessario che gli effetti delle azioni di progetto calcolate con il *capacity design* non siano superiori agli effetti dell'azione corrispondenti alla risposta della struttura nel caso in cui si assuma un comportamento di tipo elastico ( $q = 1.0$ ). Al fine di soddisfare tale criterio, l'Eurocodice 8 prevede per il calcolo delle sollecitazioni trasmesse dagli elementi verticali alle fondazioni l'uso dell'espressione

$$S_{F,Ed} = S_{F,Ed,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot S_{F,Ed,E} \quad (3)$$

in cui  $\gamma_{Rd}$  è il coefficiente di sovra-resistenza, preso uguale a 1.0 per  $q \leq 3.0$ , o uguale a 1.2 altrimenti,

$S_{F,Ed,G}$  è l'effetto dell'azione dovuto alle azioni di tipo non-sismico incluse nella combinazione delle azioni per la situazione sismica di progetto,  $S_{F,Ed,E}$  è l'effetto dell'azione ottenuto dall'analisi dell'azione sismica di progetto,  $\Omega$  è il valore di  $(R_{di}/S_{di}) \leq q$  della zona dissipativa o dell'elemento della struttura che ha la più alta influenza sull'effetto  $S_{F,Ed,E}$  considerato, essendo  $R_{di}$  la resistenza di progetto della zona o dell'elemento ed  $S_{di}$  il valore di progetto dell'effetto dell'azione sulla zona o elemento nella situazione sismica di progetto. Si può facilmente osservare che per le fondazioni di colonne poste in telai non controventati  $\Omega$  è il minimo valore del rapporto  $M_{Rd}/M_{Ed}$  nelle due direzioni principali ortogonali ottenuto nelle sezioni alla base delle colonne dove può formarsi una cerniera plastica nella situazione sismica di progetto, (CEN, 2005). Secondo l'Eurocodice 8, per le fondazioni comuni a più di una colonna (travi di fondazione, travi rovesce, fondazioni a platea, ecc.), la verifica secondo il *capacity design* può essere condotta utilizzando, per il calcolo del fattore  $\Omega$  la sollecitazione e la resistenza dell'elemento verticale soggetto alla forza di taglio orizzontale maggiore nella situazione sismica di progetto, o, in alternativa, utilizzando un valore  $\Omega = 1$  nell'espressione (3) a patto di fissare ad 1.4 il valore del coefficiente di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$ . Utilizzando quest'ultima opzione, evidentemente la progettazione delle fondazioni di una struttura può essere effettuata in base a dei valori delle sollecitazioni che non derivano più da un criterio di gerarchia delle resistenze oppure da una applicazione del *capacity design*, risultando esse

Figura 10  
Sistema di fondazioni per il  
telai T2 2P AC.



semplicemente proporzionali alle sollecitazioni sismiche di progetto.

Si assume, a titolo di esempio, come caso studio per il calcolo delle fondazioni, la soluzione di minor peso del telaio di due piani con campate di luce pari a 10 m, "T2-2P-AC", il cui dominio è riportato nella Figura 5a. Per tale struttura la soluzione di minor peso è ottenibile scegliendo il fattore di struttura nell'intervallo 1.7 ÷ 6.5: chiaramente ai valori estremi dell'intervallo del fattore di struttura corrispondono valori dell'azione sismica nettamente differenti. In relazione a questo aspetto, si è proceduto a dimensionare e progettare un elemento (trave rovescia) del sistema di fondazione presentato in Figura 9, si da controllare l'influenza della scelta del fattore di struttura sulla sua verifica in accordo al *capacity design*. Il calcolo della fondazione è stato eseguito, come usualmente adottato nella pratica progettuale, utilizzando un modello separato rispetto a quello del telaio ed applicando alla trave rovescia un

insieme di forze/momenti concentrati pari in valore assoluto alle reazioni vincolari ottenute dal calcolo precedente al piede del telaio ma di segno opposto. Le reazioni vincolari del telaio, da applicare alla trave di fondazione, sono state ottenute dall'analisi della struttura effettuata impiegando uno spettro di progetto relativo ad un fattore  $q = 6.5$  e amplificate utilizzando un coefficiente  $\gamma_{Rd}$  pari a 1.4 ( $\Omega = 1$ ). I parametri geotecnici del terreno sono riportati nella Tabella 6. Nella Figura 10 sono rappresentate le sezioni tipo progettate secondo tale approccio.

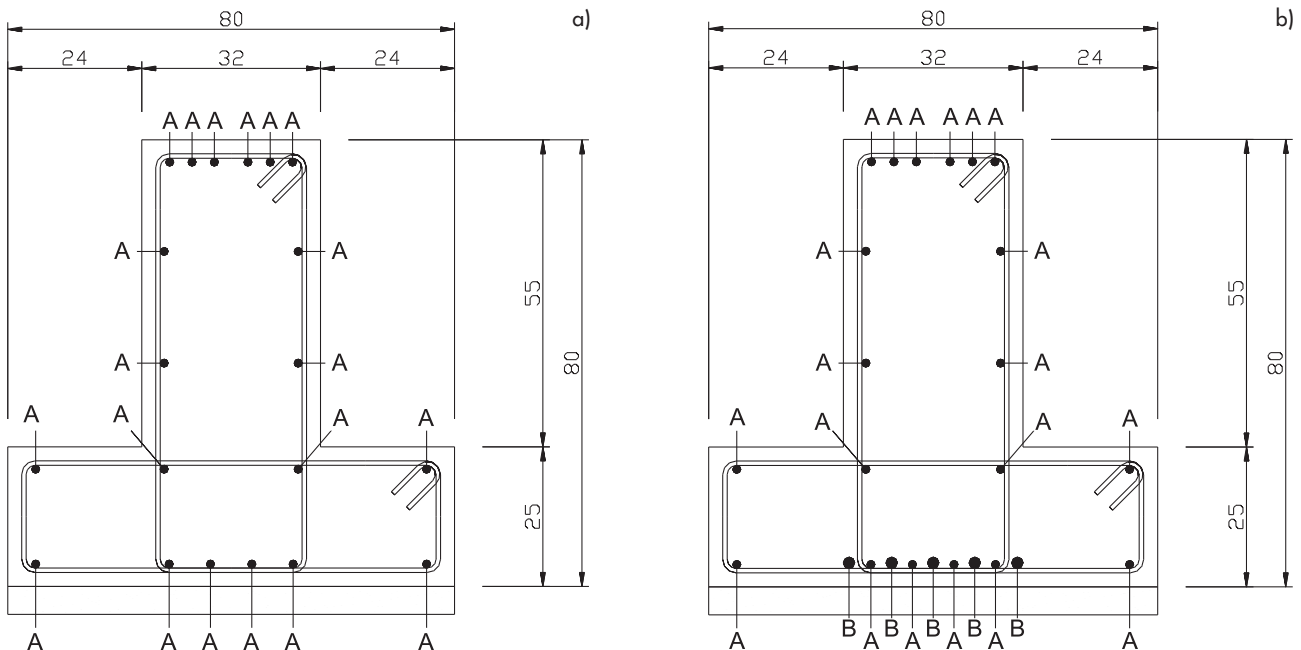
La capacità portante del terreno, in condizioni sismiche – Tabella 6, è stata calcolata utilizzando la formula di Brinch-Hansen modificata con parametri che tengano conto dei fenomeni dinamici indotti dal sisma (Maugeri M., Novità D., 2004),

$$q_{lim,U.E} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot \alpha_{\gamma} \cdot h_{\gamma f} + c \cdot N_c \cdot \alpha_c \cdot h_{cf} + q \cdot N_q \cdot \alpha_q \cdot h_{qf} \quad (4)$$

Tabella 6 - Parametri geotecnici del terreno assunto per progettare la trave rovescia del telaio T2 2P AC

Angolo di attrito	$\varphi = 28^\circ$
Coesione	$c = 0$
Peso specifico del terreno	$\gamma = 1800 \text{ daN/m}^3$
Larghezza della fondazione	$B = 80 \text{ cm}$
Profondità del piano di posa delle fondazioni	$D = 80 \text{ cm}$
Coefficiente di sicurezza $R_2$	$\gamma_{R,v} = 1.40$
Tensione limite statica di progetto – formula Brinch Hansen	$q_{lim,s} = 2.36 \text{ daN/cm}^2$
Tensione limite sismica di progetto – formula di Brinch Hansen corretta con i coefficienti proposti da Maugeri e Novità	$q_{lim,E} = 1.78 \text{ daN/cm}^2$
Costante elastica di sottofondo (suolo alla Winkler)	$k = 5 \text{ daN/cm}^3$

Figura 11  
Sezioni trave rovescia  
(a) armatura minima 20 $\phi$ 14 (A); (b) armatura minima 20 $\phi$ 14 (A) + armatura integrativa 5 $\phi$ 20 (B).



in cui i coefficienti correttivi  $h_{g,f}$ ,  $h_{c,f}$  ed  $h_{q,f}$  sono forniti dalle seguenti espressioni:

$$h_{y,f} = B (k_h^2 \cdot f) + C (k_h \cdot f) + 1 \quad (4a)$$

$$h_{c,f} = D (k_h^2 \cdot f) + E (k_h \cdot f) + 1 \quad (4b)$$

$$h_{q,f} = H (k_h^2 \cdot f) + I (k_h \cdot f) + 1 \quad (4c)$$

in cui  $f$  è un coefficiente che tiene conto dell'inertzia del terreno e della fondazione, posto pari ad 1, il fattore  $k_h$ , tiene conto della sismicità ed è dato dalla formula  $a_g \cdot S/g$ , mentre i coefficienti  $B$ ,  $C$ ,  $D$ ,  $E$ ,  $H$  ed  $I$  sono ottenuti dalle seguenti formule empiriche

$$B = -70351 (\tan\varphi)^3 + 143.84 (\tan\varphi)^2 - 98.79 (\tan\varphi) + 27.64 \quad (4d)$$

$$C = 12.90 (\tan\varphi)^3 - 35.04 (\tan\varphi)^2 + 30.27 (\tan\varphi) + 12.48 \quad (4e)$$

$$D = 70.06 (\tan\varphi)^3 - 171.07 (\tan\varphi)^2 + 129.90 (\tan\varphi) - 29.61 \quad (4f)$$

$$E = -1.27 (\tan\varphi) - 1.07 \quad (4g)$$

$$H = 63.69 (\tan\varphi)^3 - 154.31 (\tan\varphi)^2 + 117.70 (\tan\varphi) - 26.34 \quad (4h)$$

$$I = 4.49 (\tan\varphi)^3 + 10.58 (\tan\varphi)^2 - 8.48 (\tan\varphi) - 0.22 \quad (4i)$$

Successivamente alla progettazione con  $q=6.5$ , la trave rovescia è stata sottoposta a verifica utilizzando le azioni provenienti dalla sovrastruttura corrispondenti però a forze sismiche calcolate ponendo  $q = 1.7$ . Tale verifica è stata eseguita in accordo alle considerazioni precedentemente fatte per le quali una struttura a telaio, definita da una coppia di profili IPE-HE, si comporta elasticamente sino al raggiungimento di un livello di azione sismica pari al fattore di struttura inferiore definito dai plateau in Figura 5. Tale verifica è stata condotta per verificare due aspetti:

- valutare la differenza tra le sollecitazioni nella trave rovescia e le pressioni agenti sul terreno, fornite dall'applicazione del *capacity design* secondo la formula (3) per l'alta duttilità, e le sollecitazioni e le pressioni prodotte dalle azioni sismiche per  $q = 1.7$ ;
- verificare che la trave rovescia, progettata inizialmente con sollecitazioni in alta duttilità, possa comunque soddisfare le verifiche individuando il fattore di struttura minimo ( $q_{min}$ ) per

la struttura definita ed adottando la formula (3) con fattori relativi alla bassa duttilità.

In tal modo, è stato possibile valutare l'efficienza del *capacity design* nel maggiorare le azioni elastiche trasmesse dalla sovra-struttura in modo da compensare eventuali fenomeni di sovra-resistenza anche dovuti ad una inappropriata scelta del fattore di struttura. Inoltre, è stato possibile valutare la possibilità se gli elementi protetti, come l'elemento di fondazione, progettati assumendo un comportamento ad alta duttilità, sono in grado di soddisfare le verifiche anche nel caso si assuma il fattore di struttura minimo, senza dover modificare il progetto eseguito. Dall'analisi della trave rovescia si ottengono i risultati presentati in Figura 11 e che possono essere riassunti secondo i punti seguenti:

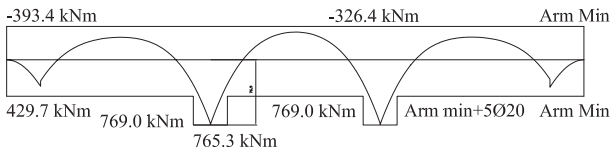
- le sollecitazioni flettenti massime agenti nella trave assumendo un fattore di struttura  $q = 1.7$  superano del 50% quella calcolate con l'espressione (3) assumendo  $q = 6.5$ ;
- le pressioni agenti sul terreno assumendo  $q = 1.7$  superano del 70% quelle calcolate utilizzando il sistema di forze/momenti calcolate con le regole del *capacity design* assumendo  $q = 6.5$ ;
- la verifica della trave rovescia ed il controllo delle pressioni sul terreno effettuate adottando le sollecitazioni calcolate assumendo  $q = 1.7$  non sono state soddisfatte, Figure 10a e 10b.

In una situazione di questo tipo, evidentemente, in caso di sisma, l'elemento debole di tutta la struttura risulta la fondazione, andando in crisi sia la trave rovescia sia il terreno: il *capacity design* applicato utilizzando l'espressione (3) non assicura un'adeguata protezione della trave di fondazione, sottostimando le sollecitazioni reali agenti.

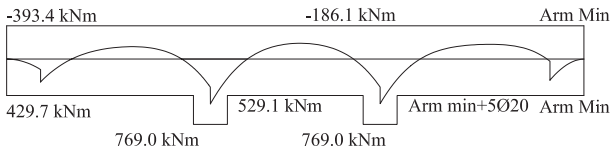
Sulla base di tali considerazioni, l'unico approccio che garantisce una efficace progettazione strutturale in accordo agli Eurocodici è quello in cui già dall'inizio il progettista si adopera per una corretta scelta del fattore di struttura ottimale per la geometria, la tipologia strutturale, i carichi statici ed il livello di azione sismica considerati.

La stessa procedura progettuale è stata applicata anche ad un secondo caso di studio: il telaio a due piani in acciaio con campate pari a 7.00 m, T1 2P AC; in tale situazione è stato considerato un terreno caratterizzato da valori simili a quelli presentati in Tabella 6 a parte la costante di sottofondo di *Winkler* assunta pari a 3 daN/cm<sup>3</sup> e l'angolo di attrito posto pari a 26°. Anche per questo telaio, il fattore di struttura ottimale è compreso in un intervallo che va da 2.35 a 6.5, Tabella 4. Lo schema generale della fondazione è simile a quello presentato in Figura 9 per il telaio T2 2P AC

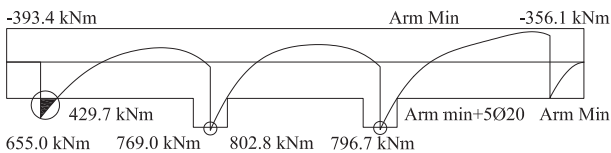
COMBINAZIONE STATICA SLU



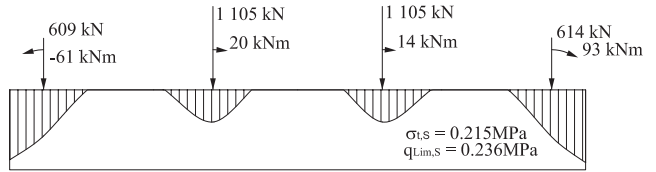
COMBINAZIONE SISMICA  $q=6,5$  COEFFICIENTI DI AMPLIFICAZIONE  $\gamma_{Rd} = 1.4 \Omega = 1.0$



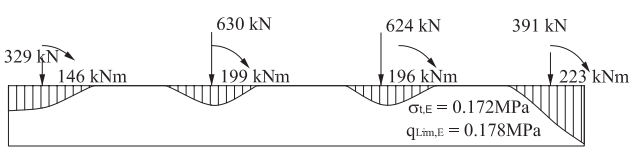
COMBINAZIONE SISMICA  $q=1,7$  COEFFICIENTI DI AMPLIFICAZIONE  $\gamma_{Rd} = 1.0 \Omega = 1.0$



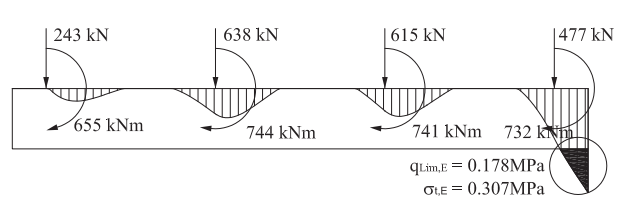
COMBINAZIONE STATICA SLU



COMBINAZIONE SISMICA  $q=6,5$  COEFFICIENTI DI AMPLIFICAZIONE  $\gamma_{Rd} = 1.4 \Omega = 1.0$



COMBINAZIONE SISMICA  $q=1,7$  COEFFICIENTI DI AMPLIFICAZIONE  $\gamma_{Rd} = 1.0 \Omega = 1.0$



e si è assunto di utilizzare la stessa geometria per le sezioni della trave rovescia.

Analogamente a prima, la trave rovescia è stata progettata con le sollecitazioni corrispondenti alle azioni sismiche di progetto per  $q$  pari a 6.5 e successivamente verificata utilizzando le azioni della sovrastruttura corrispondenti ad una azione sismica relativa a  $q$  pari a 2.35. In questo caso, la minor luce delle travi ha garantito la verifica delle sollecitazioni flessionali in tutti i casi, Figura 12a, mentre la verifica delle pressioni sul terreno ha dato esito negativo, Figura 12b.

Ovviamente il risultato varia a seconda del tipo di struttura considerata e del tipo di fondazione. In genere, le sollecitazioni statiche governano il progetto delle fondazioni e la verifica del pressioni sul terreno quindi le problematiche descritte non si verificano. Inoltre i minimi di armatura previsti dall'Eurocodice 8 per le travi di fondazione, piuttosto elevati, tendono comunque ad evitare tali evenienze almeno riguardo la trave di fondazione. Predetti valori minimi, peraltro, sono suscettibili di variazione negli Annessi nazionali: occorrerebbe quindi evitare, nella loro definizione, eventuali riduzioni dei valori raccomandati.

#### Confronto fra Eurocodice 8 e Norme Tecniche per le Costruzioni

L'impianto normativo generale della progettazione sismica contenuto nelle Norme Tecniche

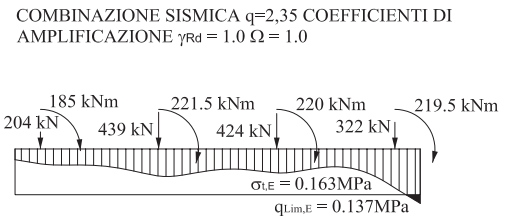
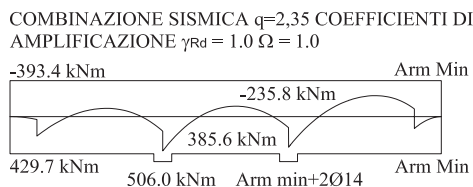
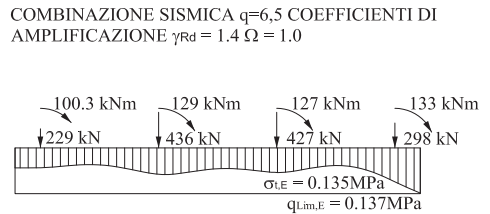
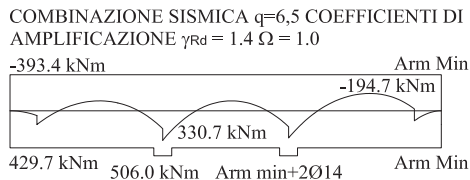
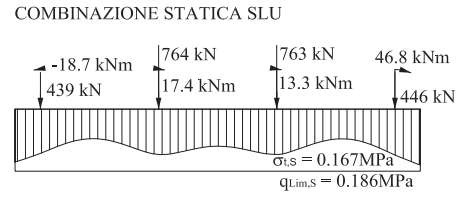
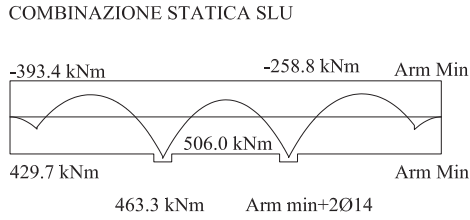
(NTC, 2008) si ispira largamente all'Eurocodice 8 (CEN, 2005): alcuni coefficienti ed alcune prescrizioni sono state però modificate.

Sia le Norme Tecniche per le Costruzioni sia l'Eurocodice 8 propongono la disposizione di un quantitativo di armatura minima al lembo inferiore ed al lembo superiore sull'intero sviluppo lineare delle travi rovesce di fondazione. Però mentre le Norme Tecniche dichiarano tale quantitativo minimo pari allo 0.2% dell'area della sezione lorda, l'Eurocodice 8 impone un quantitativo doppio, assumendo perciò una posizione più cautelativa se paragonata a quella della norma italiana.

Inoltre, i coefficienti da applicare per la verifica della gerarchia delle resistenze, sempre a livello delle strutture di fondazione, sono stati diminuiti: "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 [...] 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  $\gamma_{Rd}$  pari

Figura 12 Sollecitazioni di flessione sulla trave rovescia e tensioni sul terreno per il telaio T2-2PAC.

Figura 12  
Sollecitazioni di flessione sulla trave rovescia e tensioni sul terreno per il telaio T1-2P-AC.



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."

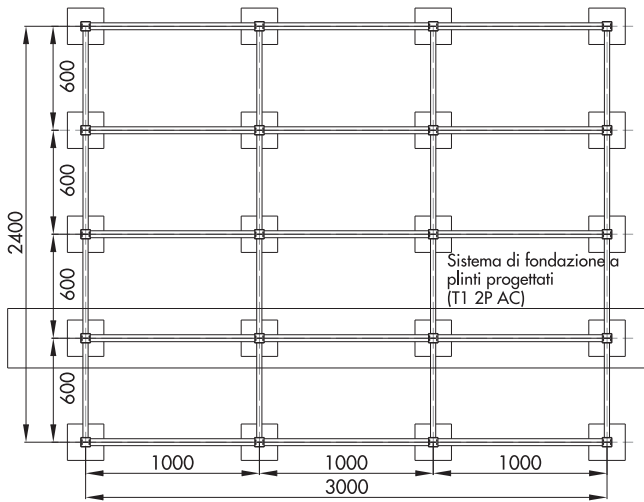
Sulla base delle precedenti prescrizioni, l'applicazione del Norme Tecniche può comportare, a parità di spettro di progetto, l'adozione, per il dimensionamento delle fondazioni, di sollecitazioni inferiori, relativamente alla quota sismica, di un fattore pari al rapporto 1.3/1.4; tale riduzione si somma alle altre già possibili precedentemente descritte.

L'Eurocodice 8, infine, permette di eseguire le verifiche relative al *capacity design* utilizzando un valore di  $\Omega = 1$  nell'espressione (3) con il valore del coefficiente di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  aumentato a 1.4, nello specifico caso di fondazioni comuni a più di un elemento verticale; la normativa italiana, invece, al di là di utilizzare un coefficiente  $\gamma_{Rd}$  pari a 1.3 al posto del valore di 1.4, non fa distinzione tra fondazioni continue e isolate per cui, tale procedura, può essere applicata anche nel caso di fondazione a plinti. Nella Figura 13 si riportano i risultati ottenuti nel caso del telaio "T2-2P-AC", ipotizzando di realizzare una fondazione a plinti, adottando lo stesso iter progettuale applicato nel calcolo delle fondazioni a travi rovesce e mantenendo le stesse caratteristiche del terreno. Come in precedenza, perciò, si è effettuato il progetto utiliz-

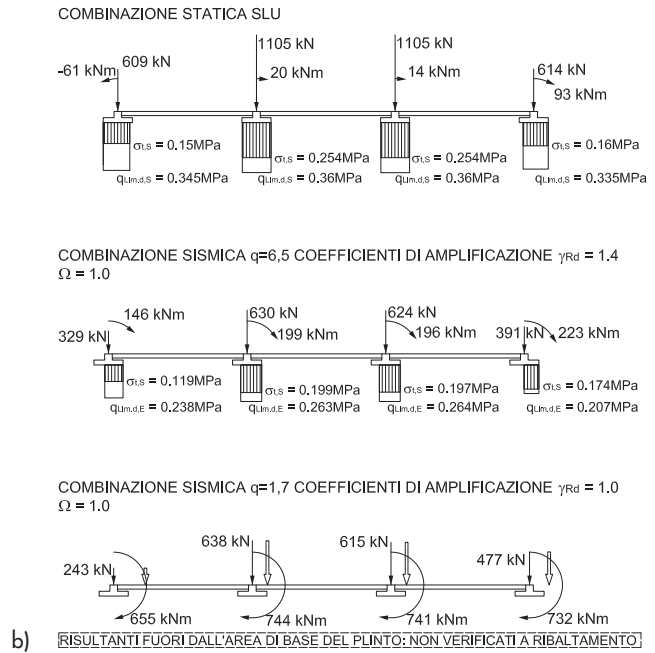
zando un fattore di struttura pari a 6.5 e poi si è verificato il sistema di fondazione adottando il fattore di struttura minimo,  $q = 1.7$ , ed un approccio di verifica in bassa con  $\gamma_{Rd}$  ed  $\Omega$  nella formula (3) posti pari ad 1.

Nel calcolo della capacità portante dei plinti è stata ancora utilizzata l'equazione di *Brinch-Hansen* (Bowles, 2003) valutando l'area effettiva equivalente secondo il metodo di *Meyerhof* per tenere conto della eccentricità del carico. È stato anche assunta l'ipotesi favorevole che le sollecitazioni di taglio agenti nella sezione di sommità dei plinti siano trasmesse direttamente al terreno dai cordoli e quindi trascurate al fine del calcolo dei plinti; per contro la rigidità flessionale dei cordoli è stata trascurata considerando gli stessi agenti solo nel trasmettere forze assiali e quindi dimensionati e armati solo per tale scopo.

Dalla Figura 13 si osserva facilmente che, una volta dimensionati i plinti in funzione delle azioni statiche e di quelle sismiche corrispondenti ad un fattore di struttura  $q = 6.5$ ,  $\gamma_{Rd} = 1.40$  e  $\Omega = 1.00$ , gli stessi, quando sottoposti alle azioni che derivano dalla combinazione sismica in cui si pone  $q = 1.7$  (azione come già detto per la quale il telaio risponde completamente in campo elastico e per la quale si verifica l'incipiente plasticizzazione della sezione più sollecitata nell'ipotesi di trascurare le possibili sovraresistenze -  $\gamma_{Rd} = 1.00$ ) risultano soggetti a momenti flettenti sol-



a)



b)

lecitanti così alti tali da generare valori delle eccentricità del carico esterne alla base del plinto stesso, determinandone il ribaltamento. Tale

### 8. Stima delle sollecitazioni reali agenti negli elementi protetti: il capacity design

L'utilizzo dello spettro di progetto e dell'analisi statica equivalente sono evidentemente metodi che forniscono al progettista una rappresentazione convenzionale delle azioni agenti negli elementi duttili (zone dissipative) della struttura durante il sisma. È necessario poi stimare le sollecitazioni che realmente agiscono sugli elementi protetti, in modo da garantirne un comportamento comunque elastico: l'approccio del *capacity design* mira a definire tali sollecitazioni applicando una amplificazione fittizia della quota delle sollecitazioni indotte dalle azioni sismiche. Ad esempio, le sollecitazioni agenti sulle colonne in base al *capacity design* sono espresse dalla relazione

$$S_{Ed,real}^{colonna} = S_{Ed,G}^{colonna} + 1.1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega \cdot S_{Ed,E}^{colonna} \quad (5)$$

in cui  $S_{Ed}$  rappresenta la sollecitazione (sforzo normale, taglio o momento flettente) di progetto agente sull'elemento protetto, i pedici G ed E si riferiscono alle sollecitazioni legate ai carichi verticali statici ( $S_{Ed,G}$ ) ed alle azioni sismiche ( $S_{Ed,E}$ ) rispettivamente.

Tale verifica ha come obiettivo quello di mantenere le colonne (zone protette) in campo elastico fino alla formazione della prima cerniera plastica in corrispondenza delle travi, perciò le sollecita-

zione risulta molto più pericolosa rispetto a quella che si verifica con le fondazioni a travi rovesce.

zioni legate all'azione sismica agenti sulle colonne sono amplificate da un coefficiente composto da 2 parametri:  $\Omega$  ed  $1.1 \cdot \gamma_{OV}$ . Il primo è definito come

$$\Omega = \min \left( \frac{M_{PL,Rd}^{trave}}{M_{Ed}^{trave}} \right) \quad (6)$$

ed ha come scopo quello di tenere conto della differenza tra il momento resistente di progetto  $M_{PL,Rd}^{trave}$  ed il corrispondente momento sollecitante di progetto  $M_{Ed}^{trave}$  della trave. Tale fattore è calcolato in corrispondenza delle zone dissipative (estremità) delle travi.

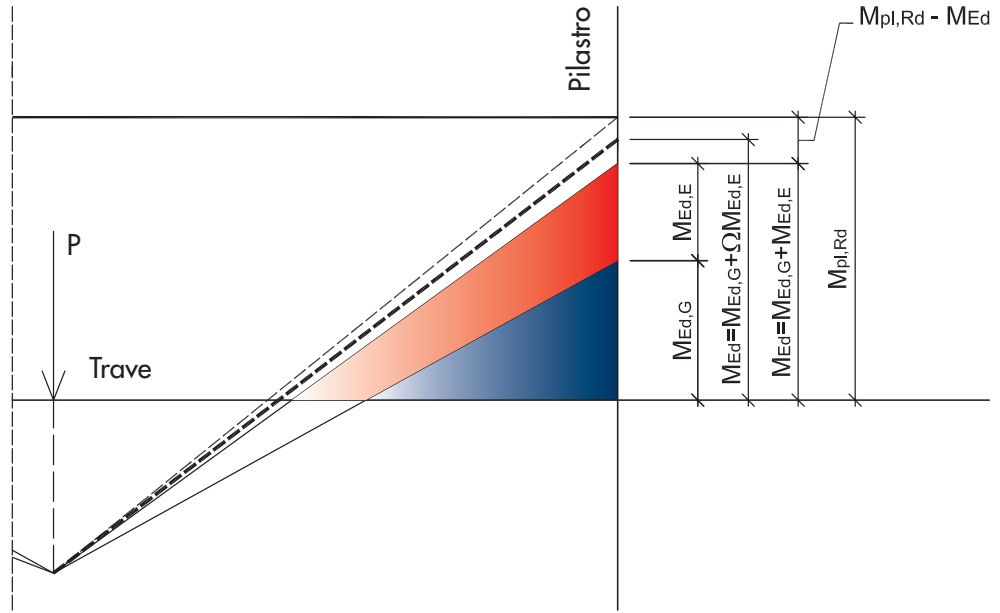
Il secondo termine tiene conto dei fenomeni di sovra-resistenza causati dall'aleatorietà delle caratteristiche meccaniche del materiale, " $\gamma_{OV}$ ", e dall'incrudimento che le zone dissipative possono presentare rispetto ai valori di progetto, 1.1.

Il coefficiente  $\Omega$  deve evidentemente colmare il divario che si crea tra il momento sollecitante e il momento resistente di progetto delle travi (elementi dissipativi) calcolato in virtù della sezione dei profili impiegati, senza considerare gli incrementi di resistenza dovuti alla variabilità della tensione di snervamento o ai fenomeni di incrudimento.

Considerando però il coefficiente  $\Omega$  così come definito in (6), non è possibile ottenere il risultato desiderato. In particolare, una volta amplificata l'azione sismica, si ottiene una configurazione sollecitante all'interno del telaio che può presen-

Figura 1.3 (a) pianta delle fondazioni a plinti per il telaio T2 2P AC; (b) tensioni applicate sul terreno dai plinti in combinazione statica ed in combinazione sismica.

Figura 14  
Visualizzazione grafica  
dell'effetto  
dell'amplificazione di  
omega sul momento  
sollecitante della sezione  
della trave più sollecitata.



tare, Figura 14, anche alle estremità delle travi più impegnate, momenti sollecitanti inferiori ai momenti plastici di progetto, sottostimando così le sollecitazioni agenti nelle colonne o in altri elementi da proteggere. Tale situazione risulta descritta dalla disequazione (5) ottenuta dalla applicazione della formula del *capacity design* alle sollecitazioni di momento relative alla sezione della trave maggiormente cimentata del telaio

$$M_{pl,Rd}^{trave} \geq M_{Ed,Ampl}^{trave} = M_{Ed,G}^{trave} + M_{Ed,E,Ampl}^{trave} = M_{Ed,G}^{trave} + \Omega \cdot M_{Ed,E}^{trave} = M_{Ed,G}^{trave} + \frac{M_{pl,Rd}^{trave}}{M_{Ed,G}^{trave} + M_{Ed,E}^{trave}} \cdot M_{Ed,E}^{trave} \quad (7)$$

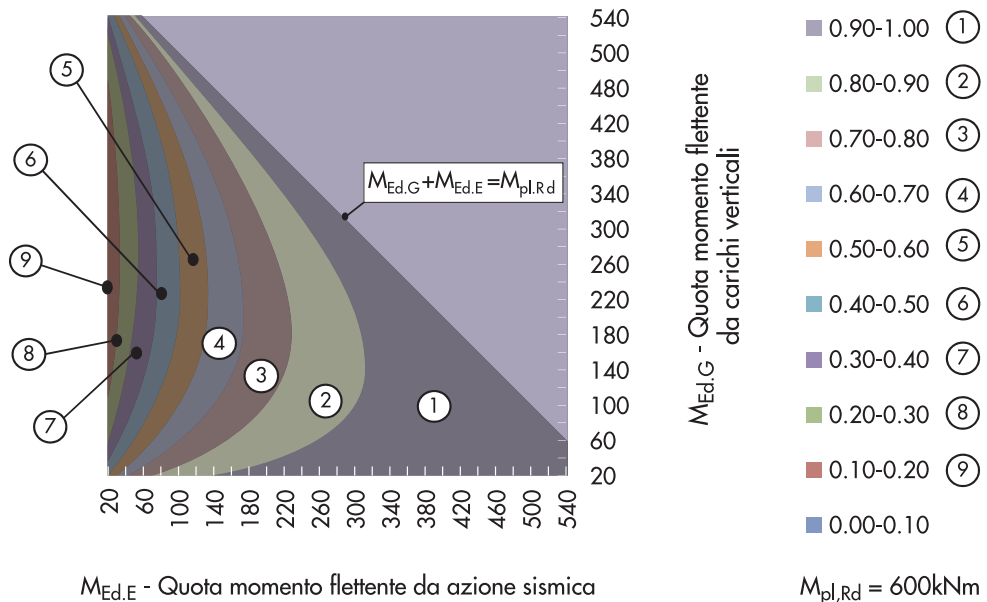
D'altro canto, affinché sia verificata l'uguaglianza nella 4 e soddisfatta la filosofia del *capacity design*, occorrerebbe che fosse verificata la (6)

$$M_{Ed,E,Ampl}^{trave} = M_{pl,Rd}^{trave} - M_{Ed,G}^{trave} \quad (8)$$

Sviluppando quindi dal secondo membro della (5) il rapporto definito dalla (7) si ottiene di quanto l'amplificazione dell'azione sismica è sottostimata dalla odierna formula del *capacity design*

$$\frac{M_{Ed,E,Ampl}^{trave}}{M_{Ed,E,Ampl}^{trave}} = \frac{M_{pl,Rd}^{trave}}{M_{Ed,G}^{trave} + M_{Ed,E}^{trave}} \cdot \frac{M_{Ed,E}^{trave}}{M_{pl,Rd}^{trave} - M_{Ed,G}^{trave}} \quad (9)$$

Figura 15  
Rappresentazione grafica  
del rapporto espresso dalla  
formula (9).





La funzione di tale rapporto è rappresentata graficamente in Figura 14 relativamente ad una trave di impalcato realizzata con un profilo IPE 450 in acciaio S355 il cui momento plastico trave è posto pari a 600 kNm.

Il grafico in Figura 15 rappresenta la capacità del fattore  $\Omega$  così come definito nella formula (5) di colmare il divario tra il momento flettente sollecitante in combinazione sismica ( $M_{Ed,G} + M_{Ed,E}$ ) ed il momento resistente del profilo della trave  $M_{PL,Rd}$ . Le zone inferiori ad 1 individuano combinazioni di momenti flettenti  $- M_{Ed,E}$  e  $M_{PL,Rd}$  - che portano ad una sottostima dei

momenti flettenti nella struttura all'incipiente formazione della prima cerniera plastica. Questo problema risulta particolarmente pronunciato in quelle strutture la cui progettazione è dominata dalle combinazioni di carico statiche oppure per strutture di altezza modesta; una stima corretta del fattore  $\Omega$  deve scorporare la quota di momento flettente legata ai carichi gravitazionali, come suggerito in altri studi (Elgazhouli, 2010), in modo da valutare correttamente il divario tra momento sollecitante legato alle azioni sismiche ed il momento resistente della trave più sollecitata, Figure 14 e 15.

## 9. Conclusioni

Le analisi dei casi studio, progettati utilizzando le regole e prescrizioni imposte dagli Eurocodici (EN1990, EN1991, EN1993-1-1, EN1994-1-1, EN1998-1, EN1997-1) ed analizzando l'influenza della scelta del valore del fattore di struttura, ha consentito di identificare alcune problematiche relative proprio all'analisi lineare con fattore di struttura e al *capacity design*.

La dipendenza tra il fattore  $q$  ed il coefficiente  $\theta$ , derivante evidentemente dall'applicazione delle espressioni e regole normative, può produrre situazioni progettuali in cui una stessa struttura a telaio, caratterizzata dalle stesse travi e colonne, può essere il risultato di diversi calcoli di progetto che utilizzano diversi valori di  $q$  e  $\theta$ . In particolare, si nota come in genere soluzioni identiche possono essere progettate variando il valore del fattore di struttura in un certo intervallo: e.g. telai progettati in alta duttilità possono ancora essere idonei utilizzando valori del fattore di struttura inferiori.

In una tale condizione, il comportamento reale della struttura, anche se progettata ipotizzando un comportamento ad alta duttilità, è certamente più vicino e coerente a quello relativo all'assunzione di valori del fattore di struttura più bassi, cosicché sugli elementi protetti, quali colonne e fondazioni, agiscono nella realtà sollecitazioni maggiori rispetto a quelle calcolate con l'approccio del *capacity design*.

Per una corretta progettazione occorrerebbe quindi, dopo aver determinato la soluzione strutturale che soddisfa le verifiche statiche e sismiche, ricercare il minimo fattore di struttura che ancora garantisce il loro soddisfacimento pur mantenendo invariata la soluzione prescelta. Tale procedura consente una corretta applicazione delle regole del *capacity design* e quindi dell'analisi lineare con fattore di struttura prevista dall'Eurocodice 8. Ovviamente una

progettazione corretta deve prevedere, oltre che la ricerca del fattore di struttura minimo coerente con l'applicazione del *capacity design* anche quella del valore ottimale che rende minimo il peso strutturale. Tale fase concettuale della progettazione diventa imprescindibile per una corretta applicazione del metodo che, nel caso di una mera applicazione automatica, può portare a soluzioni non solo non economiche ma anche non corrispondenti alle ipotesi progettuali assunte: basti pensare alle soluzioni strutturali progettate ipotizzando un comportamento altamente duttile che potrebbe presentare sotto azioni sismiche un comportamento praticamente elastico.

Le problematiche connesse a scelte non corrette del fattore di struttura sono ancora più evidenti quando si concentra l'attenzione sul calcolo delle fondazioni, anch'esso elemento protetto: una errata scelta del fattore di struttura, in genere quando si eseguono progettazioni caratterizzate da alta duttilità, possono comportare sottodimensionamenti delle struttura di fondazione. Tale evenienza risulta ancora più evidente quando si applicano le regole previste nelle Norme Tecniche delle Costruzioni vigenti in Italia, per le quali le problematiche si estendono anche alle strutture di fondazione isolate, quali i plinti.

Un ultimo aspetto messo in luce dal presente studio riguarda l'applicazione del *capacity design*. Secondo gli intendimenti della norma, il fattore  $\Omega$  deve consentire la valutazione delle sollecitazioni agenti sugli elementi protetti quando si sviluppa la prima cerniera plastica all'estremità delle travi. In particolare, il ruolo di tale coefficiente è quello di amplificare il livello delle sollecitazioni indotte dalle sole azioni sismiche di progetto sino a raggiungere, nella trave più sollecitata, il momento resistente. La formulazione (5) del fattore  $\Omega$  della norma, però, non assicura

il soddisfacimento di tale obiettivo: probabilmente una diversa definizione di tale coefficiente potrebbe evitare o ridurre tale problematica. La formulazione del fattore  $\Omega$  secondo l'espressione (10), proposta dall'Ordinanza della Protezione Civile, O.P.C.M. 3431 (G.U., 2005), emanata in materia di progettazione sismica,

$$\Omega = \min \left( \frac{M_{PL,Rd}^{trave} - M_{Ed,G}^{trave}}{M_{Ed,E}^{trave}} \right) \quad (10)$$

garantisce un maggior grado di protezione degli elementi non dissipativi poiché indipendente dalla quota di sollecitazione statica presente nelle zone dissipative.

### Bibliografia

- AISC - American Institute of Steel Construction (2005) - *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. ANSI/AISC 341-05, AISC INC. Chicago, Illinois.
- Bowles J.E. (2003) - *Fondazioni. Progetto e analisi*, Ed. McGraw-Hill/Brinch Hansen J. (1961). A general formula for bearing capacity. *IngeniØren* (C) 5:2, 38-46.
- CEN Technical Commission 250 (2004a) - *EN1991-1-1: Eurocode 1 - Actions on structures. Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings*. CEN, Brussels, 2004.
- CEN Technical Commission 250 (2004b) - *EN-1997-1-1: Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 1-1: General rules*. CEN, Brussels, 2004.
- CEN Technical Commission 250. (2006) - *EN1990: Eurocode Basis of structural design*. CEN, Brussels, 2005.
- CEN Technical Commission 250/SC3. (2005a) - *EN1993-1-1: Eurocode 3 - Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. CEN, Brussels, 2005.
- CEN Technical Commission 250/SC4. (2005b) - *EN1994-1-1: Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. CEN, Brussels, 2005.
- CEN Technical Commission 250/SC8. (2005) - *EN1998-1-1: Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. CEN, Brussels, 2005.
- Elghazouli A.Y. (2010) - Assessment of European seismic design procedures for steel framed structures, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Volume 8, Number 1, Pages 65-89, Ed. Springer.
- FEMA (1995) - *NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings, part 1 - provisions; part 2 - commentary*. Washington DC: BSSC.
- G.U. (2005) - Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici, *Gazzetta Ufficiale del 10 maggio 2005*, n. 107, S.O.
- Gupta A., Krawinkler H. (2000) - Dynamic P-delta effects for flexible inelastic steel structures, *Journal of Structural Engineering*, 126(1):145-154. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:1(145)
- ICBO - International Conference of Building Officials. (1997) - *Uniform building code - vol.2: structural engineering design provisions*. California: Whittier.
- Maquoi R., Jaspert J.P. (2002) - A simple approach for the design of steel and composite frames accounting for effective overall stability. *Steel Structures* 2, 1-11.
- Maugeri M., Novità D. (2004) - Numerical model for the evaluation of the soil inertia effects on bearing capacity. *Proc. Int. Conf. On Soil Dynamics and Earthquake Eng*, 2004.
- Mazzolani F., Landolfo R., Della Corte G. (2009) - Eurocode 8 Provisions For Steel And Steel-Concrete Composite Structures: Comments, Critiques, Improvement Proposals And Research Needs, E. Cosenza (Ed.), *Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop*, 173-182, 2009 DoppiaVoce, Napoli, Italy.
- NTC 2008 (2008) - *Norme tecniche per le costruzioni*, Consiglio Superiori dei lavori Pubblici, D.M. 14.01.2008.