

**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI
“FEDERICO II”**



FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA TRIENNALE IN

INGEGNERIA PER L'AMBIENTE E IL TERRITORIO

(CLASSE DELLE LAUREE IN INGEGNERIA CIVILE E AMBIENTALE, CLASSE N. 8)

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA STRUTTURALE

ABSTRACT

***IL RUOLO DELLA GERARCHIA TAGLIO-FLESSIONE
SULLA RISPOSTA DI STRUTTURE IN C.A.***

RELATORE:

Ch.mo Prof. Ing. Gerardo Mario Verderame

CORRELATORE

Ing. Flavia De Luca

CANDIDATA:

Simona Di Fraia

Matr. 518/416

Anno Accademico 2009-2010

Il presente lavoro è incentrato sul ruolo della gerarchia taglio flessione nella progettazione di elementi in cemento armato. La gerarchia taglio flessione costituisce una delle “regole” da seguire nell’applicazione del principio di gerarchia delle resistenze, o secondo la dicitura inglese *capacity design*, alla progettazione delle strutture: tale procedura di progettazione permette di decidere in anticipo quali elementi e in quale punto della struttura possono plasticizzarsi. Ciò dipende dal fatto che alcuni elementi possono entrare in campo plastico seppur mantenendo un certo grado di sicurezza; gli elementi che non presentano un simile comportamento devono essere progettati per rimanere in campo elastico. Tali indicazioni si traducono nei concetti di gerarchia dei materiali, che prevede un maggiore impegno dell’acciaio a fronte delle scarse caratteristiche meccaniche del calcestruzzo; di gerarchia trave pilastro, che consiste nel favorire la formazione di cerniere plastiche alle estremità delle travi in modo da salvaguardare i pilastri che, sottoposti a sforzo normale, risultano essere più deboli; infine di gerarchia taglio flessione che permette di evitare la crisi a taglio, di natura repentina e fragile, valutando la capacità tagliante tramite meccanismi deformativi duttili e quindi flessionali, amplificati tramite un coefficiente di sovreresistenza. La gerarchia delle resistenze si inserisce nel contesto più ampio dell’approccio prestazionale, *performance based design*, che prevede che la struttura garantisca il raggiungimento di livelli prestazionali, ovvero che non superi un determinato stato limite prestazionale quando soggetta ad una certa domanda.

Nella valutazione del ruolo della gerarchia taglio flessione diventa fondamentale mettere a confronto diversi modelli di capacità a taglio: mentre infatti la previsione della capacità flessionale risulta essere di più semplice risoluzione, la stima della resistenza a taglio, essendo dipendente da numerose caratteristiche, non è un problema al quale è possibile trovare una soluzione univoca. Per questa ragione in prima istanza è stato proposto un confronto tra le diverse formulazioni proposte dai codici, preoccupandosi di valutarne anche l’evoluzione negli ultimi vent’anni. Il primo modello analizzato è stato quello classico di Ritter-Mörsch, che in realtà è poi richiamato in tutte le altre formulazioni per la valutazione della resistenza offerta dall’armatura trasversale. Per sopperire alle carenze di questo modello è stato introdotto in letteratura il modello del traliccio ad inclinazione variabile, utilizzato oggi sia dalla normativa italiana per la valutazione di elementi esistenti che per la nuova progettazione, sia dall’Eurocodice 8 per la sola progettazione. In realtà è solo con il DM 14-01-08, che la normativa italiana propone la stessa procedura sia per elementi di nuova progettazione che per gli esistenti: nelle versioni analizzate del 1996 (DM 09-01-96) e del 2005 (OPCM 3431/2005) infatti, per la verifica è proposta una formulazione di tipo additivo, che comprende sia il

contributo del conglomerato che quello dell'armatura trasversale. Il problema della normativa italiana riguarda proprio la verifica degli elementi esistenti: la circolare applicativa delle NTC 2008 prevede infatti che la verifica segua la procedura prevista per gli elementi di nuova progettazione e quindi il modello del traliccio ad inclinazione variabile, considerando però un contributo del conglomerato. Essendo quella del traliccio una formulazione di tipo non additivo, la normativa presenta un'incongruenza.

In ambito europeo, fin dagli anni '90 per la progettazione di nuovi elementi è previsto l'utilizzo del modello del traliccio ad inclinazione variabile: sia con l'Eurocodice 2 (1992) che dava la possibilità di scegliere tra il traliccio ed un metodo in cui invece l'angolo delle bielle era fissato e pari a 45° , sia con l'Eurocodice 2 (2004) che prevedeva solo una restrizione sull'intervallo dell'angolo θ , sia con l'Eurocodice 8 parte 1 (2003) che impone per travi in classe di duttilità alta un angolo θ pari a 45° e quindi torna al modello più conservativo di Ritter-Mörsch. Per la verifica di elementi esistenti, invece, l'Eurocodice 8 parte 3 propone l'utilizzo di un metodo più innovativo che deriva dal modello empirico di Biskinis; tale formulazione, infatti, è di tipo additivo e prevede i contributi del calcestruzzo, dello sforzo normale (effetto puntone) e dell'armatura trasversale, inoltre la capacità a taglio ha un comportamento di tipo degradante al crescere della richiesta di duttilità. A titolo di confronto è proposta anche l'analisi del modello, di impostazione americana, di Sezen, da cui deriva la formulazione proposta dall'ACI: anche in questo caso il metodo è di tipo additivo e nasce da risultanze sperimentali.

Poiché i modelli di capacità a taglio sono estremamente diversi vengono confrontati in relazione a diversi parametri che riguardano sia la geometria che le proprietà dei materiali. Risulta evidente che le formulazioni di tipo analitico propongono una risposta che si discosta in maniera eccessiva dai modelli empirici. Per approfondire ulteriormente il confronto viene proposta una valutazione semplificata delle formulazioni di Ritter-Mörsch, del traliccio ad inclinazione variabile, dell'OPCM e di Biskinis, le quali vengono normalizzate rispetto allo sforzo normale ultimo per compressione della sezione considerata. Sia il modello del traliccio ad inclinazione variabile che quello dell'OPCM, che secondo la normativa italiana dovrebbero garantire la valutazione della capacità a taglio di elementi esistenti, evidenziano valori che in molti casi si discostano notevolmente non solo dalla resistenza valutata secondo l'EC8 per richieste di duttilità di spostamento elevate, ma anche da quella calcolata per richieste di duttilità di spostamento basse. Il parametro che è risultato essere più influente è stato il rapporto tra luce di taglio e altezza della sezione.

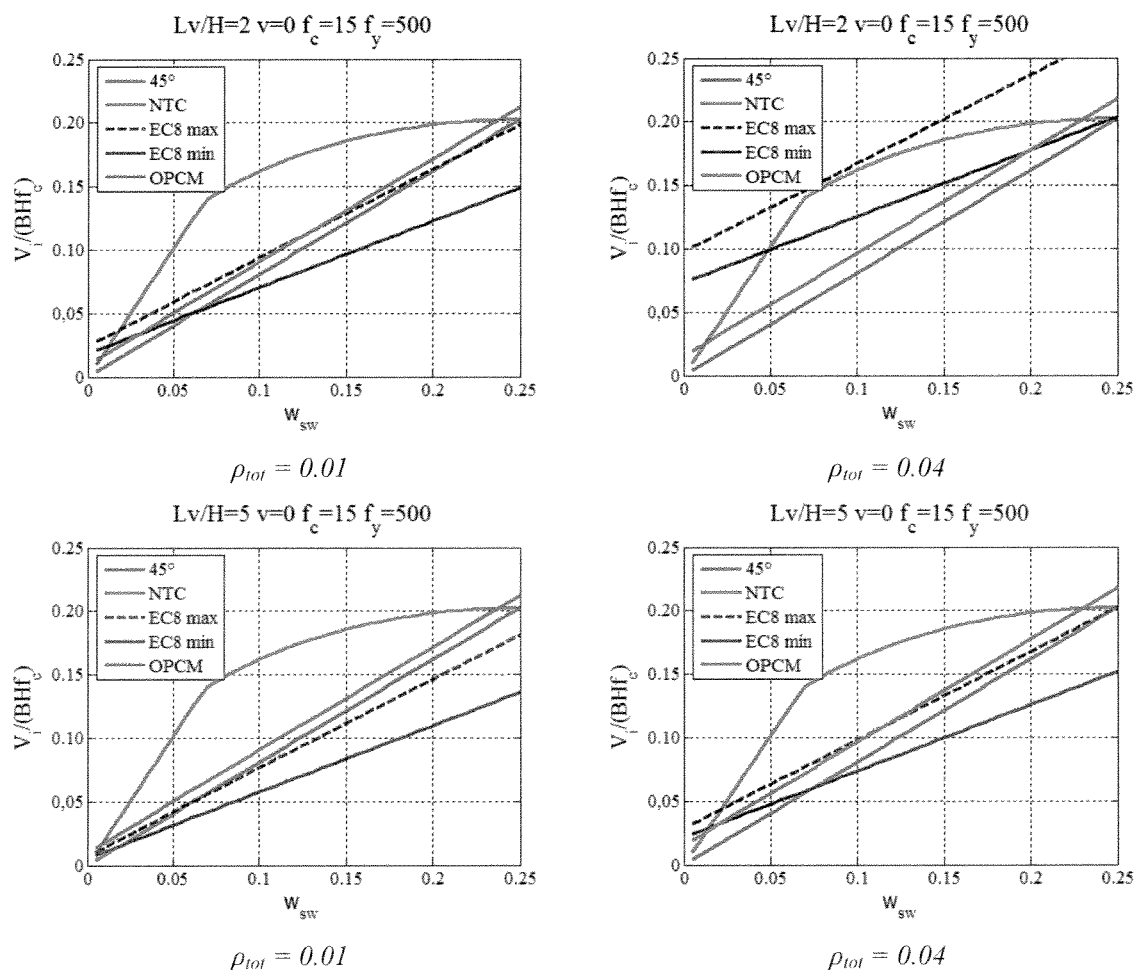


Figura 1. Confronto al variare del rapporto tra luce di taglio e altezza della sezione per $\rho_{tot} = 0.01$ e $\rho_{tot} = 0.04$.

Dalle analisi effettuate risulta evidente che il problema si pone principalmente per la verifica della resistenza a taglio di elementi esistenti. I modelli empirici, infatti, che presentano una formulazione additiva rispondono alla variazione dei parametri di input, mentre le formulazioni di tipo classico non tengono conto di tutte le modifiche mostrandosi eccessivamente conservative. Risulta chiaro quindi, alla luce dei confronti effettuati, che una formulazione per la valutazione della resistenza a taglio non può prescindere da quelle che sono le risultanze sperimentali; è per questo motivo che il modello empirico e degradante proposto dall'EC 8 sembra essere il più valido tra quelli comparati.

Poiché assumendo diverse formulazioni di capacità a taglio è possibile che uno stesso elemento sia classificato come duttile o fragile o nel caso della formulazione dell'EC8 part3 come duttile, limitatamente duttile o fragile, è proposta un'analisi parametrica per confrontare e dunque evidenziare le maggiori differenze tra le varie formulazioni.

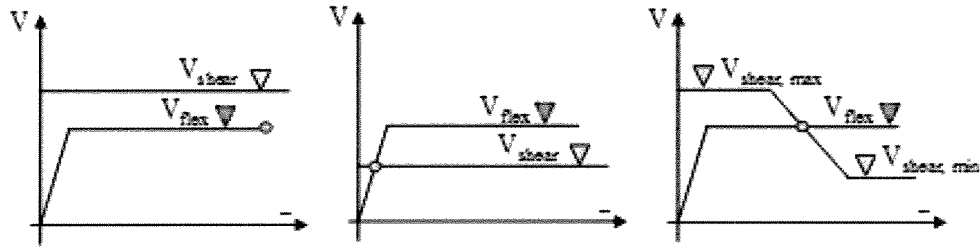


Figura 2. Comportamento duttile, fragile e duttile limitato di elemento.

A tale scopo si è considerata una sezione $300 \times 300 \text{ mm}^2$ con copriferro pari a 30 mm. I parametri caratteristici di elemento si sono assunti all'interno di intervalli che possono rappresentare sia elementi esistenti che elementi di nuova progettazione. È stata valutata in maniera empirica la curva limite che divide lo spazio delle sezioni fragili e duttili considerando le sezioni in cui il rapporto V_{shear} / V_{flex} fosse compreso nell'intervallo $[0.95; 1.05]$, per capire il comportamento delle sezioni secondo i singoli modelli di capacità a taglio. Per definire tali curve sono stati valutati dei domini semplificati nel piano delle percentuali meccaniche di armatura, rispettivamente trasversale e longitudinale, $\omega_{sw} - \omega_{tot}$ in cui si sono rappresentati rispettivamente i domini associati alla formulazione classica di Ritter-Mörsch, i domini associati alla formulazione dell'Eurocodice 8 per travi snelle nel caso di minimo e massimo degrado della resistenza e i domini associati al modello di traliccio ad inclinazione variabile proposto dall'attuale normativa italiana.

Il confronto dei domini ha permesso di evidenziare che il modello del traliccio ad inclinazione variabile risulta essere il modello meno conservativo per i valori di percentuale meccanica di armatura in uso, comportandosi in maniera esattamente opposta al modello di Ritter-Mörsch. L'analisi dei domini ha confermato che l'approccio di Eurocodice rappresenta la soluzione che meglio interpreta la verifica di strutture esistenti.

Infine per stabilire i risvolti applicativi i domini sono stati specializzati ad intervalli di percentuale meccanica di armatura caratteristici di nuova ed esistente progettazione: in tal modo i domini sono stati utilizzati per valutare le regioni di fragilità e duttilità di travi e pilastri caratterizzati da diverse proprietà dei materiali.

Le applicazioni hanno inoltre dimostrato che i domini approssimati possono fornire uno strumento particolarmente utile per comprendere il tipo di meccanismo di crisi di strutture esistenti e quindi valutarle in termini di sicurezza sismica, anche con una conoscenza non eccessivamente approfondita dei dettagli della struttura stessa e in via preliminare quale preludio ad un'analisi di dettaglio.

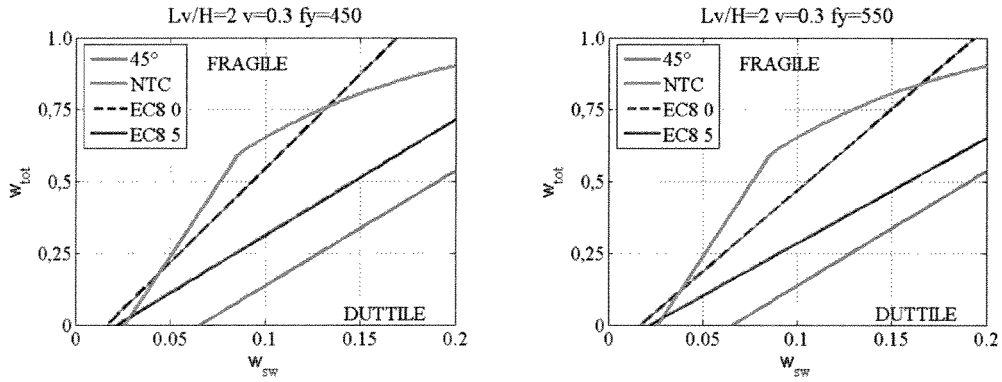


Figura 3. Pilastri piuttosto tozzi caratteristici di nuova progettazione.

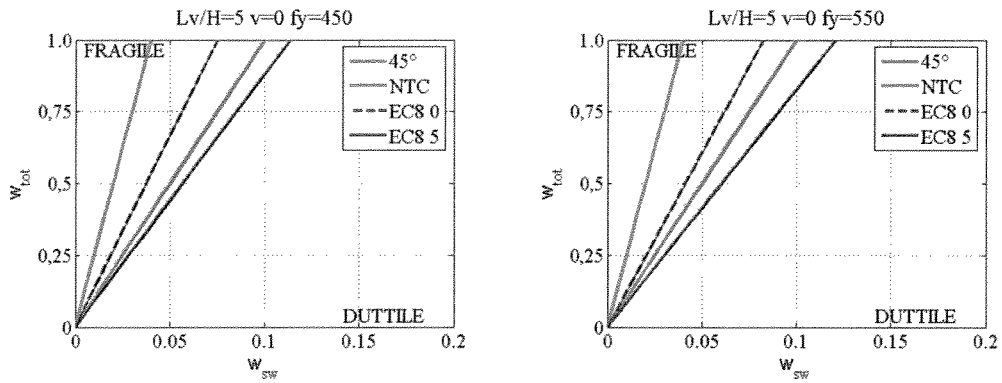


Figura 4. Pilastri snelli caratteristici di nuova progettazione.

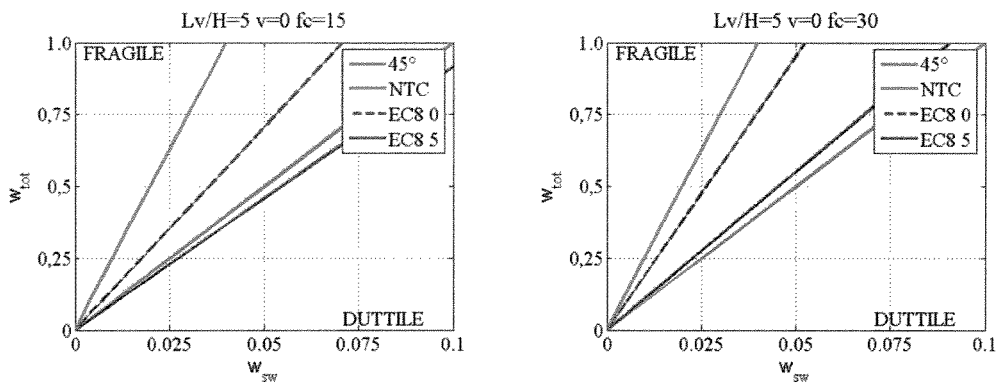


Figura 5. Travi piuttosto tozze caratteristiche della progettazione esistente.

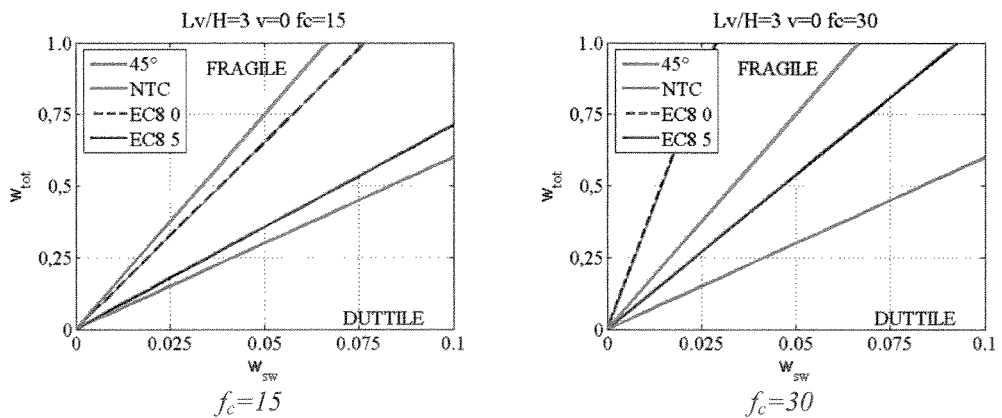


Figura 6. Pilastri snelli caratteristici della progettazione esistente.