

## **Commentario dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica».**

### Premessa

La legge che disciplina la normativa sismica italiana e ne costituisce il fondamento legale è la legge 2 Febbraio 1974 n.64 [13], focalizzata sulle costruzioni, sia in zona sismica che non, e avente il carattere di una vera e propria legge quadro.

Qualsiasi tecnico che è chiamato ad intervenire su un edificio danneggiato da un sisma oppure a progettare uno ex-novo, in zona classificata sismica, deve osservare le norme tecniche, emanate in forza della Legge 64 del 1974, nella quale oltretutto è previsto che, ogniqualvolta si realizzi un progresso delle conoscenze dei fenomeni sismici, occorra provvedere ad un aggiornamento della normativa tecnica stessa.

A tal proposito, gli ultimi aggiornamenti di tale normativa sono costituiti dal D.M. 16 gennaio 1996 [08] e dalla relativa Circolare esplicativa del 1997 [09], i quali dimostrano purtroppo un'impostazione inadeguata e insufficiente rispetto a quelli che sono divenuti gli standard attuali delle più avanzate normative internazionali, ragion per cui si richiederebbe una rielaborazione ragionata delle prescrizioni in essi contenute.

Con particolare riferimento al "*Commentario al D.M. 16.01.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.04.1997 del Ministero LL.PP.*" pubblicato dall'ANIDIS e dal SSN [14][15][16][17], possono elencarsi le maggiori obiezioni mosse nei confronti della suddetta normativa.

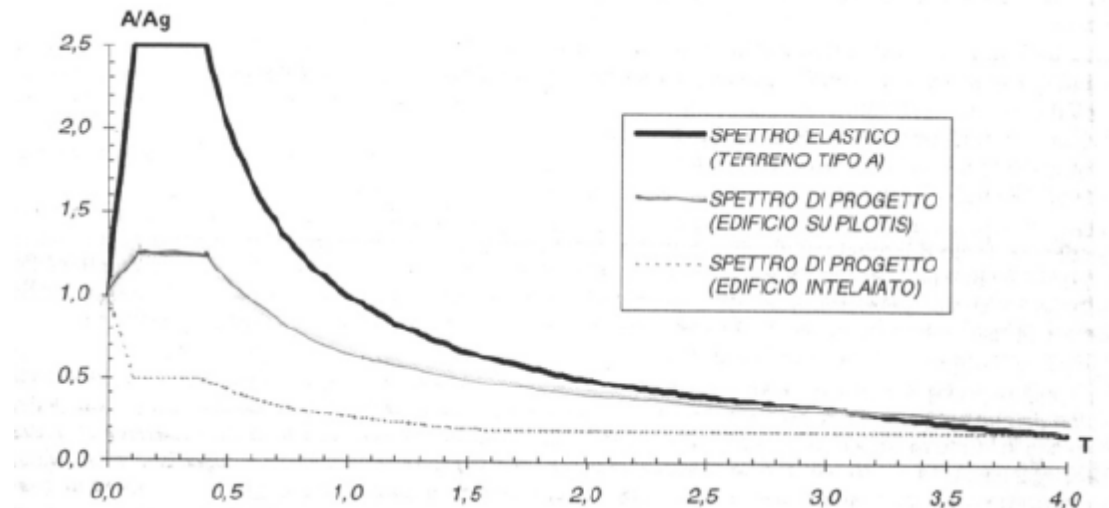
Innanzitutto la norma raccoglie le prescrizioni progettuali valide per tutte le tipologie strutturali (edifici, ponti, dighe, serbatoi, tubazioni, torri, costruzioni prefabbricate in genere, acquedotti, fognature); prescrizioni che peraltro non variano in funzione della tipologia strutturale considerata, bensì sono uniche per tutte le tipologie.

Contrariamente a quanto avviene nella norma italiana, le normative più moderne definiscono invece:

- l'azione sismica, attraverso uno spettro elastico identico per tutte le tipologie strutturali;
- l'azione sismica di progetto sulla singola tipologia strutturale, attraverso uno spettro di progetto diverso da tipologia a tipologia.

Un confronto pratico può realizzarsi in relazione agli edifici "a pilotis", in cui in molti casi si può affermare che i danni tendano a limitarsi in sostanza ai soli pilotis, creando situazioni evidentemente delicate e pericolose.

Le norme attuali non prendono in considerazione il problema, la cui unica soluzione consiste in un sostanziale aumento della resistenza del piano terra (pilastri e travi), in funzione della altezza dell'edificio, indicando incrementi non inferiori al 40% da applicare alle sollecitazioni di calcolo se l'altezza non supera gli otto piani, ed adeguatamente maggiori (anche il 100%) per altezze superiori. Queste indicazioni, onerose rispetto alla pratica corrente, sono in realtà indicazioni di minimo se si tiene conto, oltre che dell'aspetto della sicurezza a collasso, anche della rilevanza del problema del danneggiamento, come sarebbe facilmente desumibile da spettri di progetto appositamente tarati sulla tipologia della struttura.



Spettro di progetto per differenti tipologie strutturali [14]

Questa forte dipendenza delle forze di progetto dalle caratteristiche della struttura, a parità di obiettivi di sicurezza, non si ritrova nella formulazione delle norme attuali e la sua mancanza ne costituisce un limite di importanza non secondaria.

Così facendo, non si allerta il progettista che non abbia una solida preparazione nel campo dell'ingegneria antisismica sullo stretto legame esistente tra entità delle azioni sismiche di progetto e duttilità della tipologia strutturale considerata, permettendogli di ritenere che l'azione sismica, in analogia con tutte le altre azioni in precedenza incontrate, abbia realmente l'entità fissata dalla normativa e che la struttura, in presenza delle azioni sismiche, di norma si mantenga in campo elastico.

Vi è solo da prendere coscienza che il livello dello spettro di progetto deriva da un presupposto di duttilità che è ben lungi dall'essere un requisito "naturale" delle strutture, ma è legato al contrario a specifiche scelte tipologiche, a specifiche procedure di dimensionamento, a specifiche regole di dettaglio costruttivo.

Se non si adottano le scelte ed i provvedimenti più efficaci ai fini della duttilità, le forze di progetto previste sono maggiori, fino anche a più del doppio di quelle usualmente considerate.

Appositi accorgimenti, proprio per l'importanza che il conseguimento di una elevata duttilità assume nella limitazione della entità delle azioni sismiche di progetto, sono riportati usualmente sotto forma di prescrizioni cogenti ed estesamente trattati; il D.M. citato, invece, non li menziona espressamente tra le prescrizioni, limitandosi a presentarli in termini puramente esemplificativi nell'Allegato 1 della relativa Circolare esplicativa.

Così, mentre il tecnico che abbia buone nozioni d'ingegneria antisismica, tenderà a leggere il D.M. e la relativa Circolare come un tutto unico attribuendo dunque alle indicazioni dell'Allegato 1 il giusto risalto, il tecnico privo di tali nozioni troverà le indicazioni costruttive dell'Allegato 1 inutilmente onerose e tenderà a non utilizzarle senza peraltro adottarne altre di pari efficacia, così rendendosi personalmente responsabile d'eventuali esiti negativi riconducibili ad insufficiente duttilità.

Tuttavia, come riportato nella stessa Circolare, le regole progettuali stabilite nell'Allegato 1 sono necessarie ad "assicurare un minimo di duttilità", ma "il rispetto di tale regole non esclude che qualche meccanismo di rottura fragile possa verificarsi".

A dimostrazione dell'importanza di quanto appena affermato, si consideri un telaio, se in esso i carichi gravitazionali sono sufficientemente elevati, le azioni orizzontali di progetto di norma non giungono ad invertire il segno del momento flettente complessivo nella sezione terminale del traverso del telaio, che rimane quindi sempre di segno negativo.

Dal calcolo non discende quindi la necessità di disporre nella sezione indicata delle armature per un momento positivo, che potrebbero essere ridotte ai due ferri longitudinali inferiori necessari per tenere le staffe.

In realtà, al verificarsi dell'evento sismico di progetto, la struttura è condotta a spostamenti laterali molto superiori a quelli prodotti dalle forze sismiche convenzionali e ad un'inversione del momento flettente di estremità del traverso.

Il calcolo convenzionale elastico con delle forze ridotte ha dunque delle limitazioni intrinseche che possono essere superate con il ragionamento qualitativo ed accorgimenti di natura pragmatica, come nella fattispecie del caso in esempio per cui tutte le norme internazionali prevedono che le armature inferiori nelle sezioni d'estremità delle travi abbiano una sezione pari almeno alla metà di quella richiesta per il momento negativo di calcolo (questo provvedimento serve anche per migliorare la duttilità della sezione in presenza di momento negativo), e siano adeguatamente ancorate secondo le stesse prescrizioni applicabili alle armature superiori.

Quanto allo spettro di progetto si deve inoltre ricordare che, per il singolo comune, l'attribuzione della sismicità viene fatta, tra l'altro, estendendo all'intero territorio comunale la sismicità del sito sul quale fisicamente grava la sede del comune; di conseguenza tanto più il sito in esame ha caratteristiche mediamente diverse (in termini geologici, geotecnici e orografici) da quelle del sito nel quale grava l'edificio sede del comune, tanto più la sismicità del sito considerato può essere diversa da quella di riferimento.

Il D.M. 16.01.96 non segnala in alcun modo l'esistenza del problema sopra illustrato, limitandosi ad evidenziare alcune situazioni (costruzioni su pendii, possibili fenomeni di liquefazione del terreno) nelle quali le indagini sui terreni debbono essere più accurate o estese di quanto usualmente richiesto.

Non viene dunque fornita alcuna misura della eventuale maggiorazione o riduzione della entità delle azioni sismiche di progetto legata al sito considerato, tranne che attraverso il coefficiente di fondazione  $\epsilon$  (riferito peraltro ai soli edifici) per la determinazione del quale si forniscono oltretutto delle indicazioni molto sommarie su quali siano le caratteristiche del sito in esame.

Il coefficiente di fondazione ha in pratica lo scopo di modificare in maniera semplice e diretta le ordinate spettrali per tener conto degli effetti di filtrazione degli strati superficiali di terreni soffici alluvionali.

In codici sismici più moderni questi effetti vengono messi in conto attraverso una modifica della forma spettrale e non semplicemente attraverso una amplificazione delle ordinate uniforme su tutti i periodi di vibrazione; è infatti noto che lo spettro di risposta di accelerogrammi registrati su terreni soffici ha forme diverse in relazione al periodo predominante di tali strati.

Anche prescindendo totalmente da quale sia l'area sismogenetica di provenienza del sisma considerato e concentrando l'attenzione solo sul sito in esame, risultano quindi decisive nella determinazione dell'entità dell'azione sismica in un sito (nota la sismicità del comune di appartenenza), le caratteristiche geologiche, geotecniche ed orografiche del sito; al riguardo nell'EC8 vengono infatti considerati diversi tipi di terreno individuati sulla base delle sole caratteristiche geotecniche (rigidezza) dei 20÷50 metri di sottosuolo immediatamente a ridosso della superficie, attribuendo poi a ciascuno terreno un diverso spettro elastico e quindi un diverso spettro di progetto.

Una carenza ancora osservabile nella attuale normativa è la mancata enunciazione degli obiettivi che si prefigge la progettazione antisismica e del livello di protezione che attraverso l'uso della norma si riesce a conseguire.

I concetti di prestazione attesa e di livelli di garanzia sono entrati oggi nella logica comune, tanto che tutte le norme sismiche moderne esordiscono con la dichiarazione degli obiettivi perseguiti e con l'indicazione dei livelli di affidabilità relativi a ciascun obiettivo.

Le norme, cosiddette "prestazionali", di nuova generazione tendono ad una articolazione degli obiettivi sempre più spinta, nella quale si individuano non più soltanto i due classici stati-limite di

danno (SLD) e di collasso (SLU), bensì una pluralità di stati (4-5), compresi tra l'assenza totale di danno ed il collasso della struttura.

In ultimo alcune osservazioni sono possibili circa la modalità di esecuzione di un'analisi statica, in quanto il coefficiente di distribuzione  $\gamma$  è calibrato esclusivamente sul primo modo di vibrare, sebbene sia non trascurabile l'influenza del secondo modo di vibrare quando il periodo fondamentale risulti elevato, motivo per cui il D.M. non consente l'analisi statica se  $T_0 > 1.4$  secondi.

In altre normative il campo di applicazione dell'analisi statica è ampliato attraverso una opportuna scelta del coefficiente di distribuzione in maniera da produrre risultati più simili o comunque cautelativi rispetto a quelli di un'analisi dinamica, come avviene ad esempio nello Uniform Building Code (U.S.A.).

Ulteriore problema si ha nella ripartizione delle forze orizzontali fra le diverse strutture dell'edificio, che interpretando alla lettera la norma porta a commettere errori grossolani sulla valutazione delle sollecitazioni negli elementi strutturali dovuti a:

- una ripartizione puramente in funzione delle rigidità che implica quindi l'assenza di qualsiasi effetto torsionale d'insieme (effetto, invece, normalmente presente);
- un modello interpretativo del comportamento degli edifici oramai completamente superato quale il modello shear-type, che risulta del tutto inadeguato a cogliere l'effettivo comportamento sismico dell'edificio, specialmente in presenza di strutture piane a deformabilità fortemente differenziata per tipo ed entità (ad esempio telai e pareti controventanti o nuclei ascensore).

Anche inerentemente alle azioni verticali, al di là dei commenti sull'entità degli effetti della componente verticale (rispetto all'EC8 le accelerazioni risultano essere fino a sei-otto volte più elevate), si vuole evidenziare l'importanza di tali effetti per gli edifici a struttura sospesa, per le travi portanti pilastri in falso e per le travi in precompresso.

Si manifesta perciò da un lato la necessità di aggiungere tali tipologie alle tre già previste, dall'altro l'opportunità di ricalibrare l'entità degli effetti, segnalando come appaia più congruente applicare diversi valori dell'azione verticale attraverso un diverso valore del coefficiente di struttura piuttosto che attraverso un diverso valore del coefficiente maggiorativo che è funzione, appunto, del comportamento della struttura.

Nonostante le importanti modifiche apportate nell'ultimo D.M., la normativa italiana risente quindi di un'impostazione obsoleta, riferita a modelli e strumenti di analisi e verifica oramai superati. Un suo completo adeguamento alle norme europee, ed in particolare all'EC8, appare oramai maturo e improrogabile [17].

L'ordinanza n.3274 [01][02], così come già menzionato nella nota esplicativa ad essa correlata [03], nasce dunque dalla necessità di dare una risposta rapida ed integrata alle esigenze poste dal rischio sismico, risposta che non poteva ulteriormente essere ritardata visto il ripetersi di eventi sismici calamitosi che hanno interessato anche le zone del nostro Paese che fino ad oggi erano classificate come non sismiche.

L'ordinanza è quindi intervenuta direttamente sull'aggiornamento della pericolosità sismica «ufficiale», ossia sulla classificazione sismica, e sugli strumenti per progettare e costruire meglio, ossia sulle norme tecniche progettuali per le costruzioni in zona sismica.

La nuova normativa quindi, recependo le indicazioni progettuali contenute nell'Eurocodice 8, adotta un'impostazione prestazionale, individuando esplicitamente gli obiettivi da raggiungere in termini di danni accettati a fronte di livelli di azione sismica definiti e fornendo disposizioni di dettaglio il cui rispetto è condizione necessaria per assicurare il soddisfacimento dei requisiti di sicurezza, non escludendo approcci alternativi che portino al raggiungimento dello stesso obiettivo a partire da edifici ideati con classi di duttilità e regolarità differente.

In rispetto di quanto detto, il presente documento nasce quindi con la volontà di fornire una visione delle novità apportate dalla nuova normativa sismica per edifici con struttura in cemento armato,

con particolare riferimento alle attinenze esistenti con le ultime bozze dell'Eurocodice 8 [07] ed alle innovazioni apportate rispetto alla normativa vigente [08][09].

### Azione sismica

Al fine dell'applicazione della suddetta norma, il territorio nazionale è stato suddiviso in funzione dell'accelerazione massima attesa secondo quanto definito nell' Allegato 1 dell'ordinanza: "Criteri per l'individuazione delle zone sismiche - Individuazione, formazione ed aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone" [02].

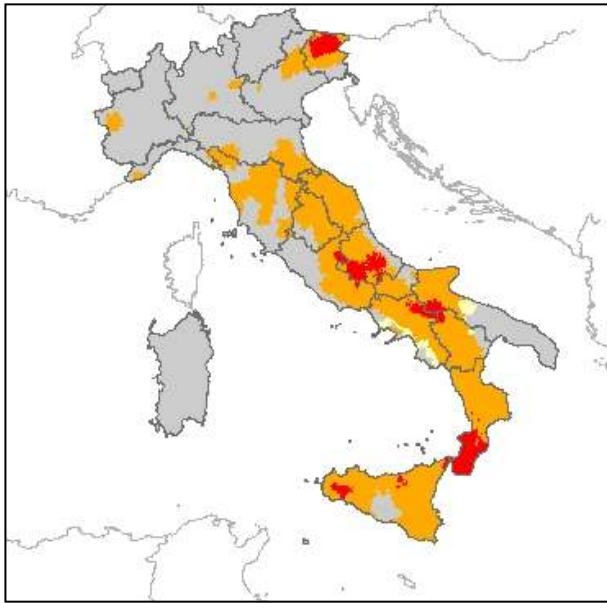
La nuova classificazione prevede l'articolazione in 4 zone, di cui (ad eccezione di alcuni luoghi in cui la sismicità è stata aumentata) le prime tre corrispondono alle precedenti zone ad alta (S=12), media (S=9) e bassa (S=6) sismicità, mentre la zona 4 è una zona di nuova introduzione che commisurata alle precedenti potrebbe definirsi come una zona a sismicità molto bassa il cui valore del grado di sismicità S è pari circa a 3.

Di fatto, con l'introduzione della quarta zona, la nuova classificazione estende così la classificazione sismica all'intero territorio nazionale, identificando come zone di tipo 3 o di tipo 4 quelle zone che erano precedentemente ritenute non sismiche, con una tendenza all'adozione di zone di tipo 3 nell'Italia centrale e di zone di tipo 4 in Puglia, Sardegna, Sicilia e gran parte dell'Italia settentrionale.

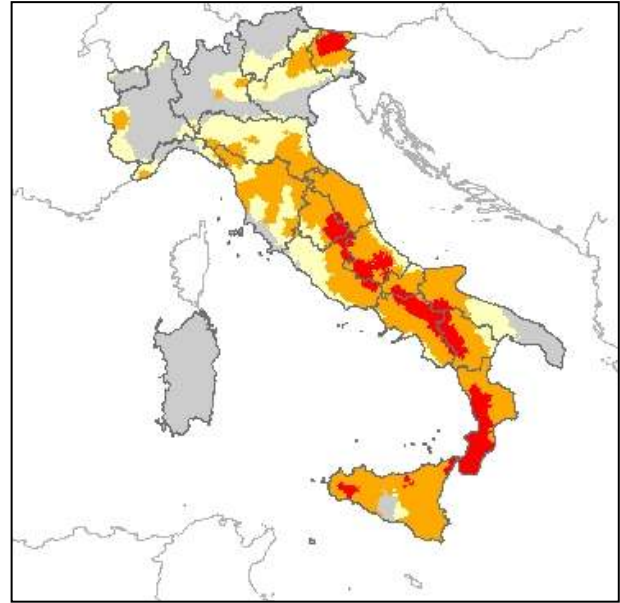
Complessivamente il bilancio dei comuni può osservarsi nella tabella successiva, dove è immediato osservare come nessuno dei comuni presenti nel territorio nazionale sia sceso di categoria, mentre sono invece molti (oltre il 25%) i comuni saliti alla categoria superiore corrispondente [10].

		Classificazione 2003				
		1	2	3	4	Totale
Vecchia classificazione	1a (S=12)	368	0	0	0	368
	2a (S=9)	348	2150	0	0	2498
	3a (S=6)	0	88	11	0	99
	N.C	0	85	1621	3429	5135
	Totale	716	2323	1632	3429	8100

Di seguito si riportano inoltre le cartine della vecchia classificazione e della nuova classificazione 2003 [10], in modo da poter eseguire un raffronto diretto tra le due situazioni; la notazione usata per i colori è analoga, seppure uno dei colori venga usato nel caso di sinistra (vecchia classificazione) ad indicare le zone classificate come non sismiche e nel caso di destra (classificazione 2003) ad indicare le zone di quarta categoria.



Vecchia Classificazione



Classificazione 2003

L'identificazione della zona e quindi dell'accelerazione orizzontale attesa al suolo (che per l'Eurocodice dovrebbe computarsi relativamente ad un periodo di ritorno di circa 475 anni) consente di determinare lo spettro di risposta elastico, preso dalla nuova norma sismica identico allo spettro di Tipo 1 già definito nell'Eurocodice 8 sia per la componente orizzontale che verticale dell'accelerazione.

In particolare, lo spettro di risposta elastico della accelerazione orizzontale risulta:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left( 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right) \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Dove i valori di  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  sono dipendenti dalla categoria del suolo di fondazione, definita anch'essa identicamente a quanto riportato nell'Eurocodice 8:

- Suolo Tipo A : formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi;
- Suolo Tipo B: depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti;
- Suolo Tipo C: depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza;
- Suolo Tipo D: depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti;
- Suolo Tipo E: profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali
- Suolo Tipo S1 e S2.

Sebbene la definizione dei terreni sia la stessa, diversi risultano invece i valori attribuiti alle costanti nei due casi:

Eurocodice 8 - Spettro Tipo 1				
Suolo	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1,00	0,10	0,4	2,0
B	1,35	0,15	0,5	2,0
C	1,35	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,7	2,0
E	1,40	0,15	0,5	2,0

Nuova Norma Sismica				
Suolo	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1,00	0,15	0,4	2,0
B	1,25	0,15	0,5	2,0
C	1,25	0,15	0,5	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,25	0,15	0,5	2,0

Dove come si è detto per l'Eurocodice 8 si fa riferimento allo spettro di Tipo 1, essendo infatti prevista la possibilità di un secondo tipo di spettro qualora il più ampio terremoto atteso all'interno del territorio nazionale abbia una magnitudo non superiore a 5,5.

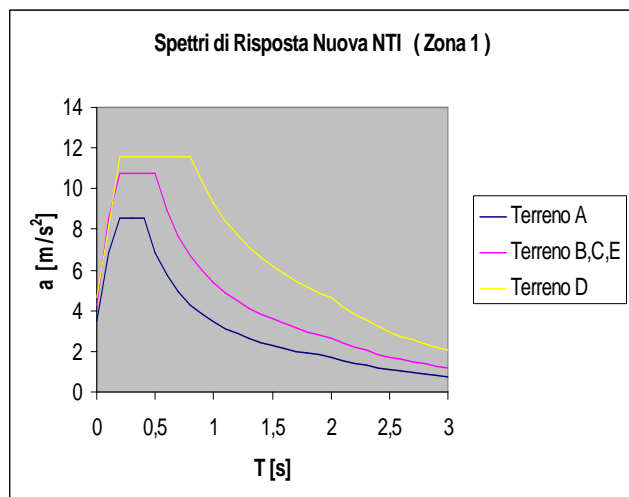
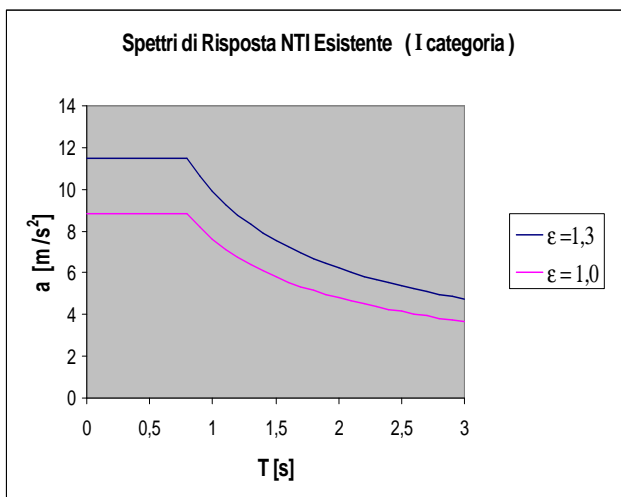
Da notare inoltre che essendo  $S$  un fattore moltiplicativo dello spettro di risposta, esso assolve ad una funzione del tutto simile al coefficiente di fondazione  $\varepsilon$  utilizzato nella precedente normativa sismica, dove:

- $\varepsilon = 1,0$  di regola;
- $\varepsilon = 1,3$  in presenza di stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 metri, soprastanti terreni coesivi o litoidi con caratteristiche meccaniche significativamente superiori (condizioni analoghe ai suoli di tipo E).

Volendo confrontare gli spettri di risposta della nuova normativa sismica con quelli della normativa vigente, è utile ricordare che lo spettro di progetto utilizzato deriva da un abbassamento dello spettro di risposta che è funzione della duttilità della struttura e del coefficiente di sicurezza utilizzato; lo spettro di progetto diviene quindi circa 1/10 dello spettro di risposta considerato.

Nella fattispecie della norma sismica attuale, poiché si impone la valutazione convenzionale degli spostamenti relativi totali (ai fini della sicurezza delle parti strutturali) con un fattore moltiplicativo degli spostamenti indotti dal sisma di progetto pari a 9, si prevede implicitamente che lo spettro di progetto sia esattamente 1/9 dello spettro di risposta.

Considerando quindi quanto detto, gli spettri di risposta relativi alle zone di maggiore intensità sismica sono i seguenti:



Diversa è anche l'espressione fornita per il calcolo degli spostamenti orizzontali massimi del terreno, che mentre nella nuova norma è uguale a  $d_g = 0,025 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot a_g$ , nell'Eurocodice risulta circa il doppio (essendo i termini moltiplicati per 0,05 invece che 0,025).

Una certa variazione può osservarsi anche tra gli spettri in accelerazione verticale; da un lato infatti l'attuale norma sismica prevede possa adottarsi uno spettro pari a 2÷4 volte quello orizzontale (sebbene non sia richiesta espressamente un'analisi di tipo dinamico ma si preveda in genere un coefficiente sismico verticale riferito ad un'accelerazione verticale di 0,2÷0,4g), dall'altro la nuova norma sismica fornisce uno spettro analogo a quello mostrato per l'accelerazione orizzontale, così come predisposto nell'Eurocodice 8.

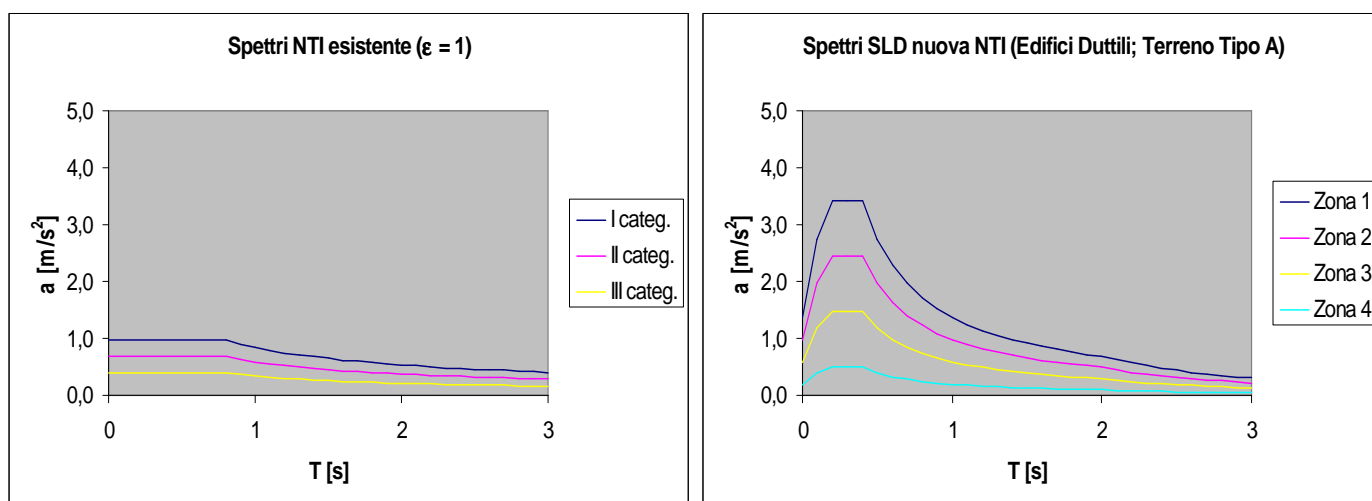
A tal proposito l'accelerazione verticale al suolo è presa pari a 0,9 volte l'accelerazione orizzontale, mentre i valori delle costanti di  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  non sono gli stessi già usati per le accelerazioni orizzontali, ma sono specifici dell'accelerazione considerata:

Eurocodice 8 - Spettro Tipo 1					Nuova Norma Sismica				
Suolo	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	Suolo	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
Tutti	1,0	0,05	0,15	1,0	Tutti	1,0	0,05	0,15	1,0

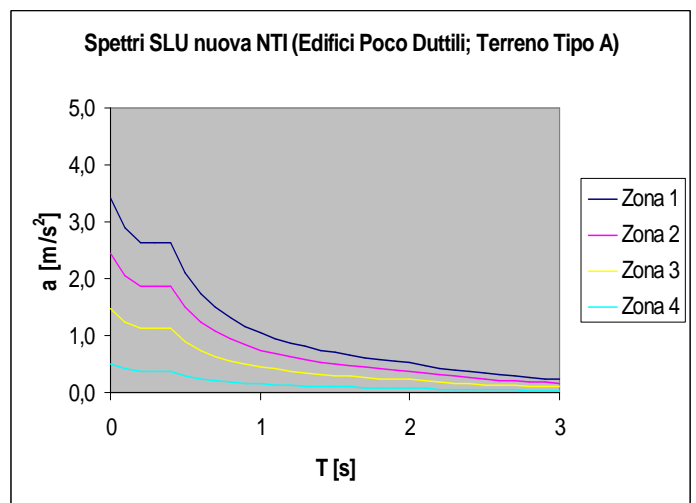
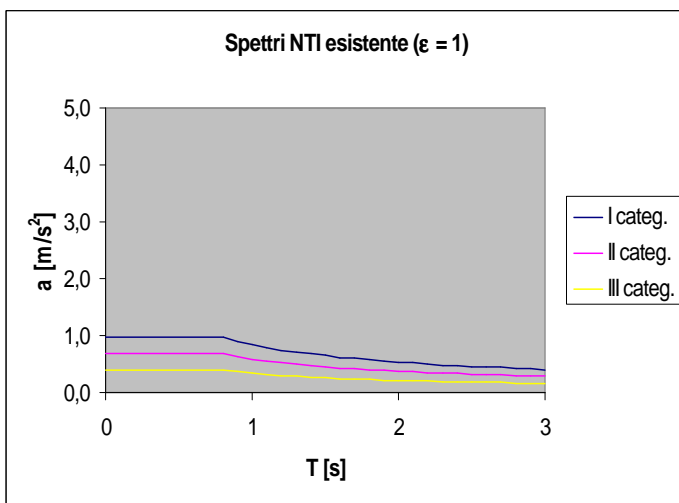
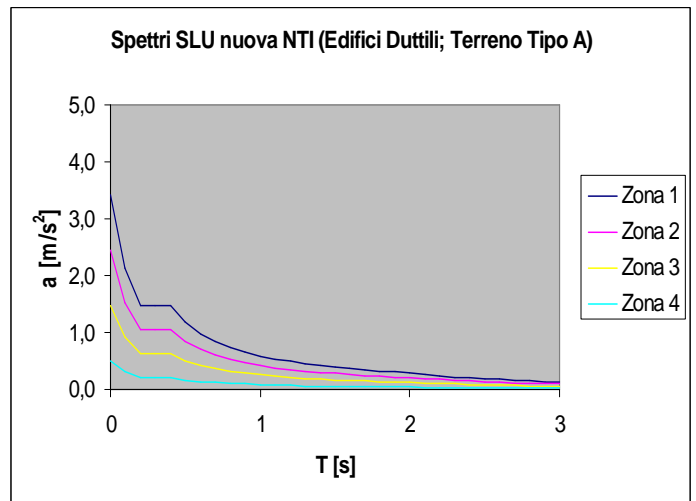
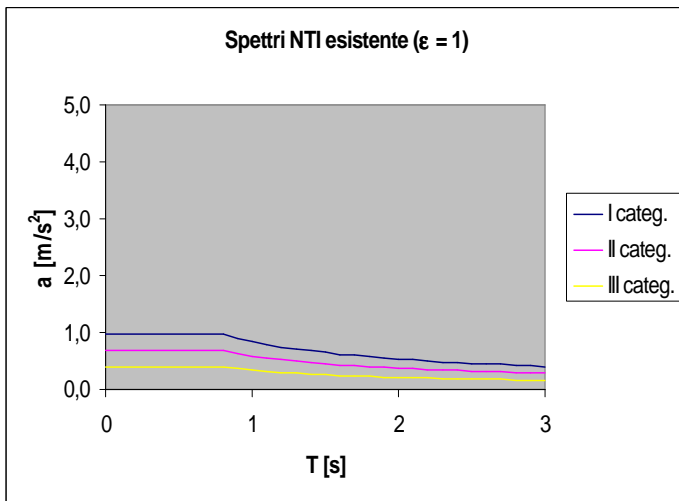
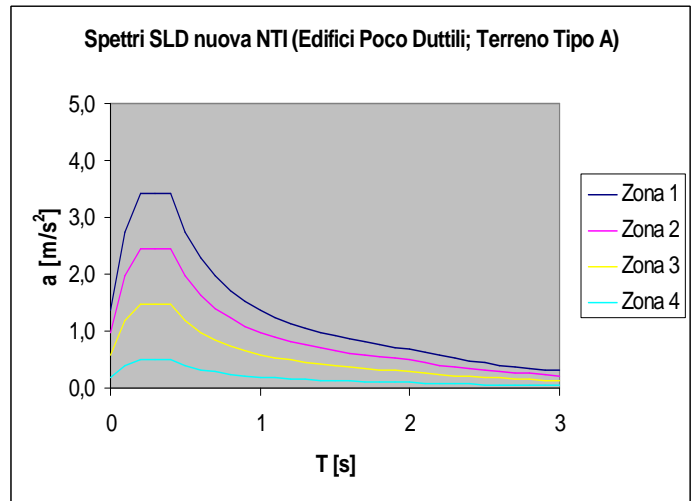
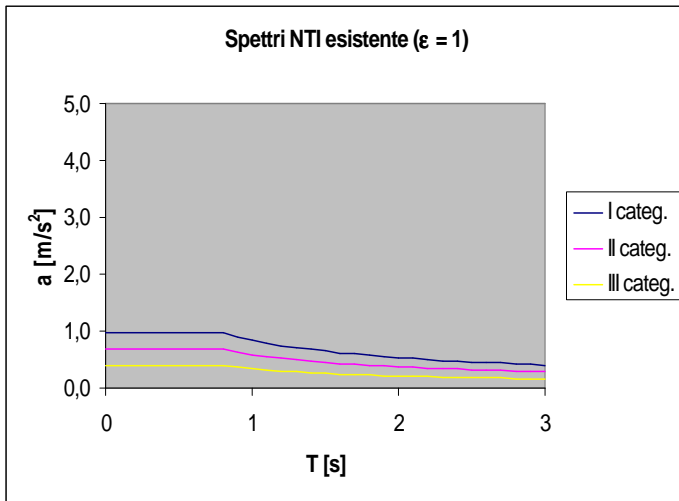
Quanto agli spettri di progetto infine, lo spettro di progetto per lo stato limite ultimo riportato nella nuova norma tecnica è formalmente identico allo spettro di progetto riportato nell'Eurocodice 8, imponendo entrambi inoltre per  $T \geq T_C$  un valore minimo dell'accelerazione pari a  $0,20 \cdot a_g$ .

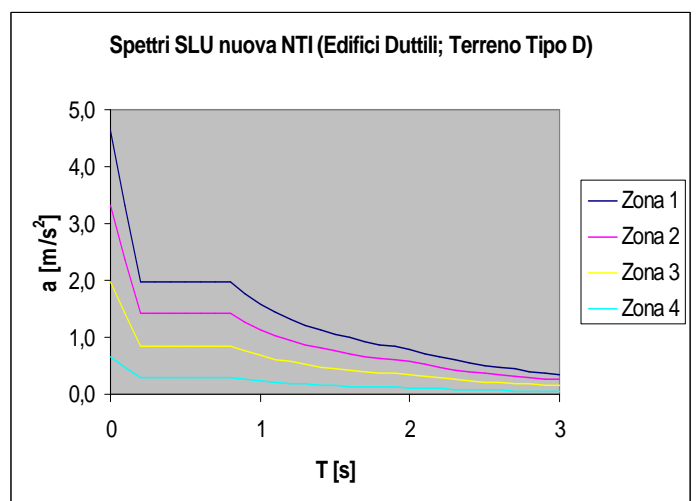
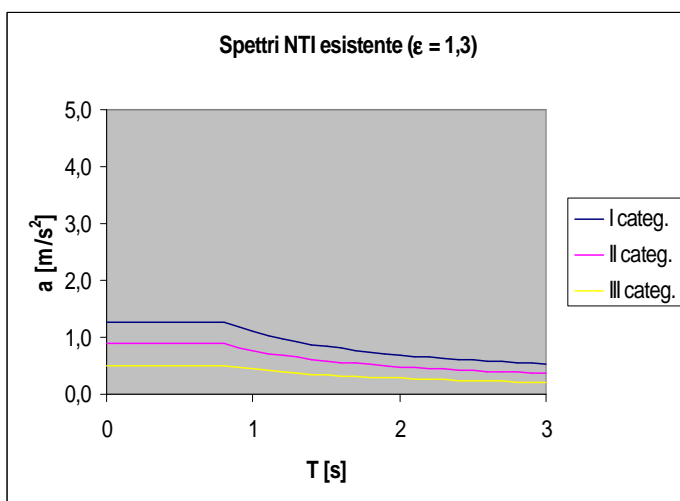
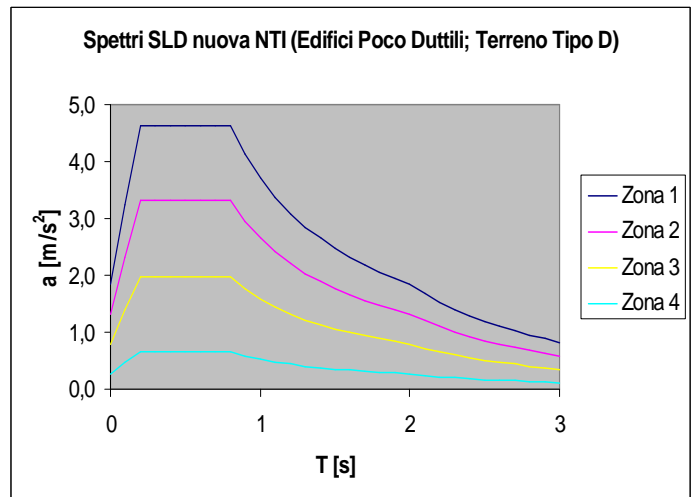
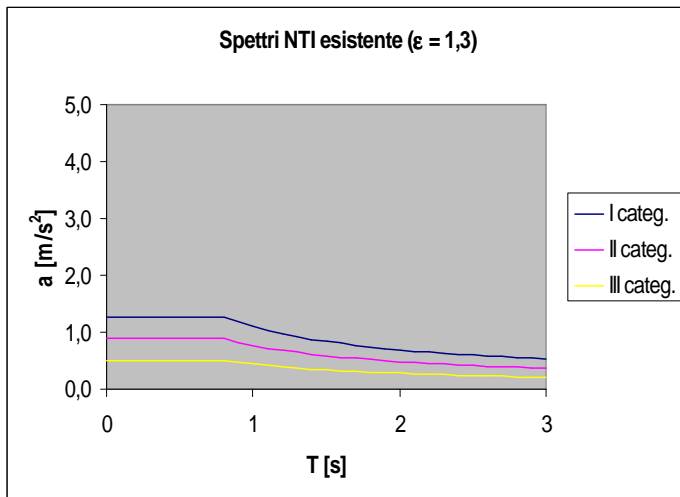
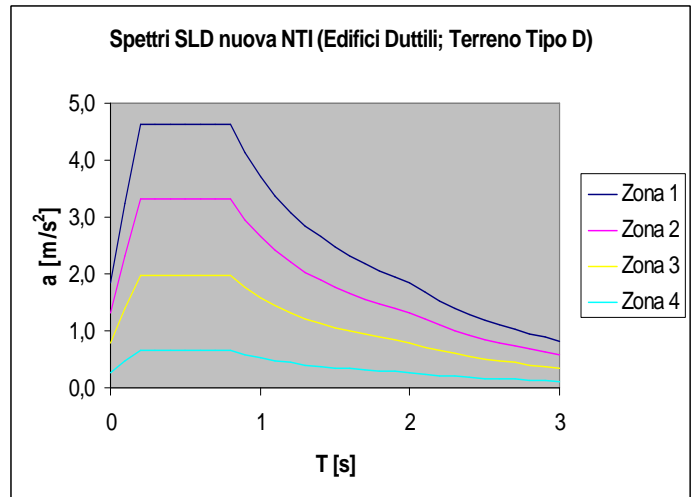
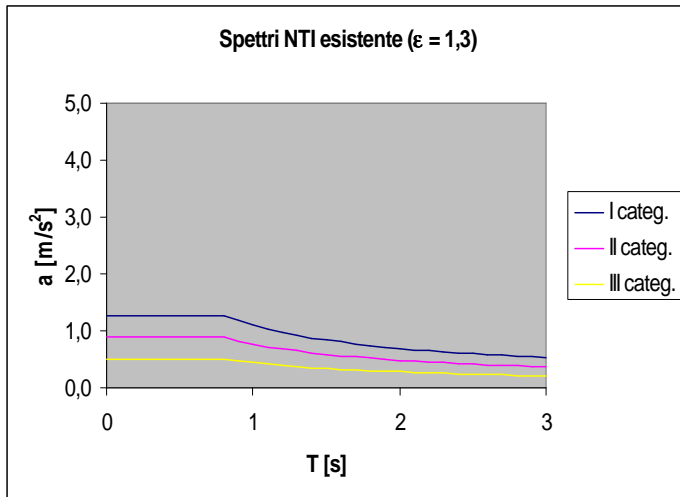
Non esiste invece uno spettro corrispettivo allo spettro di progetto per lo stato limite di danno, anche se le verifiche deformative dello stato limite di servizio nell'Eurocodice sono da effettuarsi moltiplicando gli spostamenti ottenuti con l'azione sismica di progetto (e quindi allo SLU) per un fattore di spostamento pari al fattore di struttura, e quindi dividendo tale prodotto per un coefficiente  $v$  pari a 2÷2,5; il procedimento è quindi analogo a quanto prescritto nella nuova norma sismica, essendo il fattore di struttura il parametro che lega lo spettro elastico con lo spettro allo stato limite ultimo, ed essendo 2,5 il rapporto tra lo spettro elastico e lo spettro allo stato limite di danno.

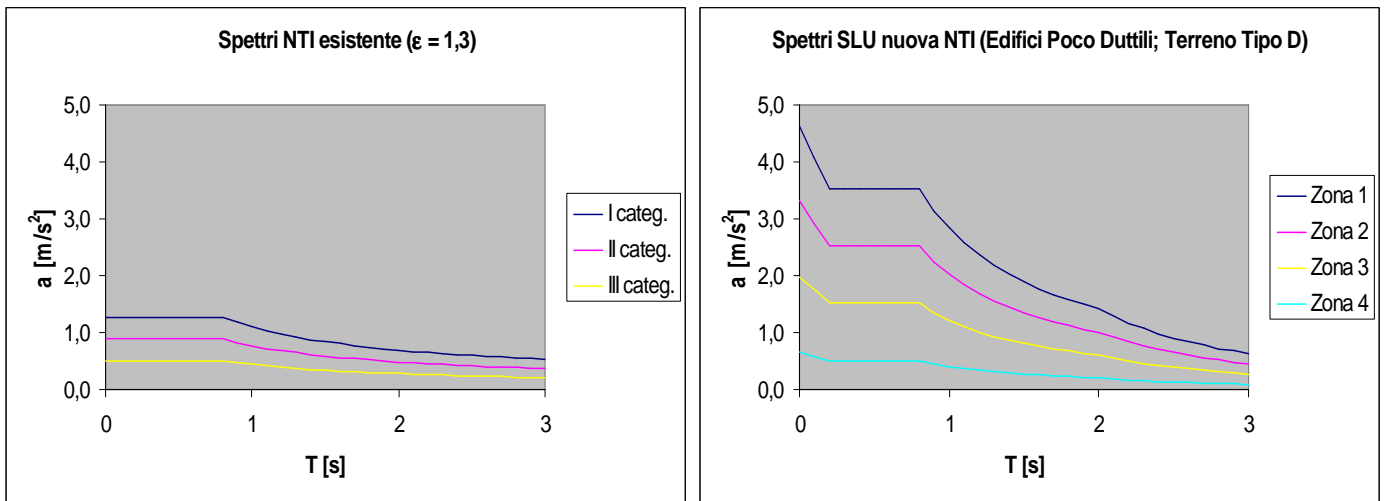
Volendo fare invece un confronto diretto tra gli spettri di progetto della nuova normativa con la precedente, si riportano di seguito alcuni dei possibili spettri utilizzabili; ciò a prescindere dalla definizione della classe di duttilità e della regolarità di una struttura, argomento che sarà trattato in maniera sufficientemente esauriente nel seguito.





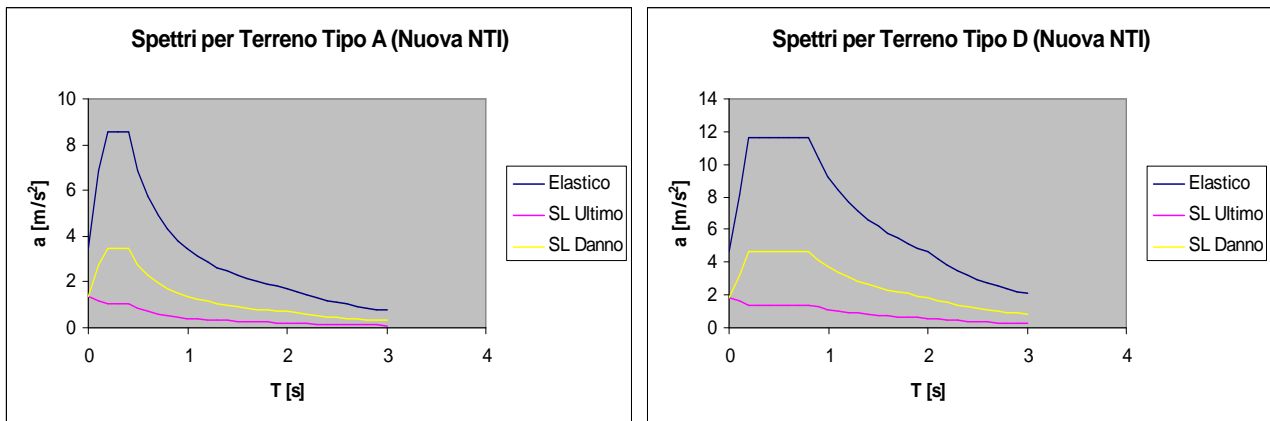






Ciò che si può subito notare, è come l'entità delle azioni dipenda fortemente sia dalle condizioni di sito (tipo di terreno) sia dalla risposta strutturale (duttilità e regolarità della struttura), con una dipendenza che è molto più accentuata di quanto non sia nelle Norme Tecniche attualmente vigenti in Italia.

Va notato come, diversamente a quanto si possa immaginare inizialmente, lo spettro allo stato limite di danno risulti generalmente superiore allo spettro allo stato limite ultimo, essendo tale spettro ottenuto da una semplice riduzione dello spettro elastico (ragion per cui esso risulta invariante rispetto alla regolarità ed alla classe di duttilità offerta dall'edificio, quantità che si traduce nel fattore di struttura per cui dividere lo spettro elastico per ottenere quello allo stato limite ultimo).



Ottenute le azioni sismiche in funzione dello spettro di progetto adottato, le verifiche andranno poi eseguite combinando i carichi secondo quanto previsto per il metodo degli stati limiti, così come previsto nello stesso Eurocodice 8.

La novità di tale procedimento rispetto a quello della normativa precedente, è quella di sostituire il coefficiente  $s$  (adottato per la determinazione dell'aliquota del carico accidentale che partecipa al computo della massa sismica) con un coefficiente  $\psi_{Ei}$  ottenuto come prodotto tra il coefficiente  $\psi_{0i}$  o  $\psi_{2i}$  della destinazione d'uso (comunemente usato per la combinazione dei carichi agli stati limite) e il coefficiente del carico ai piani  $\phi$ .

La nuova formulazione consente quindi di tenere in conto la probabilità che tutti i carichi siano o meno presenti sulla struttura in occasione del sisma, oltre che considerare la maggiore importanza che i carichi rivestono ai piani alti dell'edificio.

Complessivamente l'aliquota da considerare nelle due situazioni rimane comunque paragonabile, variando da un minimo di 0,33 a un massimo di 1,00 per la normativa esistente e da un minimo di 0,15 a un massimo di 1,00 per la nuova normativa.

### Criteri di progettazione

La nuova norma sismica, allo stesso modo dell'Eurocodice 8, assegna una certa importanza alla determinazione delle caratteristiche di risposta dell'edificio nei confronti del sisma, caratteristiche che andranno a modificare il fattore di struttura e quindi la duttilità con cui sarà possibile ribassare lo spettro di risposta.

I requisiti necessari alla regolarità della struttura espressi dalla nuova norma sismica sono sostanzialmente gli stessi già espressi nella Circolare del Ministero dei LL.PP. 10 aprile 1997 n.65 [09]; in particolare, un edificio è regolare in pianta se rispetta le seguenti condizioni:

- a) Struttura compatta e approssimativamente simmetrica in pianta;
- b) Rientri e sporgenze non superiori al 25% della dimensione dell'edificio in direzione del rientro o della sporgenza considerata;
- c) Solai infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali (esaminando quindi con attenzione eventuali forme a L, C, H, I ed X della struttura);
- d) Il rapporto tra le due dimensioni principali dell'edificio è inferiore a 4.

Non è comunque prevista alcuna restrizione circa la distanza massima tra il centro di rigidezza e il centro delle masse, condizione che, assieme alle altre già elencate, è invece imposta dall'Eurocodice 8:

- Ad ogni livello e nelle due direzioni di analisi, la distanza tra il centro di rigidezza ed il baricentro di piano non deve essere superiore a 0,3 volte il raggio torsionale (preso quest'ultimo maggiore o uguale al raggio giratore di inerzia).

Ad ogni modo sia la nuova norma sismica che la norma europea indicano per la modellazione strutturale un'eccentricità accidentale in aggiunta a quella effettiva pari al 5% della dimensione massima dell'edificio; tale prescrizione è del tutto simile all'eccentricità  $\lambda D$  presente nella normativa tecnica vigente, la quale per rapporti tra i lati dell'edificio superiori a 2,5 prevede un torcente minimo dovuto alla suddetta eccentricità, essendo:

$$2,5 < D/B < 3,5 \Rightarrow \lambda = 0,03 + 0,02 \cdot (D/B - 2,5)$$

$$D/B > 3,5 \Rightarrow \lambda = 0,05$$

E' evidente come la variabilità degli accidentali richieda l'esecuzione di più analisi, siano esse statiche o dinamiche, cambiando la posizione del centro di massa in relazione a tale variabilità; ne scaturisce la necessità di effettuare un gran numero di analisi (4 volte maggiore), per poi assumere, ai fini della progettazione e delle verifiche di sicurezza, i valori più cautelativi delle sollecitazioni.

Ciò comporta, evidentemente, un notevole aggravio della procedura di verifica ed in particolare per le analisi dinamiche la variazione del centro di massa comporta il rifacimento dell'analisi modale, che rappresenta la fase di gran lunga più laboriosa dell'analisi.

Inoltre per i modelli tridimensionali in cui le masse vengono distribuite tra i vari elementi (per cui la massa non risulta concentrata nel suo baricentro) l'operazione di spostamento del centro di massa non risulta agevole, dovendosi procedere ad una ridefinizione delle masse distribuite sul solaio.

Alcuni autori [17] auspicano, dunque, di trovare una soluzione alternativa che permetta di effettuare le verifiche di sicurezza con una sola analisi strutturale, così come avviene oggi nel caso di analisi dinamica, tenendo però conto di eventuali effetti torsionali aggiuntivi.

Per tale scopo ad esempio si potrebbero aumentare le sollecitazioni di progetto, e dunque le resistenze, degli elementi strutturali (o dei telai piani di cui essi fanno parte) in funzione della loro posizione; in particolare si può pensare di aumentare la resistenza degli elementi perimetrali, ottenendo un generale miglioramento del comportamento dell'edificio in campo non lineare, data la maggiore resistenza agli effetti torsionali

Riguardo alle condizioni da rispettare per la regolarità in elevazione, esse sono invece:

- e) I sistemi resistenti ai carichi laterali devono estendersi per l'intera altezza dell'edificio;
- f) Massa e rigidezza di piano rimangono circa costanti o si riducono gradualmente dal basso verso l'alto (variazioni massime del 20%);
- g) Il rapporto tra la resistenza effettiva di piano e quella richiesta dalle analisi non varia significativamente tra piani adiacenti (in considerazione anche del comportamento dato dai muri di tamponamento);
- h) Restringimenti della sezione dell'edificio avvengono in modo graduale (variazioni massime del 10% tra piani contigui e del 30% rispetto il piano alla base)

Dove l'unica differenza tra la nuova normativa e l'Eurocodice 8 si riscontra nell'ultima di tali condizioni, in cui nella norma italiana si fa espressamente riferimento al caso maggiormente restrittivo tra quelli elencati nello stesso Eurocodice 8.

Quanto all'altezza massima consentita per gli edifici di nuova costruzione inoltre, essa non deriva dai dettami della normativa europea, ma riprende sostanzialmente le stesse limitazioni già espresse nel Decreto del Ministero dei LL.PP. del 16 gennaio 1996.

Identificata la regolarità e l'altezza massima consentita all'edificio, i metodi di analisi possibili che la nuova normativa elenca sono quattro:

- 1) Analisi statica lineare (formalmente identica all'analisi statica della normativa del '96);
- 2) Analisi dinamica modale (formalmente identica all'analisi dinamica della normativa del '96);
- 3) Analisi statica non lineare (in cui si applica al sistema un sistema di forze orizzontali monotonamente crescenti fino alle condizioni ultime);
- 4) Analisi dinamica non lineare (in cui si risolve il problema integrando numericamente le equazioni differenziali del moto).

I metodi elencati trovano un raffronto con i metodi descritti nella norma europea, secondo quanto evidenziato nelle successive tabelle.

Nuova Norma Sismica	Eurocodice 8
Analisi statica lineare	Simplified modal response spectrum analysis
Analisi dinamica modale	Multi-modal response spectrum analysis
Analisi statica non lineare	Alternative methods: Power spectrum analysis
Analisi dinamica non lineare	Alternative methods: Time-history analysis
	Alternative methods: Frequency domain analysis

Senza entrare nel dettaglio dei singoli metodi, per cui si rimanda specificatamente alla norma stessa, di seguito si riporta un raffronto tra le diversità riscontrate tra i metodi descritti nella nuova norma sismica italiana e i corrispettivi metodi presenti nell'Eurocodice 8.

	Nuova Norma Sismica	Eurocodice 8
Tipo di analisi	analisi statica lineare	simplified modal response spectrum analysis
Valore limite del periodo fondamentale di vibrazione della struttura per	$T_1 \leq 2,5 \cdot T_c$	$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0 \text{ sec} \end{cases}$

l'applicabilità del metodo  
Valore limite dell'altezza  
dell'edificio per l'applicabilità  
della formula empirica il  
calcolo periodo fondamentale  
della struttura

$$H \leq 40m$$

$$H \leq 80m$$

Valore del coefficiente per la  
determinazione del periodo  
fondamentale della struttura

$$C_t = \begin{cases} 0,085 & \text{strutture acciaio} \\ 0,075 & \text{strutture cls} \\ 0,050 & \text{strutture diverse} \end{cases}$$

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_C}$$

essendo  $A_C$  l'area effettiva  
(in  $m^2$ ) dei muri alla  
prima elevazione

### Nuova Norma Sismica

### Eurocodice 8

Tipo di analisi

analisi dinamica modale

multi-modal response  
spectrum analysis

Modi di vibrare che devono  
essere considerati nell'analisi

tutti i modi con massa  
partecipante superiore al 5%  
oppure un numero di modi la  
cui massa partecipante totale  
superi l'85%

tutti i modi con massa  
partecipante superiore al 5%  
oppure un numero di modi la  
cui massa partecipante totale  
superi il 90%

Nessun raffronto è invece possibile circa il metodo di analisi statica non lineare (il quale non è presente nell'Eurocodice 8) e circa il metodo di analisi dinamica non lineare (che è trattato solo qualitativamente e rispecchia per intero la *time-history analysis* dell'Eurocodice 8).

Il riscontro con il metodo di analisi statica non lineare può invece trovarsi nelle linee guida americane [11], in cui le procedure di analisi esposte sono essenzialmente le stesse già indicate per la nuova norma sismica:

- *LSP* : *Linear Static Procedure* (Analisi statica lineare);
- *LDP* : *Linear Dynamic Procedure* (Analisi dinamica lineare);
- *NSP* : *Non linear Static Procedure* (Analisi statica non lineare);
- *NDP* : *Non linear Dynamic Procedure* (Analisi dinamica non lineare).

In particolare, indicazioni sul metodo di analisi non lineare possono trovarsi nell'ATC 40 e nelle FEMA 273 dove, seppur con formule diverse da quelle italiane, vengono descritti in maggior dettaglio i concetti di base e le procedure legate a questa metodologia di analisi basata in pratica su di un'analisi di tipo *pushover*, ossia letteralmente su di un'analisi per spinte successive.

Merito di particolare interesse è dato anche dalle diversità presenti tra la nuova normativa sismica e la precedente, le quali sono qui di seguito riassunte.

### Nuova Norma Sismica

### Norma Sismica Esistente

Tipo di analisi

analisi statica lineare

analisi lineare

Valore limite del periodo  
fondamentale di vibrazione  
della struttura per  
l'applicabilità del metodo

$$T_1 \leq 2,5 \cdot T_C$$

$$T_1 \leq 1,4 \text{ sec}$$

Valore del periodo  
fondamentale di vibrazione

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$$

$$T_1 = 0,1 \cdot H / \sqrt{B}$$

della struttura

Distribuzione del carico orizzontale totale a livello dei piani

in base al fattore moltiplicativo

$$(z_i W_i) / \sum_{j=1}^N (z_j W_j)$$

in base al coefficiente di distribuzione

$$\gamma_i = z_i \cdot \left( \sum_{j=1}^N W_j \right) / \left( \sum_{j=1}^N W_j z_j \right)$$

**Nuova Norma Sismica**

**Norma Sismica Esistente**

Tipo di analisi

analisi dinamica modale

analisi dinamica

Combinazione dei modi di vibrare al fine di calcolare sollecitazioni e spostamenti complessivi

$E = \sqrt{\sum E_i^2}$  se le risposte modali possono considerarsi indipendenti le une dalle altre;  
 $E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j}$  altrimenti

$$E = \sqrt{\sum E_i^2}$$

In riferimento alla combinazione dei modi di vibrare al fine di calcolare sollecitazioni e spostamenti complessivi, va detto come fortunatamente i programmi di calcolo più diffusi già incorporino regole atte a tenere conto della vicinanza dei periodi nella combinazione degli effetti, e si prestino dunque fin da subito all'utilizzo con la nuova norma sismica italiana.

Un altro interessante raffronto si ha paragonando la combinazione delle componenti dell'azione sismica proposta nei diversi casi:

**Nuova Norma Sismica**

**Eurocodice 8**

**Norma Sismica Esistente**

$$0,30 \cdot E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy} + E_{Edz}$$

$$E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy} + 0,30 \cdot E_{Edz}$$

$$0,30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} + 0,30 \cdot E_{Edz}$$

oppure se la componente verticale è trascurabile:

$$\sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2}$$

$$0,30 \cdot E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy} + E_{Edz}$$

$$E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy} + 0,30 \cdot E_{Edz}$$

$$0,30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} + 0,30 \cdot E_{Edz}$$

$$\sqrt{E_{EdH}^2 + E_{EdV}^2}$$

Componenti verticali da considerare nei seguenti casi:

- elementi orizzontali con luci maggiori di 20m;
- elementi principali precompressi;
- elementi a mensola;
- strutture spingenti;
- pilastri in falso;
- edifici con piani sospesi.

Componenti verticali da considerare nei seguenti casi:

- elementi orizzontali con luci maggiori o uguali di 20m;
- elementi orizzontali a mensola;
- elementi orizzontali precompressi;
- travi su cui gravano dei pilastri (pilastri in falso).

Componenti verticali da considerare nei seguenti casi:

- elementi orizzontali con luci maggiori di 20m;
- strutture spingenti;
- sbalzi.

Oltre a quanto già espresso per la modellazione, la nuova norma prevede in fase di progettazione di considerare gli elementi non strutturali il cui danneggiamento potrebbe provocare danni a persone. A tale scopo i suddetti elementi vanno verificati all'azione sismica, valutata secondo quanto espresso nell'Eurocodice 8 mediante la formula:

$$F_a = W_a S_a \gamma_I / q_a$$

Essendo  $\gamma$  il coefficiente di importanza della costruzione, sebbene (come previsto nell'Eurocodice) sarebbe più opportuno applicare un coefficiente di importanza non inferiore a 1,5 nel qual caso gli elementi siano importanti per la sicurezza delle persone (è il caso ad esempio dei sistemi di sicurezza e dei contenitori di sostanze tossiche o esplosive).

Tra gli elementi non strutturali, una particolare menzione va ovviamente al ruolo svolto dagli elementi di tamponamento, la cui irregolarità in pianta o in elevazione può dar luogo ad effetti indesiderati; le varie norme recepiscono il problema come di seguito riportato.

	<b>Nuova Norma Sismica</b>	<b>Eurocodice 8</b>	<b>Norma Sismica '96</b>
Effetti dell'irregolarità in pianta	Incremento dell'eccentricità accidentale di un fattore 2	Incremento dell'eccentricità accidentale di un fattore 2	---
Effetti dell'irregolarità in elevazione	Incremento delle azioni di calcolo di un fattore 1,4	Incremento delle azioni di calcolo di un fattore $\alpha = \left( 1 + \frac{\Delta V_{Rw}}{\sum V_{Sd}} \right) \leq q$	Incremento delle azioni di calcolo di un fattore 1,4

Nella nuova norma inoltre c'è una maggiore attenzione nella limitazione del danno negli elementi di tamponamento, ciò al fine di evitare collassi di tipo fragile ed espulsioni al di fuori del piano. Tale obiettivo, come suggerito da Eurocodice 8, si considera raggiunto adottando leggere reti ancorate alla muratura e al telaio ovvero degli elementi in calcestruzzo armato in attraversamento della muratura.

Altri esempi di elementi non strutturali di particolare riguardo possono trarsi dalle linee guida americana [11], in cui oltre alle tramezzature è richiesta la valutazione (almeno sommaria) di controsoffitti, corpi illuminanti, rivestimenti, parapetti, cornicioni, ornamenti in genere, camini, vie di fuga, mobilio, componenti meccanici e elettrici, tubazioni, sostanze pericolose e ascensori.

Da un punto di vista più generico, nessuna differenza si riscontra invece nel fattore di importanza  $\gamma$  proposto dalla nuova normativa e il fattore di importanza I presente in quella precedente; l'unica precisazione che potrebbe farsi in tale caso riguarda l'Eurocodice, il quale prevede un'ulteriore classe di importanza (la quarta) associata agli edifici di minore importanza per la sicurezza pubblica a cui può essere assegnato un fattore di importanza di 0,8 (e quindi inferiore all'unità).

Prima di entrare nel dettaglio degli edifici in cemento armato è infine utile osservare come la nuova norma presenti delle tolleranze maggiori sugli spostamenti relativi di interpiano rispetto a quelli presenti nella norma precedente, con i nuovi valori che si accostano orientativamente a quelli della normativa europea, pur rimanendo meno restrittivi rispetto anche a questi ultimi.

	<b>Nuova Norma Sismica</b>	<b>Eurocodice 8</b>	<b>Norma Sismica '96</b>
Struttura con tamponamenti che interferiscono con la deformabilità	$d < 0,005 h$ con d calcolato da SLD moltiplicato per il coefficiente di	$(d q / v) < 0,004 h$ con d calcolato da SLU e v fattore di conversione da S	$d < 0,002 h$ con d calcolato come $d_{verticale} + \lambda d_{sisma}$



	importanza	elastico a SLD (2÷2,5)	
	$d < 0,0075 h$	$(d q / v) < 0,006 h$	$d < 0,004 h$
Struttura con tamponamenti che non interferiscono con la deformabilità	con d calcolato da SLD moltiplicato per il coefficiente di importanza	con d calcolato da SLU e v fattore di conversione da S elastico a SLD (2÷2,5)	con d calcolato come $d_{\text{verticale}} + \lambda d_{\text{sisma}}$

Esaminando con attenzione il problema delle verifiche degli spostamenti, ci si può rendere conto che nel D.M. del 1996 sussistono delle sostanziali incongruenze nella valutazione di tali quantità.

Lo spettro di risposta e le corrispondenti forze d'inerzia da assumere nell'analisi degli edifici risultano infatti amplificati, rispetto a quanto prescritto per una generica struttura, dai coefficienti di fondazione  $\epsilon$  e di struttura  $\beta$ ; a questo riguardo, se per gli spostamenti sembra corretto considerare il coefficiente di fondazione, perché implica una specifica caratteristica dell'azione, appare invece incongruente considerare il coefficiente di struttura, essendo questo legato alle capacità di dissipazione e duttilità della struttura.

Guardando il comportamento di strutture cui si attribuiscono diversi valori di  $\beta$ , ma progettate con le stesse azioni sismiche, tali strutture soggette ad uno stesso terremoto dovrebbero avere gli stessi spostamenti, ma, a causa delle differenti caratteristiche di duttilità, avere livelli di danneggiamento strutturale diversi.

Considerare il coefficiente di struttura anche nel calcolo degli spostamenti comporta dunque delle penalizzazioni non giustificate nella verifica delle parti non strutturali.

È interessante anche confrontare i requisiti richiesti con quelli di altri regolamenti in campo internazionale, essendo la materia delicata e controversa (lo stesso limite di rottura dei pannelli è di difficile definizione); quello ne risulta è come le prescrizioni della normativa italiana, secondo il D.M. del 1996, siano in assoluto le più severe.

In relazione sempre ai criteri di progettazione, si vuole infine evidenziare come, dato il livello di conoscenze raggiunto, la nuova norma sismica abbia di fatto agevolato l'impiego di dispositivi di isolamento o di dissipazione dell'energia posti alla base degli edifici semplificandone l'iter burocratico in fase progettuale.

### Edifici con struttura in cemento armato

Una delle principali novità introdotte con la nuova norma sismica, è quella di calibrare il progetto della struttura sulla base del livello di capacità dissipativa che si intende raggiunto con l'applicazione di specifici accorgimenti atti a garantire la duttilità dei materiali e delle sezioni oltre che l'organizzazione strutturale secondo il criterio della gerarchia delle resistenze.

Le classi di capacità dissipativa previste sono:

- CD"A" (Classe di Duttilità Alta);
- CD"B" (Classe di Duttilità Bassa).

Le quali corrispondono rispettivamente alla DC"E" (*Ductility Class Enhanced*) e alla DC"L" (*Ductility Class Low*) dell'Eurocodice 8.

Il valore più immediato su cui si riflette l'adozione dell'una o dell'altra classe di duttilità è il fattore di struttura, il quale esprime la duttilità della struttura per cui è quindi possibile ribassare lo spettro di risposta per la determinazione dell'input sismico di progetto.

Tale fattore di struttura dipende infatti dalla tipologia strutturale adottata, dalle risorse di iperstaticità, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in elevazione dell'edificio, con una formulazione del tutto analoga a quella utilizzata nell'Eurocodice 8.

Una nota di perplessità potrebbe forse muoversi circa l'adozione del fattore di struttura indipendentemente dalle caratteristiche di regolarità in pianta dell'edificio, alle quali (così come nell'Eurocodice 8) non è subordinata né la determinazione della classe di duttilità da assegnare alla struttura né la diretta determinazione del fattore di struttura stesso; seppure nel calcolo vengano prese in considerazione le eccentricità causate da tali irregolarità quindi, nulla risulta in merito alla possibilità o meno di un diverso comportamento post elastico della struttura in funzione di tale caratteristica.

Senza voler entrare nel dettaglio, si può osservare come i valori del coefficiente di struttura possano variare tra un minimo di 1,85 e un massimo di 6,75 nella nuova norma sismica e tra un minimo di 1,5 e un massimo di 4,0 nell'Eurocodice 8, con valori quindi che nella norma italiana possono essere anche notevolmente maggiori che nella norma europea.

A tal proposito va precisato che, inversamente al nuovo coefficiente di struttura  $q$ , il coefficiente di struttura  $\beta$  del Decreto Ministeriale del 1996 esprime il fattore per cui va rialzato lo spettro di progetto iniziale a causa della mancanza di duttilità della struttura.

Considerando quindi che, come detto in precedenza, lo spettro di progetto è circa un decimo dello spettro di risposta, se ne deduce che nell'attuale norma tecnica italiana  $q$  vale di norma circa  $4,0 \div 4,5$  (per  $\beta = 1$ ) e circa  $3,4 \div 3,8$  nel caso in cui nella struttura vi siano elementi irrigiditi su cui si distribuisca la prevalenza delle azioni orizzontali (caso di  $\beta = 1,2$ ).

Riepilogando, nell'ambito delle normali costruzioni in calcestruzzo armato:

	Nuova Norma Sismica	Eurocodice 8	Norma Sismica '96
$q$ max	1,85	1,5	3,75
$q$ min	6,75	4,0	4,5

Per i carichi verticali inoltre, il coefficiente di struttura indicato è di 1,5 per la nuova norma sismica e di 1,0 per l'Eurocodice 8 che risulta quindi maggiormente cautelativo.

Oltre alla variazione del coefficiente di struttura, altre immediate osservazioni che possono farsi circa l'influenza della Classe di Duttilità adottata riguardano le modalità dell'approccio progettuale richiesto.

Mentre infatti per strutture con CD "B" si ha ancora una progettazione di tipo "tradizionale", strutture con CD "A" affrontano in maniera più razionale il "capacity design" dell'edificio.

Adottare una Classe di Duttilità Alta implica infatti:

- per i materiali:
  - adottare acciaio classe C (450 o 500) secondo EN 10080 (come in EC8);
- per le travi:
  - evitare di realizzare travi a spessore (non presente in EC8, sebbene si limiti la larghezza delle travi a  $b_{trave,max} = \min\{b_{pilastro} + h_{trave}; 2b_{pilastro}\}$ );
  - calcolare gli sforzi di taglio sommando al carico gravitazionale lo sforzo indotto dall'applicazione dei momenti resistenti alle sezioni di estremità amplificato per 1,2 (come in EC8);
  - resistenza al taglio offerta dal solo contributo delle armature (previsto nell'EC8 per le sole zone critiche di estremità);
  - utilizzo esclusivo di armatura a taglio a 45° qualora il taglio risulti maggiore di un determinato valore limite (l'EC8 prevede un valore limite prossimo a quello della norma italiana, seppure preveda un ulteriore valore limite (circa la metà del primo) per cui è richiesto che solo la metà dello sforzo sia assorbito dall'armatura a 45°).

- per i pilastri:

- amplificare i momenti flettenti per un fattore pari ad  $\alpha = 1,2 \frac{\sum M_{Resistenti, travi}}{\sum M_{Sollecitanti, pilastri}}$  ad

eccezione dei momenti flettenti in sommità dei pilastri dell'ultimo piano (come in EC8);

- calcolare gli sforzi di taglio come lo sforzo indotto dall'applicazione dei momenti resistenti alle sezioni di estremità amplificato per 1,2 (come in EC8);

- per le pareti:

- linearizzare e traslare verticalmente il diagramma dei momenti di una quantità pari a  $h_{cr} = \max\{h_{sezione, parete}; 1/6 H_{edificio}; h_{piano}\}$  (come in EC8);

- amplificare lo sforzo di taglio per un valore pari al rapporto tra il momento resistente della parete e il momento sollecitante amplificato per 1,2 (come in EC8).

Non è prevista invece alcuna differenziazione tra CD"A" e CD"B" per quanto concerne i nodi trave-pilastro, i quali essendo degli elementi particolarmente importanti richiedono comunque, nel qual caso non siano confinati, il rispetto di un'armatura minima orizzontale data dalla relazione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot \bar{b}} \geq 0,15 \frac{Rck}{f_y}$$

L'Eurocodice 8 (il quale prevede inoltre un quantitativo minimo di armatura verticale) per l'armatura orizzontale riporta una formula simile a quella appena riportata, seppure a titolo cautelativo ne richiama il rispetto anche per nodi interamente confinati:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_y d}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}} - 1,2 \cdot \sqrt{\tau_{Rd} (12\tau_{Rd} + N_{Sd} / A_c)}$$

Si evince da quanto appena riportato che adottare una Classe di Duttività Alta quindi, comporta adottare materiali di base particolarmente duttili, evitare rotture di tipo fragile per taglio, evitare la plasticizzazione dei pilastri e rispettare in genere quegli accorgimenti utili nella ricerca della duttilità.

Il criterio con cui è possibile "forzare" la risposta di una struttura intelaiata in modo che questa sviluppi un meccanismo duttile è semplice e di giustificazione immediata: gli elementi ed i meccanismi cui non è richiesta (perché non opportuno o perché non se sarebbero capaci) una funzione di dissipazione di energia, e devono quindi rimanere in campo elastico, vengono dimensionati per sollecitazioni superiori a quelle derivanti dal calcolo, le quali si adoperano invece per dimensionare gli elementi dissipativi.

Così facendo, le forze massime che gli elementi dissipativi possono trasmettere a quelli destinati a rimanere elastici sono inferiori alla soglia di resistenza di questi ultimi, e l'obiettivo è raggiunto.

Nell'ottica di quanto descritto, le prescrizioni riportate precedentemente possono facilmente spiegarsi da considerazioni di carattere tecnico.

Il fattore  $\gamma$  che moltiplica l'effetto dei momenti resistenti nell'equazione per il calcolo degli sforzi di taglio è un coefficiente di sicurezza necessario per tener conto di diversi effetti.

Il primo è dato dal fatto che i momenti resistenti sono calcolati, come di norma, applicando un coefficiente di sicurezza alla resistenza caratteristica dell'acciaio a snervamento; in questo caso, l'evento sfavorevole è che l'acciaio si trovi con la resistenza ad un suo valore frattile superiore, non inferiore, con conseguenti momenti resistenti maggiori e quindi sforzi di taglio maggiori.

Il secondo effetto sta nella possibilità che la resistenza dell'acciaio abbia un valore superiore al valore nominale, il quale come è noto ha praticamente il significato di valore minimo garantito.

I due effetti citati sono tra loro ben distinti: il primo dipende dalla dispersione della resistenza attorno al valor medio, il secondo è legato invece alla variabilità dei valori medi.

Infine, vi è da tener conto che tutti gli acciai presentano un grado maggiore o minore di incrudimento, dopo lo snervamento, e poiché si fa affidamento su valori relativamente elevati delle rotazioni plastiche delle sezioni terminali, l'acciaio presente in esse si trova senza dubbio in campo incrudente, e quindi la tensione da esso sviluppata è superiore a quella di snervamento.

Nel progetto dei pilastri invece, la maggiorazione del momento flettente dovrebbe essere tale da eguagliare il rapporto tra la sommatoria dei momenti resistenti delle travi convergenti in un nodo e la sommatoria dei momenti sollecitanti sulle medesime sezioni.

L'impiego di una tale maggiorazione contiene l'ipotesi che l'intensità dell'evento sismico di progetto sia sempre tale da esaurire la capacità resistente delle travi al momento resistente positivo e negativo.

Con una sovraresistenza (rispetto alle travi) di tale entità, le analisi dinamiche non lineari di verifica indicano che i livelli di plasticizzazione nei pilastri sono di fatto molto contenuti (duttilità richiesta inferiore a circa 2) ma che comunque la protezione nei confronti dello snervamento non è assoluta.

La ragione di questa apparente anomalia sta nel fatto che la procedura assicura un'offerta di resistenza da parte dei pilastri superiore alle sollecitazioni che le travi possono trasmettere, ma nell'ipotesi che il rapporto tra momento superiore e inferiore dei pilastri nel nodo si mantenga uguale a quello derivante dalla analisi elastica di progetto.

In realtà, al primo svilupparsi delle plasticizzazioni sulle travi la distribuzione dei momenti ai nodi viene alterata, e quindi il fattore di sovraresistenza per uno dei due può risultare insufficiente e per l'altro esuberante.

Di questa possibile diversa distribuzione dei momenti ai nodi dovuta agli "effetti dei modi superiori in fase postelastica" tiene conto la norma sismica Neozelandese, introducendo ulteriori fattori detti di "amplificazione dinamica" calibrati mediante simulazioni numeriche su telai di dimensioni caratteristiche e aventi dei valori compresi tra 1,3 ed 1,9.

Detto ciò si comprende la necessità, nella nuova norma sismica, di maggiorare i momenti flettenti

delle travi per il coefficiente  $\alpha = 1,2 \frac{\sum M_{Resistenti, travi}}{\sum M_{Sollecitanti, pilastri}}$ , seppure non sia ben chiaro perché al

denominatore sia presente il momento sollecitante dei pilastri piuttosto che quello delle travi, formulazione che tra l'altro è avallata e discende dall' Eurocodice 8, in cui è possibile trovare la medesima notazione.

## Particolari Costruttivi

In un progetto basato sulle capacità di adattamento plastico degli elementi e della struttura, l'impostazione da assumersi nella fase di progettazione deve necessariamente essere basata sul conseguimento di un "comportamento duttile" e pertanto, come già accennato in precedenza, particolare rilievo assumono le quantità di armatura longitudinale e trasversale, le dimensioni geometriche degli elementi strutturali nonché i dettagli costruttivi.

E' quindi utile osservare le prescrizioni inerenti i particolari costruttivi dei singoli elementi, con una particolare attenzione anche al confronto con l'Allegato 1 della Circolare Ministeriale del 1997 [09].

L'immediata conclusione che può trarsi dalle tabelle riportate è come la nuova norma sismica ricalchi sostanzialmente le prescrizioni già riportate nella Circolare del Ministero dei LL. PP. del 1997, la quale già recepiva, seppur con alcune differenziazioni, quanto già riportato nell'Eurocodice 8.

### Particolari costruttivi delle travi:

Limiti Geometrici	$b_t \geq 20cm$ $b_t \leq b_p + h_p$ $b_t / h_t \geq 0,25$	$b_t \geq 20cm$ $b_t \leq b_p + h_p$ $b_t / h_t \geq 0,25$	$b_t \geq 20cm$ $b_t \leq \min\{b_p + h_t; 2b_p\}$ $b_t / h_t \geq 0,25$
Armature Longitudinali	<p>Il rapporto d'armatura al bordo superiore e al bordo inferiore deve essere tale che:</p> $\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \frac{7}{f_{yk}}$ <p>75% <math>A_s^{sup}</math> contenuta entro l'anima della trave</p> <p>100% <math>A_s^{sup}</math> contenuta entro la larghezza del pilastro sommata di 2 volte lo spessore della soletta se è presente una trave ortogonale</p> <p>Almeno 2+2<math>\phi</math>12</p> <p><math>A_s^- \geq 1/2 A_s^+</math> per un tratto pari a 2 volte h utile sezione</p> <p>Almeno 1/4 <math>A_s^{sup}</math> continua per l'intera trave</p>	<p>Il rapporto d'armatura al bordo superiore e al bordo inferiore deve essere tale che:</p> $\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \frac{7}{f_{yk}}$ <p>-----</p> <p>-----</p> <p>Almeno 2+2<math>\phi</math>12</p> <p><math>A_s^- \geq 1/2 A_s^+</math> per un tratto pari a 2 volte h utile sezione</p> <p>Almeno 1/4 <math>A_s^{sup}</math> continua per l'intera trave</p>	<p>Il rapporto d'armatura al bordo superiore e al bordo inferiore deve essere tale che:</p> $0,5 \left( \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \right) \leq \rho \leq 0,65 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{\rho'}{\rho} + 0,0015$ <p>che per cls classe 25, FeB 44 K e <math>A_s^{sup} = A_s^{inf}</math> vale circa:</p> $\frac{1,15}{f_{yk}} \leq \rho \leq \frac{10,34}{f_{yk}}$ <p><math>A_s^{sup}</math> contenuta principalmente entro l'anima della trave [50%]</p> <p>100% <math>A_s^{sup}</math> contenuta entro la larghezza del pilastro sommata di 4 volte lo spessore della soletta se è presente una trave ortogonale</p> <p>Almeno 2+2<math>\phi</math>14</p> <p><math>A_s^- \geq 1/2 A_s^+</math> per un tratto pari a 1,5 volte h sezione</p> <p>Almeno 1/4 <math>A_s^{sup}</math> continua per l'intera trave</p>
Armature Trasversali	<p>Zona di raffittimento pari a 2 volte l'altezza utile della sezione (1 volta l'altezza utile se CD''B'')</p> <p>Prima staffa a non più di 5 cm da filo pilastro</p> <p>Passo massimo nelle zone di raffittimento per CD''A'' pari a <math>\min\{1/4h_{utile}; 15cm; 6\phi_{bl}\}</math> o altrimenti per CD''B'' pari a <math>\min\{1/4h_{utile}; 15cm\}</math></p> <p>Diametro minimo delle staffe pari a 6mm</p> <p>Ancoraggio con ganci di 135° alle estremità prolungati di 10<math>\phi</math></p>	<p>Zona di raffittimento pari a 2 volte l'altezza utile della sezione</p> <p>Prima staffa a non più di 5 cm da filo pilastro</p> <p>Passo massimo nelle zone di raffittimento pari a <math>\min\{1/4h_{utile}; 15cm; 6\phi_{bl}\}</math></p> <p>Diametro minimo delle staffe pari a 6mm</p> <p>Ancoraggio con ganci di 135° alle estremità prolungati di 10<math>\phi</math></p>	<p>Zona di raffittimento pari a 2 volte l'altezza utile della sezione (1 volta l'altezza utile se DC''L'')</p> <p>Prima staffa a non più di 5 cm da filo pilastro</p> <p>Passo massimo nelle zone di raffittimento pari a <math>\min\{1/4h_{utile}; 20cm; 7\phi_{bl}; 24\phi_{st}\}</math></p> <p>Diametro minimo delle staffe pari a 6mm</p> <p>Ancoraggio con ganci di 135° alle estremità prolungati di 10<math>\phi</math></p>

Volendo entrare nel dettaglio delle motivazioni che implicano tali prescrizioni, un valido ausilio nell'analisi critica è dato dal già citato "Commentario al D.M. 16.01.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.04.1997 del Ministero LL.PP." [16], nel quale è possibile trovare il commento di ciascun punto presente nell'Allegato 1 della Circolare Ministeriale.

Quello che si può anzitutto osservare è come i limiti geometrici sulla larghezza della trave trovino spiegazione nella necessità di assicurare il trasferimento dei momenti flettenti tra travi e pilastri.

Per strutture site in zona sismica, dunque, sorge la necessità di riportare le armature longitudinali della trave all'interno dei pilastri adiacenti ed è chiaro che le dimensioni della trave debbano essere pertanto ragionevolmente non troppo più grandi delle corrispondenti dimensioni dei pilastri cui la trave si connette [18].

Quanto al rapporto tra larghezza e altezza della trave, la limitazione è invece formulata con lo scopo di condurre ad un dimensionamento geometrico tale da ottenere elementi piuttosto "compatti" per evitare pericolosi fenomeni di instabilità trasversale in campo non lineare.

Il rispetto del limite superiore del rapporto di armatura assicura invece l'ottenimento di un accettabile duttilità in curvatura della sezione.

E' ben noto come il comportamento di una sezione in cemento armato inflessa è duttile quando la rottura è governata dall'acciaio teso snervato; al crescere del quantitativo di armatura in trazione infatti si ottengono valori crescenti della resistenza ma decrescenti della curvatura ultima disponibile (con chiara riduzione della duttilità).

Mentre inoltre la presenza di almeno 2 barre all'estremità di ogni trave è una prescrizione dettata principalmente da scopi pratici, un carattere completamente diverso è assunto dalla necessità di disporre alle estremità della trave un quantitativo di armatura compressa pari almeno a 1/2 di quella tesa, e di prolungare almeno 1/4 dell'armatura superiore per l'intera lunghezza della trave.

Le prescrizioni suddette assicurano un'accettabile resistenza flessionale in caso di inversione del momento flettente (anche se tale inversione non risulta dall'analisi strutturale) ed un sufficiente quantitativo di armatura al lembo superiore così da offrire un certo margine di sicurezza anche nei riguardi di distribuzioni dei momenti flettenti non previsti in sede di valutazione delle sollecitazioni di calcolo.

Inoltre, l'introduzione di un minimo di armatura in zona compressa consente di incrementare la duttilità poichè l'incremento di armatura in compressione comporta una riduzione della profondità dell'asse neutro a rottura con conseguente aumento della duttilità in curvatura della sezione.

Infine, riguardo all'armatura trasversale, si ricorda che essa nelle travi svolge due fondamentali funzioni:

- assolve il compito di conferire adeguata resistenza a taglio cosicché possa essere sviluppata a pieno la resistenza flessionale dell'elemento (rottura per flessione e non per taglio);
- fornisce un importante contributo al fine di assicurare una buona capacità di rotazione plastica attraverso il confinamento del calcestruzzo compresso ed il supporto laterale offerto alle barre metalliche compresse.

Come prescritto inoltre le staffe vanno prolungate ed ancorate all'interno della sezione in cemento armato e non nella zona di copriferro (pertanto piegature a 90°, come talvolta erroneamente avviene, non risultano accettabili); ciò per evitare un inadeguato ancoraggio in caso di espulsione del copriferro a causa delle sollecitazioni cicliche.

#### Particolari costruttivi dei pilastri:

	<b>Nuova Norma Sismica</b>	<b>C.M. '97</b>	<b>EC8 DC'E'</b>
Limiti Geometrici	$lato \geq 30cm$ $a/b \geq 0,3$	$lato \geq 30cm$ $a/b \geq 0,3$	$lato \geq 25cm$ -----

Armature Longitudinali	Il rapporto d'armatura deve essere tale che: $1\% < \frac{A}{A_c} < 4\%$	Il rapporto d'armatura deve essere tale che: $1\% < \frac{A}{A_c} < 4\%$	Il rapporto d'armatura deve essere tale che: $1\% < \frac{A}{A_c} < 4\%$
	Interasse massimo tra le barre pari a 25cm	Interasse massimo tra le barre pari a 25cm	Almeno 1 barra intermedia tra le barre d'angolo Interasse massimo tra le barre longitudinali contenute da staffe nella zona critica pari a 20cm per la DC"E" ed a 25cm per la DC"L"
Armature Trasversali	Zona di raffittimento pari a $\max\{lato_{mag}; 1/6h; 45cm\}$	Zona di raffittimento pari a $\max\{lato_{mag}; 1/6h; 45cm\}$	Zona di raffittimento pari a $\max\{1,5lato_{mag}; 1/6h; 45cm\}$ per DC"E", altrimenti pari a $\max\{lato_{mag}; 1/6h; 45cm\}$
	Prima staffa a non più di 5 cm da filo pilastro	Prima staffa a non più di 5 cm da filo pilastro	Prima staffa a non più di 5 cm da filo pilastro
	Tutte le barre d'angolo e almeno 1/2 delle barre sui lati devono essere confinate da staffe	Tutte le barre d'angolo e almeno 1/2 delle barre sui lati devono essere confinate da staffe	Interasse massimo tra le barre longitudinali contenute da staffe nella zona critica pari a 20cm per la DC"E" ed a 25cm per la DC"L"
	Distanza massima tra una barra non contenuta e una barra contenuta da staffe pari a 15cm	Distanza massima tra una barra non contenuta e una barra contenuta da staffe pari a 15cm	
	Passo massimo nelle zone di raffittimento pari per CD"A" a $\min\{1/4lato_{min}; 15cm; 6\phi_{bl}\}$ o altrimenti per CD"B" pari a $\min\{1/4lato_{min}; 15cm\}$	Passo massimo nelle zone di raffittimento pari a $\min\{1/4lato_{min}; 15cm; 6\phi_{bl}\}$	Passo massimo nelle zone di raffittimento pari per DC"E" a $\min\{1/3lato_{cuore,min}; 15cm; 7\phi_{bl}\}$ o altrimenti per DC"L" pari a $\min\{1/2lato_{cuore,min}; 20cm; 9\phi_{bl}\}$
	Diametro minimo delle staffe pari a 8mm	Diametro minimo delle staffe pari a 8mm	Diametro minimo delle staffe pari a 6mm
	Ancoraggio con ganci di 135° alle estremità prolungati di 10 $\phi$	Ancoraggio con ganci di 135° alle estremità prolungati di 10 $\phi$	Ancoraggio con ganci di 135° alle estremità prolungati di 10 $\phi$

Nelle prescrizioni in esame, le limitazioni geometriche imposte sono dettate principalmente dalla necessità di impedire eventuali fenomeni di instabilità laterale di tali elementi, mentre la percentuale totale delle armature longitudinali da disporre nei pilastri non deve risultare inferiore all'1% al fine di offrire una minima resistenza a trazione nel caso di imprevisi sforzi assiali di trazione né superiore al 4% al fine di migliorare la capacità di rotazione plastica delle regioni critiche.

Volendo effettuare un confronto con l'armatura limite prescritta per le travi, poiché le percentuali nei pilastri sono riferite all'armatura longitudinale complessiva, è possibile ritenere che la percentuale di armatura da disporre su ciascun lato del pilastro sia compresa approssimativamente tra lo 0,25% e l'1%; le percentuali sono quindi prossime a quelle riportate per le travi.

Sempre nell'ambito delle armature longitudinali, l'interasse minimo tra le barre è finalizzato ad ottenere una distribuzione uniforme e non troppo rada di tali armature lungo il perimetro della sezione trasversale del pilastro in modo da contribuire efficacemente all'azione di confinamento del calcestruzzo.

Infine, come nelle travi, anche per i pilastri è necessaria l'introduzione di un'adeguata armatura trasversale, sia per offrire una necessaria resistenza a taglio all'elemento strutturale che per conseguire un sufficiente confinamento del calcestruzzo compresso ed impedire inoltre lo svergolamento delle barre di armatura.

Pertanto, lungo l'intero sviluppo del pilastro andrà disposto un quantitativo minimo di armatura trasversale, mentre particolari accorgimenti vanno presi in corrispondenza delle "regioni critiche" dei pilastri, ovvero di quelle zone dove sono attese le maggiori richieste di duttilità.

La disposizione delle staffe chiuse deve essere tale che il pilastro risenta del beneficio apportato dal contenimento triassiale prodotto dalle staffe e dalle legature trasversali; l'effetto di contenimento è infatti efficace solo nelle zone in cui le staffe posseggono una curvatura oppure dove apposite legature trasversali agiscono ancorate sulle barre longitudinali; per tal motivo tali "punti di confinamento" devono essere sufficientemente vicini tra loro.

All'aumentare della percentuale volumetrica di staffe si ha dunque un incremento sensibile della duttilità in curvatura, mentre poco sensibile è invece l'incremento di resistenza.

Si può osservare inoltre come nel caso di confinamento assente, la rottura si manifesti in maniera tanto più fragile quanto maggiore è lo sforzo normale applicato, tanto che l'effetto sfavorevole dello sforzo normale di compressione sulla duttilità delle sezioni e degli elementi è riconosciuto nella normativa neo-zelandese, dove si riportano i minimi regolamentari per l'armatura trasversale dei pilastri in funzione del livello dello sforzo assiale.

Particolari costruttivi dei nodi trave-pilastro:

	<b>Nuova Norma Sismica</b>	<b>C.M. '97</b>	<b>EC8 DC'E'</b>
Limiti Geometrici	Se eccentricità asse trave – asse pilastro maggiore di 1/4 la larghezza del pilastro predisporre apposita armatura	Se eccentricità asse trave – asse pilastro maggiore di 1/4 la larghezza del pilastro predisporre apposita armatura	Eccentricità asse trave – asse pilastro minore di 1/4 la larghezza del pilastro
Armature	Ancoraggio oltre la faccia opposta a quella di intersezione o con risvolto in corrispondenza di tale faccia	Ancoraggio oltre la faccia opposta a quella di intersezione o con risvolto in corrispondenza di tale faccia	Caratteristiche menzionate nel paragrafo 5.6.2 dell'Eurocodice 8 parte 1 (non riportate poiché sostanzialmente diverse da quelle della norma italiana)
	Ancoraggio per una tensione di $1,25 f_{yk}$ a partire da $6\phi$ all'interno del nodo	Ancoraggio per una tensione di $1,25 f_{yk}$ a partire da $6\phi$ all'interno del nodo	Caratteristiche menzionate nel paragrafo 5.6.2 dell'Eurocodice 8 parte 1 (non riportate poiché sostanzialmente diverse da quelle della norma italiana)
	Quantità di staffe almeno pari alla maggiore tra quella del pilastro superiore e quella del pilastro inferiore in caso di nodo non interamente confinato	Quantità di staffe almeno pari alla maggiore tra quella del pilastro superiore e quella del pilastro inferiore in caso di nodo non interamente confinato	Caratteristiche menzionate nel paragrafo 5.6.2 dell'Eurocodice 8 parte 1 (non riportate poiché sostanzialmente diverse da quelle della norma italiana)



Prima di discutere circa le prescrizioni appena riportate, è doveroso premettere che i nodi trave-pilastro rappresentano zone particolarmente delicate delle strutture intelaiate in cemento armato potendo, se non correttamente progettati, divenire zone “critiche” della struttura in occasione di terremoti violenti.

Difatti, al fine di scongiurare una pericolosa e fragile rottura per taglio, è necessario definire adeguatamente il progetto del nodo nei confronti di tali sforzi di taglio che si generano a causa della particolare distribuzione dei momenti che si verifica per effetto del sisma; inoltre, sempre a causa della particolare distribuzione dei momenti flettenti, possono presentarsi delle situazioni per cui si sviluppano forti tensioni di aderenza tra le barre ed il calcestruzzo circostante che possono dar luogo alla perdita del legame di interazione con ovvie conseguenze sulla resistenza.

Per quanto detto è possibile affermare che il comportamento dei nodi di collegamento trave-pilastro, in occasione di azioni sismiche, è controllato essenzialmente da meccanismi di taglio e di aderenza ai quali non si associano comportamenti ciclici particolarmente dissipativi; è proprio alla risoluzione di tali problemi che mirano quindi le prescrizioni minime di armatura.

Nel caso in cui convergano nel nodo travi da ciascun lato del pilastro, l’armatura trasversale può comunque essere omessa in quanto si ritiene che l’azione di confinamento del nucleo di calcestruzzo possa essere svolta, in sostituzione delle staffe, dalle armature longitudinali delle travi stesse.

La limitazione dell’eccentricità trave-pilastro è invece necessaria al fine di facilitare lo scambio dei momenti flettenti tra trave e pilastro in regime ciclico.

Particolari costruttivi delle pareti:

	<b>Nuova Norma Sismica</b>	<b>C.M. ‘97</b>	<b>EC8 DC”E”</b>
Limiti Geometrici	$b \geq 15cm$	$b \geq 15cm$	$b \geq \{15cm; h/20\}$
	$b \geq 20cm$ in presenza di armature a X nelle travi di collegamento	$b \geq 20cm$ in presenza di armature a X nelle travi di collegamento	$b_{confinata} \geq \{20cm; h/10\}$ se la lunghezza critica è maggiore di un valore limite, altrimenti $b_{confinata} \geq \{20cm; h/15\}$
	$a/b < 0,3$	$a/b < 0,3$	-----
Armature	Numero di legature maggiore o uguale a 9 al m <sup>2</sup>	Numero di legature maggiore o uguale a 6 al m <sup>2</sup>	Numero di legature adeguato
	Interasse massimo tra le barre pari a 30cm $\phi_{barre} \leq b/10$	Interasse massimo tra le barre pari a 30cm $\phi_{barre} \leq b/10$	Interasse massimo tra le barre pari a $s \leq \{25\phi; 25cm\}$ -----
	Il rapporto d’armatura deve essere tale che: $0,25\% < \rho < 4\%$ se $h/l \leq 4$ $1\% < \rho < 4\%$ se $h/l > 4$	Il rapporto d’armatura deve essere tale che: $0,25\% < \rho < 4\%$ se $h/l \leq 4$ $1\% < \rho < 4\%$ se $h/l > 4$	Sull’anima della parete il rapporto d’armatura deve essere tale che: $\rho \geq \frac{1,3 f_{ctk,005} - N_{Sd} / A_w}{f_{yd} \cdot (1 + 1,5 \sqrt{f_{cd} / f_{yd}})}$ e $\rho \geq 0,25\%$ Nella regione critica il rapporto di armatura deve invece essere:

			$\rho \geq 0,2\%$
	Zona di raffittimento pari a $l$ (lunghezza pannello) in altezza e pari a $0,20 l$ dai bordi	Zona di raffittimento pari a $l$ (lunghezza pannello) in altezza e pari a $0,20 l$ dai bordi	Zona di raffittimento in altezza pari a $\max\{l; H/6\}$ e comunque minore o uguale a $h$ fino a 6 piani o minore o uguale a $2h$ per più di 6 piani Zona di raffittimento dai bordi $l_{cr} \geq \{0,15l, 1,5b\}$
	Diametro minimo delle barre nelle zone di raffittimento pari a 8 mm Passo massimo delle barre nelle zone di raffittimento pari a $s \leq \{10\phi; 25cm\}$	Diametro minimo delle barre nelle zone di raffittimento pari a 8 mm Passo massimo delle barre nelle zone di raffittimento pari a $s \leq \{10\phi; 25cm\}$	Diametro minimo delle barre pari a 8 mm Passo massimo delle barre pari a $s \leq \{25\phi; 25cm\}$
Travi di Collegamento	In caso di presenza di armatura a X applicazione di armatura a spirale o staffe con passo massimo di 10cm In caso di presenza di armatura a X applicazione di una rete $10 \times 10 \phi 10$ più $2+2 \phi 16$ In caso di presenza di armatura a X ancoraggi superiori del 50% rispetto gli ancoraggi in situazione non sismica	In caso di presenza di armatura a X applicazione di armatura a spirale o staffe con passo massimo di 10cm In caso di presenza di armatura a X applicazione di una rete $10 \times 10 \phi 10$ più $2+2 \phi 16$ In caso di presenza di armatura a X ancoraggi superiori del 50% rispetto gli ancoraggi in situazione non sismica	In caso di presenza di armatura a X applicazione di armatura a spirale o staffe con passo massimo di 10cm ----- In caso di presenza di armatura a X ancoraggi superiori del 50% rispetto gli ancoraggi in situazione non sismica

Per i limiti suddetti vanno in parte ricordate le osservazioni già riportate in precedenza per i particolari costruttivi degli altri elementi (travi e pilastri).

Per ciò che concerne il minimo armatura regolamentare va ricordato che quando questa è minore di un valore limite inferiore, all'atto della fessurazione del calcestruzzo si verificano aperture delle lesioni inaccettabili poiché l'armatura è insufficiente ad assorbire gli sforzi di trazione in precedenza sopportati dal calcestruzzo circostante.

Il limite superiore può essere invece considerato un limite tecnologico oltre il quale si possono verificare notevoli problemi di "congestione" delle armature.

Va detto infine dell'importanza di una armatura diagonale da disporre nelle travi di collegamento tra pareti accoppiate onde evitare un collasso fragile per taglio delle travi.

### Osservazioni sul ruolo delle tamponature

Seppure la tamponatura è un elemento di per sé fragile e poco rigido per azioni fuori del piano, e con caratteristiche oltretutto aleatorie (è necessario riconoscere, della tamponatura, l'effettiva composizione, lo spessore, i collegamenti eventuali fra le due pareti nel caso di tamponatura a cassa vuota, la natura dei componenti, etc.), essa è indubbiamente capace di assorbire una consistente quota di azione sismica, in ragione della notevole rigidità nel proprio piano, sino a quando non giunga infine alla rottura.

Pertanto, un richiamo alle tamponature non aventi una funzione strutturale lo si ritrova già nel D.M. LL.PP. 02.07.1981 [19], da dove emerge la necessità di considerare nello schema strutturale dell'edificio da esaminare quegli elementi non strutturali aventi però caratteristiche di rigidità e resistenza tali da assorbire in maniera significativa una parte delle azioni sismiche e perciò tali da modificare il comportamento dell'edificio sotto sisma.

Si può constatare inoltre che con il progredire delle conoscenze sperimentali sul comportamento delle tamponature intelaiate, è anche aumentato di conseguenza il grado di considerazione delle tamponature ai fini della collaborazione con il resto della struttura; basti seguire le diverse normative tecniche più le relative istruzioni di accompagnamento emanate dal 1974 fino ad oggi per trovare la conferma di quanto appena espresso.

Allo stato attuale, con il Decreto Ministeriale del 1996 e relativa Circolare Ministeriale, oltre a prescrizioni generali sugli spostamenti relativi massimi, la normativa entra anche nel merito di indicazioni progettuali particolarmente significative:

- i pannelli divisorii interni debbono essere collegati alla struttura superiore ed inferiore con nervature poste ad interasse di 3,00 m nel caso abbiano altezza maggiore a 4,00 m o superficie superiore a 20,00 m<sup>2</sup>;
- i pannelli esterni debbono essere collegati alla struttura nel caso di altezza maggiore a 3,50 m o superficie superiore a 15,00 m<sup>2</sup>;
- se il grado di sismicità è  $S > 9$ , le eventuali aperture devono essere delimitate da una intelaiatura con alcuni elementi prolungati fino alla struttura portante;
- per i pannelli prefabbricati esterni di qualsiasi dimensione si debbono predisporre tutte le condizioni affinché ne sia impedito il distacco dalla struttura.

Seppure le prescrizioni precedenti danno luogo ad un significativo contributo alla sicurezza delle strutture intelaiate e limitano la danneggiabilità delle tamponature, risultano ancora molto generiche e dovrebbero essere integrate con specifiche indicazioni progettuali e metodologie di calcolo.

La scelta di qualsiasi modello strutturale oltretutto, nella norma è sì condizionata dalla preliminare individuazione degli elementi non strutturali che, per rigidità e resistenza, possono collaborare con la struttura nel resistere alle azioni indotte dal sisma o che oppure possono indurre comportamenti strutturali indesiderati, ma d'altro canto si lascia al progettista la libertà di considerare o no i citati elementi strutturali collaboranti.

Prendendo direttamente come esempio le tamponature degli edifici intelaiati infatti, la norma recita testualmente: *“In tal caso il progettista valuterà l'opportunità di analizzare l'edificio nel suo insieme utilizzando due modelli strutturali, con o senza pannelli, dimensionando poi gli elementi strutturali per la più severa delle due condizioni.”*

Peraltro va evidenziato come l'allegato della circolare sia concepito soprattutto nel senso di includere gli effetti favorevoli dei pannelli piuttosto che di valutarne gli effetti negativi; vengono, infatti, poste notevoli restrizioni alla possibilità di assumere come efficaci i pannelli, piuttosto che fornire indicazioni sulla necessità di considerarli interagenti anche quando tale interazione sia dubbia o non del tutto efficace.

Infatti se da un lato l'assenza di controlli di qualità sui materiali (almeno sul legante) e sull'esecuzione (specialmente riguardo al collegamento con la struttura) impedirebbe la messa in conto degli effetti favorevoli della presenza dei pannelli, dall'altro si renderebbe tuttavia necessaria la messa in conto degli effetti sfavorevoli.

Questi ultimi in particolare possono essere sia di tipo globale (aumento dell'azione per diminuzione del periodo, torsione d'insieme, piano soffice, etc.) sia di tipo locale (tagli all'estremità dei pilastri, momenti parassiti, etc.); proprio a tale riguardo va segnalato come la normativa sia carente nel fornire delle prescrizioni in termini di azioni applicate indipendentemente dalla presenza delle tamponature [20].

In proposito un'ulteriore miglioria si è apportata con le normative umbro-marchigiane, le quali introducono alcune innovazioni significative in tema di strutture resistenti alle forze orizzontali.

Dall'esame del manuale "Terremoto in Umbria e Marche del 1997 – Criteri di calcolo per la progettazione degli interventi" [21], si riscontra infatti l'enorme importanza data alle tamponature, in termini di efficienza, di efficacia del collegamento con il telaio circostante e della loro posizione planimetrica e altimetrica; si rileva oltretutto continuamente che le tamponature danneggiate vanno riparate o meglio ancora sostituite, sempre senza indurre effetti torsionali sulla struttura.

Il modello di calcolo adottato per rappresentare l'interazione tamponatura-telaio inoltre è lo stesso dell'allegato 2 della circolare 1997 tranne alcune non trascurabili differenze sui requisiti che deve avere un pannello affinché possa essere considerato nella modellazione strutturale; rispetto alla circolare 1997 è infatti possibile tenere conto anche delle tamponature con aperture non riquadrate e con snellezza maggiore ( $s > 20$ ).

È evidente il sensibile aggravio delle procedure di progettazione, tuttavia l'analisi che ne consegue è foriera di minori incertezze nell'analisi globale dell'edificio e quindi di una migliore valutazione del comportamento reale sotto sisma.

La nuova norma sismica invece, nonostante l'estrema innovazione (si consideri che di fatto essa segna l'adeguamento agli standard comunitari dettati dagli Eurocodici), non accoglie le esigenze giustamente segnalate nelle normative umbro-marchigiane, lasciando incolmate quelle che sono le necessità di un'impostazione progettuale più accorta e ragionata.

### Primi confronti applicativi

Di seguito viene riportata l'analisi di un telaio spaziale situato in Zona 2 (II categoria) operata sulla base delle due versioni discusse della norma sismica italiana; successivamente si è analizzato lo stesso telaio in Zona 4 per disporre di un confronto nei riguardi delle zone precedentemente dichiarate come non sismiche.

Il terreno che si è ipotizzato è costituito da "depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti", corrispondente quindi ad un terreno di tipo B per la nuova norma sismica e ad un coefficiente di fondazione  $\varepsilon = 1$  per la norma sismica precedente.

Il telaio si presenta di dimensioni modeste e dotato di regolarità in pianta e in elevazione; seppure nella sua semplicità l'esempio è comunque utile ad osservare, almeno nel caso specifico, le dirette conseguenze associate all'utilizzo dell'una o dell'altra procedura.

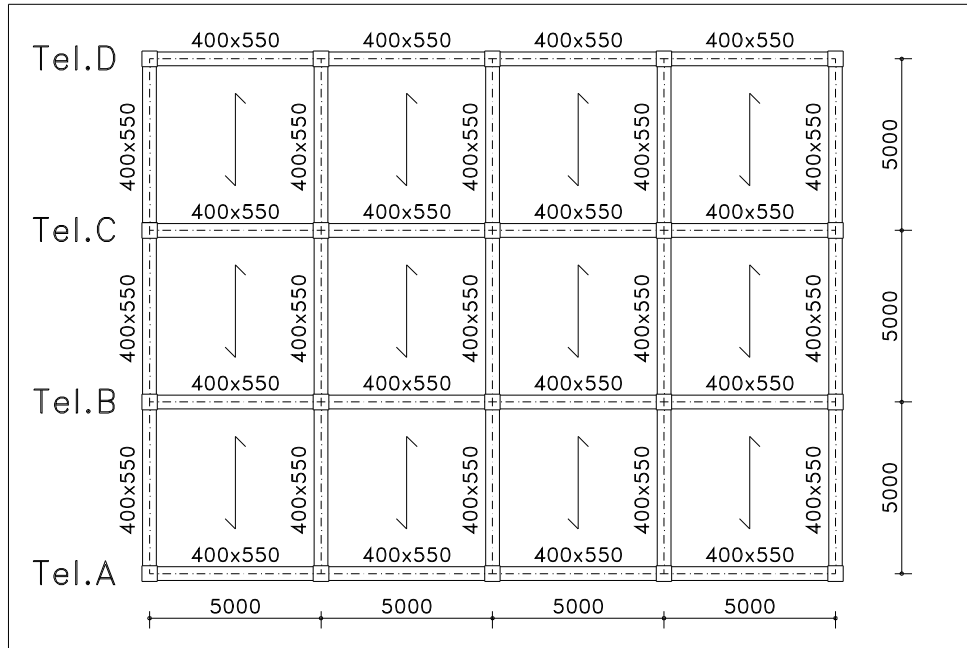
Le travi di orditura dei telai (comprese le travi dell'orditura secondaria) sono state realizzate ovunque con travi di tipo ribassato, in questo modo si è soddisfatto il relativo requisito imposto per strutture con Classe di Duttività Alta senza dover intervenire sulla geometria degli elementi del telaio; ciò ha permesso di eseguire i raffronti tra le diverse situazioni a partire da una medesima situazione di base.

Le sezioni adottate per gli elementi del telaio sono sezioni piuttosto importanti, e derivano dalla volontà di rispettare per quanto possibile i seguenti criteri progettuali:

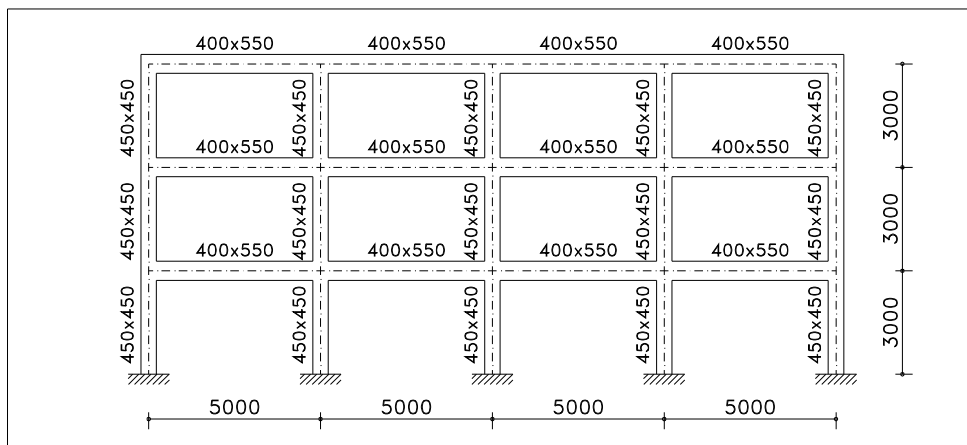
- contenimento delle tensioni di compressione nelle sezioni;
- realizzazione di sezioni deboli in acciaio;
- rapporto tra rigidezza del pilastro e rigidezza della trave superiore all'unità.

In particolare si sono adottate sezioni  $400 \times 550 \text{ mm}^2$  per le travi e sezioni  $450 \times 450 \text{ mm}^2$  per i pilastri, i quali sono stati mantenuti a sezione costante per l'intera elevazione della struttura.

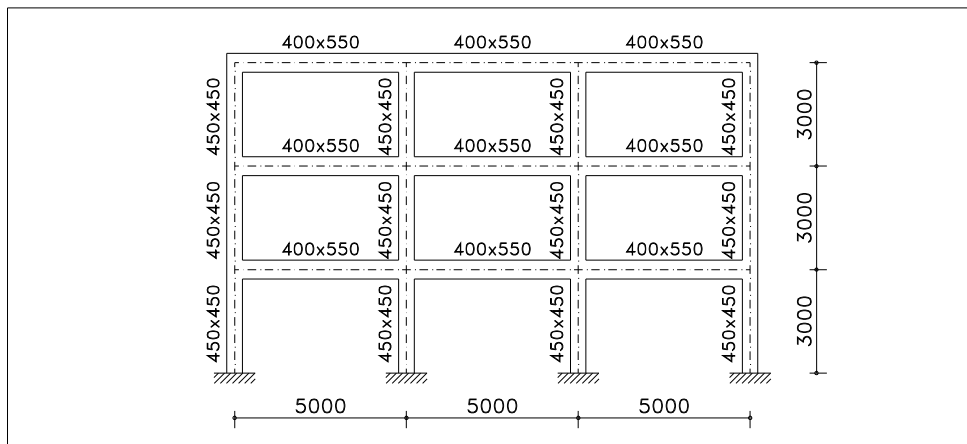
La geometria del telaio è riportata nelle figure successive.



Pianta



Telai Longitudinali



Telai Trasversali

Come può immediatamente osservarsi, vale:

$$\gamma = \frac{(EJ)_P / l_P}{(EJ)_T / l_T} = 1,027$$

Essendo  $\gamma$  il parametro che esprime il comportamento della struttura nei confronti della struttura (di tipo mensola o di tipo *shear-type*).

I carichi adottati per le analisi sono i seguenti:

- Carico proprio calcestruzzo: 2,5 kN/m<sup>3</sup>;
- Carico permanente: 6 kN/m<sup>2</sup>;
- Carico accidentale: 2 kN/m<sup>2</sup>;
- Carico tamponature: 2,8 kN/m<sup>2</sup>.

Dove si sono considerati i carichi di solaio identici ad ogni piano (quindi anche all'ultimo piano) e si sono applicati i carichi delle tamponature lungo le travi perimetrali.

Quanto ai materiali, le barre di armatura sono state ipotizzate in acciaio FeB 44K, mentre il calcestruzzo è stato adottato di classe  $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ .

Le analisi sono state quindi eseguite mediante programma di calcolo *SAP 2000*, mentre il metodo di analisi adottato è stato quello dell'analisi modale; in particolare, lo spettro di progetto utilizzato per l'analisi dinamica secondo la nuova norma sismica è stato computato, in accordo alle prescrizioni della norma stessa, con un fattore di struttura pari a:

- $q = 5,850$  per Classe di Duttività Alta;
- $q = 4,095$  per Classe di Duttività Bassa;

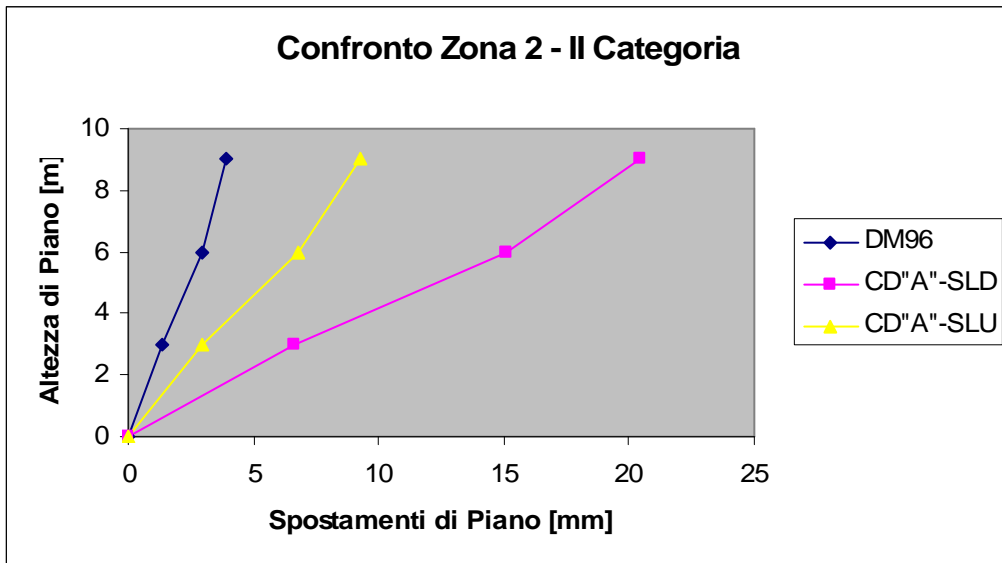
Con la conseguente osservazione di come le forze sismiche di progetto per strutture con Classe di Duttività Bassa siano superiori di circa il 50% rispetto alle forze sismiche di progetto per strutture con Classe di Duttività Alta.

I risultati che si sono analizzati fanno riferimento al telaio longitudinale appartenente all'orditura dei telai principali ed indicato in pianta come Tel.A.

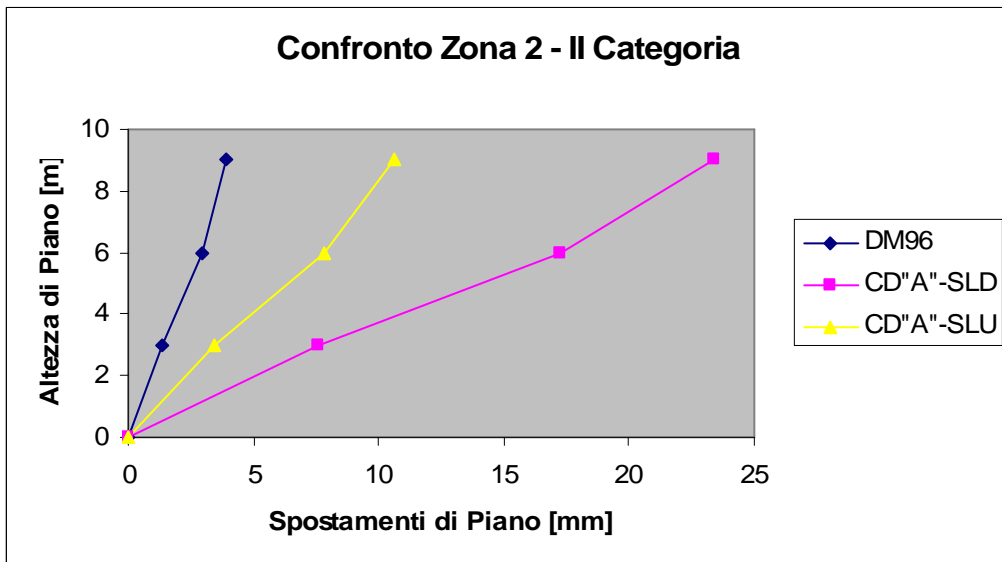
Da un lato infatti tale telaio presenta dei nodi non interamente confinati (e che quindi richiedono un'apposita verifica delle armature orizzontali), dall'altro essendo un pilastro di estremità risente in maniera accentuata dei problemi legati alle eccentricità di massa.

Nonostante l'edificio oggetto di studio risulti indubbiamente regolare infatti, la nuova norma sismica prevede in ogni caso che *"In aggiunta all'eccentricità effettiva, dovrà essere considerata un'eccentricità accidentale, spostando il centro di massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica"* [01], con variazioni anche sensibili del campo di forze agente sul telaio.

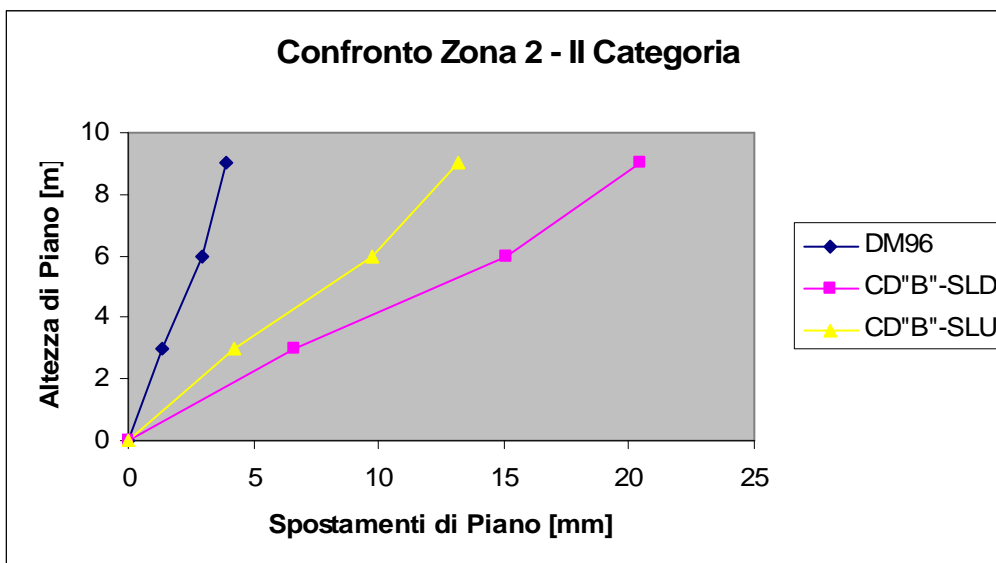
Ciò è stato riscontrato anche dalle analisi, le quali a termine di confronto inizialmente sono state effettuate per la nuova norma sismica sia in assenza di eccentricità accidentale che in presenza di tale eccentricità, la quale è stata ottenuta correggendo opportunamente le masse concentrate ai nodi dei telai di estremità.



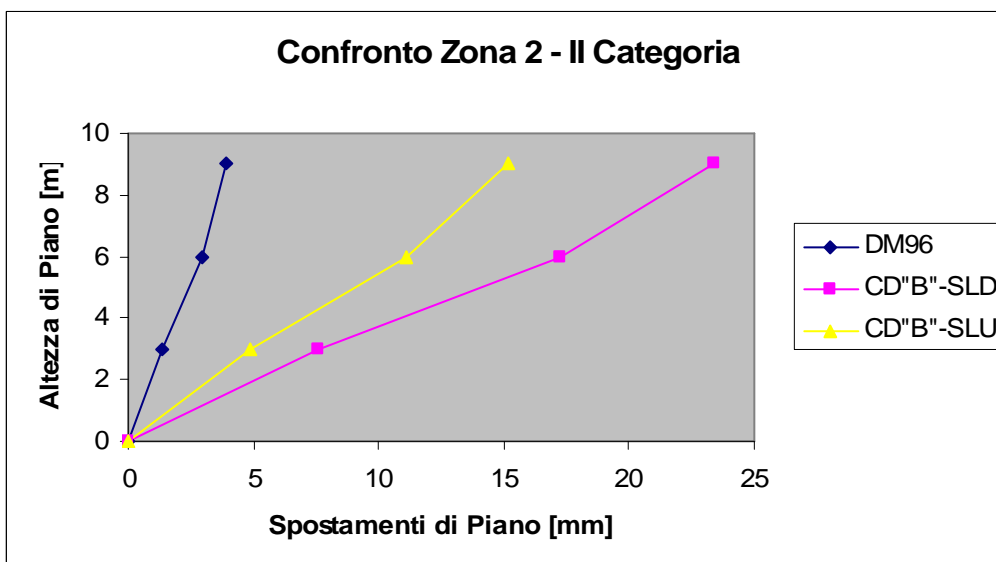
Spostamenti in assenza di eccentricità accidentale



Spostamenti in presenza di eccentricità accidentale



Spostamenti in assenza di eccentricità accidentale



Spostamenti in presenza di eccentricità accidentale

Quello che può osservarsi è come l'aggiunta dell'eccentricità accidentale si traduca nei telai d'estremità in una maggiorazione degli spostamenti e delle azioni applicate di circa il 15% rispetto al caso in assenza di eccentricità accidentale.

Omettendo i relativi grafici, la situazione è invece rimasta sostanzialmente invariata per i 2 telai centrali.

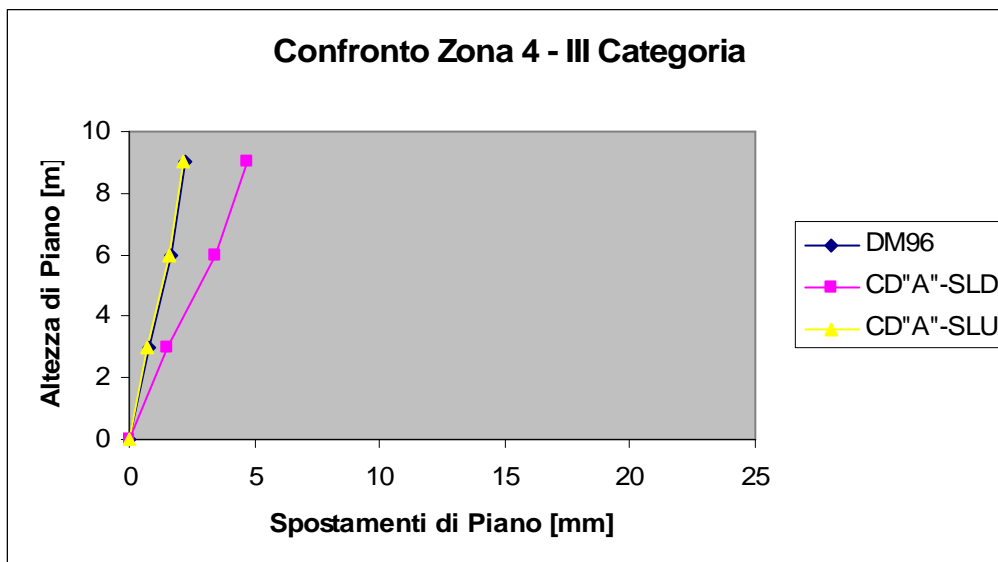
Un'ulteriore considerazione può farsi in merito al controllo degli spostamenti di interpiano che, a fronte di spostamenti allo SLD maggiori, nella nuova norma risulta comunque non molto dissimile dal controllo degli spostamenti previsto nel Decreto Ministeriale del '96.

Infatti, ipotizzando un coefficiente di importanza pari ad 1, la nuova norma fornirebbe spostamenti di calcolo circa 5 volte superiori agli spostamenti calcolati secondo il DM'96, ma quest'ultimo d'altra parte imporrebbe di raddoppiare gli spostamenti dovuti all'azione sismica di progetto, e di confrontare gli spostamenti così ottenuti con un valore limite 2,5 volte inferiore al valore limite previsto con la nuova Ordinanza, per cui le due verifiche risultano pressoché coincidenti, ad

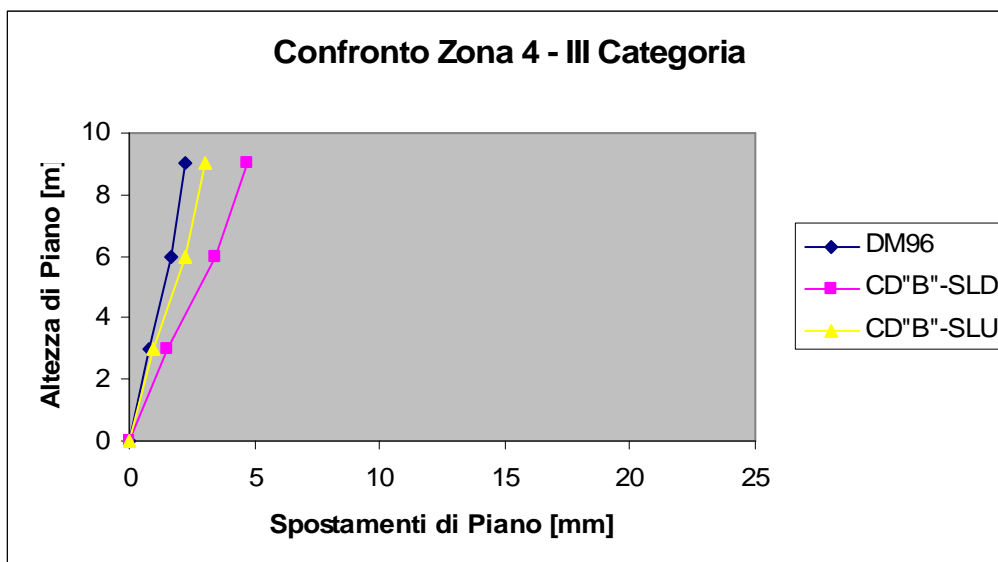


eccezione di un leggero aggravio dovuto sostanzialmente all'introduzione in fase di calcolo di un'eccentricità accidentale dovuta alle numerose incertezze.

E' utile riguardare inoltre quale sia risultato il comportamento dell'edificio in Zona 4, il quale a solo termine di confronto è stato accostato ai risultati ottenuti per lo stesso edificio in una zona di III categoria.



Spostamenti in presenza di eccentricità accidentale



Spostamenti in presenza di eccentricità accidentale

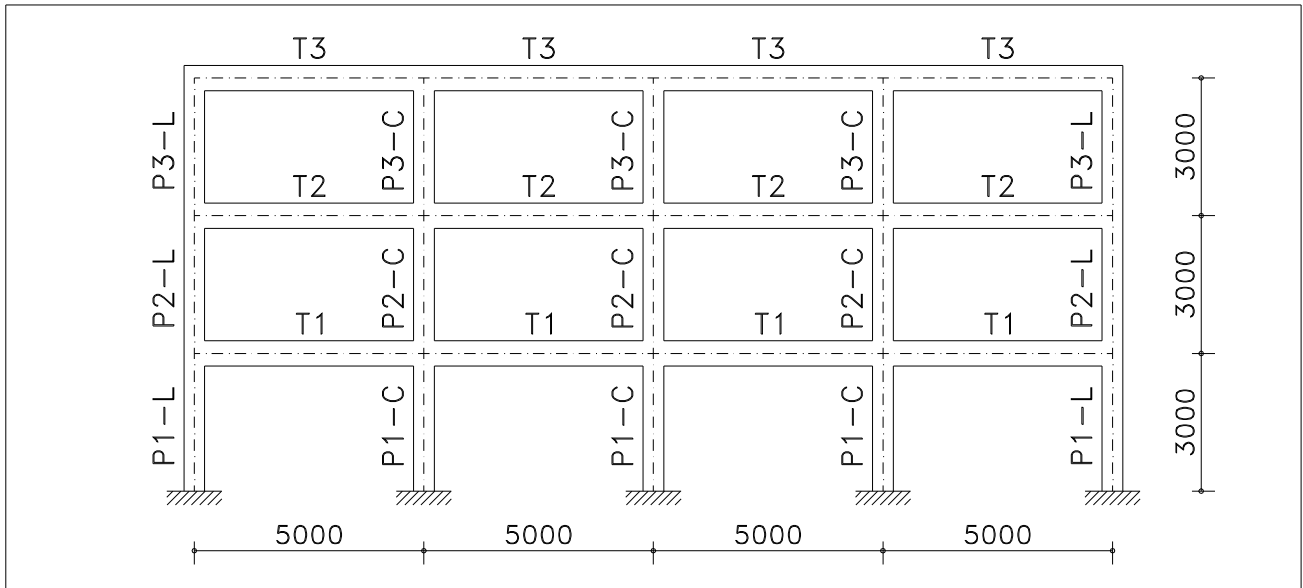
Un particolare da segnalare è come dall'analisi modale si ottenga un periodo proprio fondamentale di vibrazione della struttura che è diverso in funzione del metodo di progettazione utilizzato:

- Norma sismica D.M. LL.PP. 1996:  $T_1 = 0,428653$
- SLD nuova norma sismica:  $T_1 = 0,464544$
- SLU nuova norma sismica:  $T_1 = 0,479015$

Ciò potrebbe suscitare qualche perplessità essendo il periodo proprio fondamentale dell'edificio una caratteristica intrinseca dell'edificio stesso che quindi dovrebbe rimanere costante.

In realtà il fatto trova spiegazione dall'utilizzo nei diversi casi di diverse aliquote del carico accidentale per il conteggio della massa sismica, con conseguente variazione anche della massa sismica eccitata.

Si riportano dunque le armature richieste come ottenuto dalle sollecitazioni di calcolo imposte, con la notazione degli elementi strutturali che può facilmente desumersi dalla figura sottostante.



Denominazione di travi e pilastri

Armatura secondo Norma Sismica precedente - II categoria							
Elemento	base [mm]	altezza [mm]	copriferro [mm]	$A_s^{sup}$	$A_s^{inf}$	L critica [mm]	$A_{sw}^{min}$ zona crit.
T1	400	550	35	5Ø16	4Ø16	1030	Ø8 / 96
T2	400	550	35	5Ø16	4Ø16	1030	Ø8 / 96
T3	400	550	35	4Ø16	4Ø16	1030	Ø8 / 96
P1-C	450	450	35	4Ø16	4Ø16	450	Ø8 / 96
P2-C	450	450	35	4Ø16	4Ø16	450	Ø8 / 96
P3-C	450	450	35	4Ø16	4Ø16	450	Ø8 / 96
P1-L	450	450	35	4Ø16	4Ø16	450	Ø8 / 96
P2-L	450	450	35	4Ø16	4Ø16	450	Ø8 / 96
P3-L	450	450	35	4Ø16	4Ø16	450	Ø8 / 96
Nodo							Ø8 / 96

Armatura secondo nuova Norma Simica - Zona 2 - CD"A"							
Elemento	base [mm]	altezza [mm]	copriferro [mm]	$A_s^{sup}$	$A_s^{inf}$	L critica [mm]	$A_{sw}^{min}$ zona crit.
T1	400	550	35	5Ø16	4Ø16	1030	Ø8 / 96
T2	400	550	35	4Ø16	4Ø16	1030	Ø8 / 96
T3	400	550	35	4Ø16	4Ø16	1030	Ø8 / 96
P1-C	450	450	35	6Ø16	6Ø16	450	Ø8 / 96
P2-C	450	450	35	7Ø16	7Ø16	450	Ø8 / 96
P3-C	450	450	35	4Ø16	4Ø16	450	Ø8 / 96
P1-L	450	450	35	4Ø16	4Ø16	450	Ø8 / 96
P2-L	450	450	35	4Ø16	4Ø16	450	Ø8 / 96
P3-L	450	450	35	4Ø16	4Ø16	450	Ø8 / 96
Nodo							2Ø10 / 70

Armatura secondo nuova Norma Simica - Zona 2 - CD"B"							
Elemento	base [mm]	altezza [mm]	copriferro [mm]	$A_s^{sup}$	$A_s^{inf}$	L critica [mm]	$A_{sw}^{min}$ zona crit.
T1	400	550	35	6Ø16	4Ø16	515	Ø8 / 128
T2	400	550	35	5Ø16	4Ø16	515	Ø8 / 128
T3	400	550	35	4Ø16	4Ø16	515	Ø8 / 128
P1-C	450	450	35	6Ø16	6Ø16	450	Ø8 / 112
P2-C	450	450	35	5Ø16	5Ø16	450	Ø8 / 112
P3-C	450	450	35	4Ø16	4Ø16	450	Ø8 / 112
P1-L	450	450	35	6Ø16	6Ø16	450	Ø8 / 112
P2-L	450	450	35	4Ø16	4Ø16	450	Ø8 / 112
P3-L	450	450	35	4Ø16	4Ø16	450	Ø8 / 112
Nodo							2Ø10 / 70

Nessuna menzione è invece fatta circa i ferri di parete adottati per le travi, esulando tale compito dalle necessità di progettazione a carattere prettamente sismico.

Discorso a parte meritano invece le armature dei pilastri, dovendo questi ultimi resistere anche a sismi in direzione ortogonale a quella considerata nel progetto; in via approssimativa e al fine di rispettare i requisiti minimi di armatura longitudinale si è quindi considerato di armare le quattro facce dei pilastri con lo stesso quantitativo di armatura, armatura che è poi stata tenuta in conto per la valutazione dei momenti ultimi resistenti.

Come già accennato si riportano inoltre i risultati di un'analisi effettuata in Zona 4 raffrontata con i risultati ottenuti da un'analisi di un edificio in zona classificata non sismica eseguita secondo le prescrizioni delle Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale.

Non si riportano in tal caso le armature relative al caso di struttura a CD"A" essendo queste le medesime già ottenute nel caso di struttura a CD"B", ad eccezione di una maggiore staffatura dovuta al rispetto delle prescrizioni geometriche.

Armatura secondo Norma precedente - zona non sismica							
Elemento	base [mm]	altezza [mm]	copriferro [mm]	$A_s^{sup}$	$A_s^{inf}$	L critica [mm]	$A_{sw}^{min}$ zona crit.
T1	400	550	35	4Ø16	4Ø16		Ø8 / 200
T2	400	550	35	4Ø16	4Ø16		Ø8 / 200
T3	400	550	35	4Ø16	4Ø16		Ø8 / 200
P1-C	450	450	35	4Ø16	4Ø16		Ø8 / 240
P2-C	450	450	35	3Ø16	3Ø16		Ø8 / 240
P3-C	450	450	35	2Ø16	2Ø16		Ø8 / 240
P1-L	450	450	35	3Ø16	3Ø16		Ø8 / 240
P2-L	450	450	35	2Ø16	2Ø16		Ø8 / 240
P3-L	450	450	35	2Ø16	2Ø16		Ø8 / 240
Nodo							

Armatura secondo nuova Norma Sismica - Zona 4 - CD"B"							
Elemento	base [mm]	altezza [mm]	copriferro [mm]	$A_s^{sup}$	$A_s^{inf}$	L critica [mm]	$A_{sw}^{min}$ zona crit.
T1	400	550	35	4Ø16	4Ø16	515	Ø8 / 128
T2	400	550	35	4Ø16	4Ø16	515	Ø8 / 128
T3	400	550	35	4Ø16	4Ø16	515	Ø8 / 128
P1-C	450	450	35	4Ø16	4Ø16	450	Ø8 / 112
P2-C	450	450	35	4Ø16	4Ø16	450	Ø8 / 112
P3-C	450	450	35	4Ø16	4Ø16	450	Ø8 / 112
P1-L	450	450	35	4Ø16	4Ø16	450	Ø8 / 112
P2-L	450	450	35	4Ø16	4Ø16	450	Ø8 / 112
P3-L	450	450	35	4Ø16	4Ø16	450	Ø8 / 112
Nodo							2Ø10 / 70

### Conclusioni primi confronti applicativi

Sebbene, data la specificità della situazione descritta, l'esperienza riportata non possa di certo assumere un carattere di validità generale quanto alle conclusioni desumibili dalla stessa, è comunque possibile elencare una serie di osservazioni che, almeno nel caso specifico, mostrano le dirette conseguenze connesse all'applicazione della nuova norma sismica.

Sarebbe comunque opportuno verificare se le osservazioni che seguono possano applicarsi anche in caso di irregolarità strutturali, di presenza di nuclei irrigiditi, di pilastri ottimizzati in altezza ed, in particolar modo, di sezioni più deboli in calcestruzzo rispetto quelle utilizzate; l'adozione di sezioni in calcestruzzo piuttosto importanti ha infatti portato a livellare le differenze avvertibili nei quantitativi di armatura trasversale al taglio, la quale nella gran parte dei casi è stata adottata semplicemente in virtù delle prescrizioni geometriche minime.

Quanto all'esempio in esame può quindi dirsi per la progettazione in Zona 2 secondo le modalità della Classe di Duttività Alta che:

- L'armatura longitudinale e trasversale delle travi è rimasta sostanzialmente immutata rispetto all'armatura richiesta dalla normativa precedente, risultando in uno dei casi anche inferiore;
- L'armatura longitudinale dei pilastri è risultata (almeno nei pilastri centrali) di molto superiore di quella richiesta dalla normativa precedente; ciò si è dovuto all'amplificazione del momento

flettente per il fattore  $\alpha = 1,2 \frac{\sum M_{Resistenti, travi}}{\sum M_{Sollecitazioni, pilastri}}$ , in cui si è avuto circa  $\alpha = 2,2 \div 2,3$  per

pilastrini centrali e  $\alpha = 1,3 \div 1,4$  per pilastrini di estremità (in cui quindi si è risentito solo leggermente dell'effetto di amplificazione locale);

- L'armatura trasversale dei pilastrini è risultata identica all'armatura adottata con la norma sismica precedente; ciò in quanto le sezioni adottate in entrambi i casi erano tali da ricondurre l'armatura alla sola armatura di regolamento;
- La lunghezza delle zone critiche in cui premunirsi del confinamento del calcestruzzo è identica alla lunghezza imposta dalla norma sismica precedente.
- Il grado di confinamento del nodo è maggiore di quanto sia richiesto nella normativa precedente.

Nella progettazione secondo le modalità della Classe di Duttività Bassa invece:

- L'armatura longitudinale è rimasta sostanzialmente immutata rispetto all'armatura richiesta dalla normativa precedente, risultando superiore in uno dei casi;
- L'armatura longitudinale dei pilastrini è superiore a quella richiesta dalla normativa precedente e comunque inferiore a quella ottenuta per Classe di Duttività Alta;
- L'armatura trasversale di travi e pilastrini è risultata inferiore rispetto a quella attualmente imposta dalla normativa sismica, con un passo tra le staffe  $1,2 \div 1,3$  volte superiore;
- La lunghezza delle zone critiche in cui premunirsi del confinamento del calcestruzzo è identica alla lunghezza imposta dalla norma sismica precedente nei pilastrini ed è invece dimezzata nelle travi;
- Il grado di confinamento del nodo è maggiore di quanto sia richiesto nella normativa precedente.

Un'ultima notazione può essere fatta infine circa l'introduzione della Zona 4 con la chiara intenzione di estendere all'intero territorio nazionale la dichiarazione di zona sismica.

Sebbene le sollecitazioni indotte da un sisma con accelerazione al suolo pari ad  $a_g = 0,05$  (così come previsto per la Zona 4) non siano risultate di notevole entità, le prescrizioni minime di armatura hanno condotto ad un evidente aumento delle barre sia longitudinali che trasversali, con una differenza che sarebbe stata ancor più accentuata se, come permesso nelle zone non sismiche, si fossero usate delle staffe  $\varnothing 6$  anziché  $\varnothing 8$ .

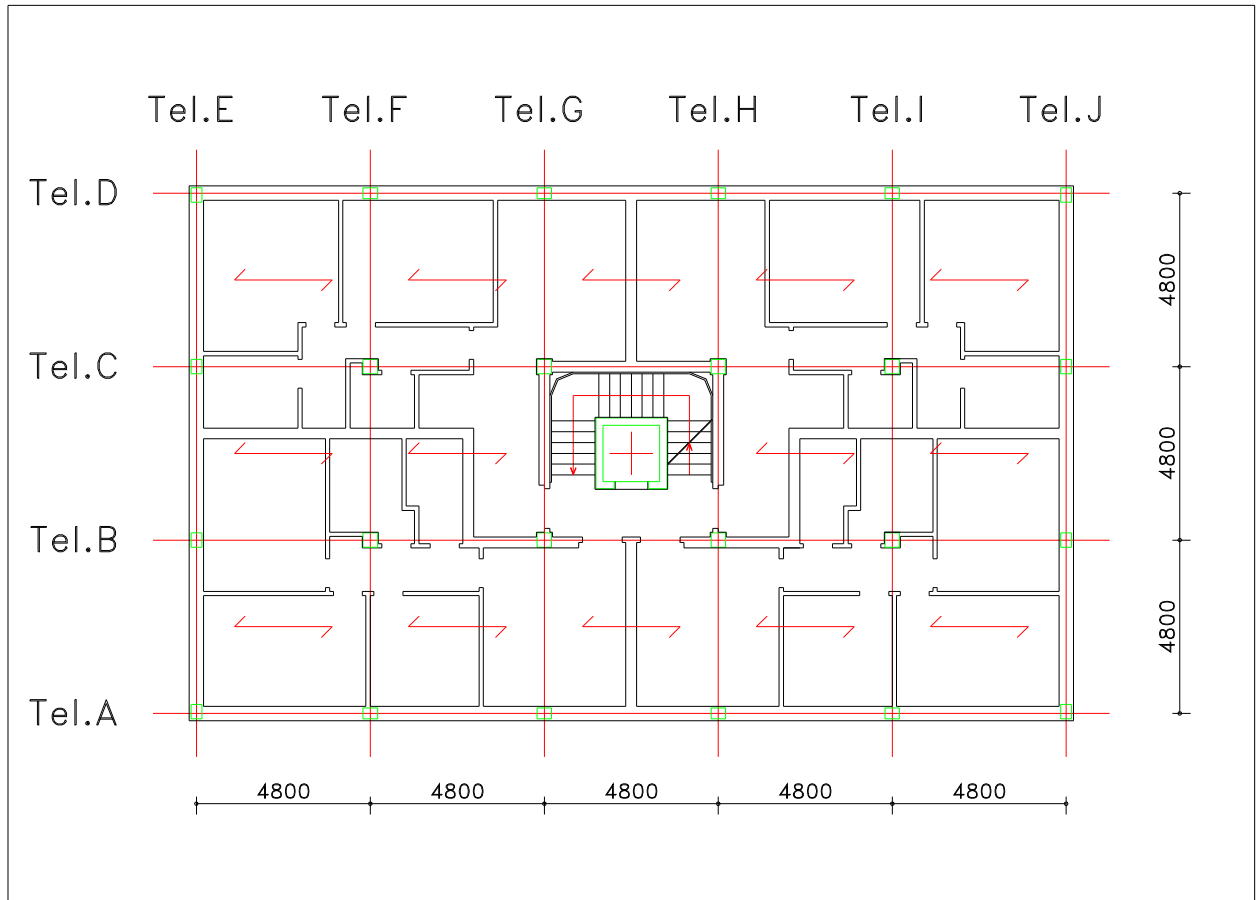
### Ulteriori confronti applicativi

Data la singolarità del caso studiato nei paragrafi precedenti, si è quindi analizzato un telaio rispondente maggiormente alle caratteristiche possedute dalle tipologie strutturali realizzate tipicamente nella realtà; a tal fine si è ipotizzato che il nuovo edificio sorga all'interno della stessa area in cui era ubicato il precedente e ne assuma perciò il medesimo input sismico.

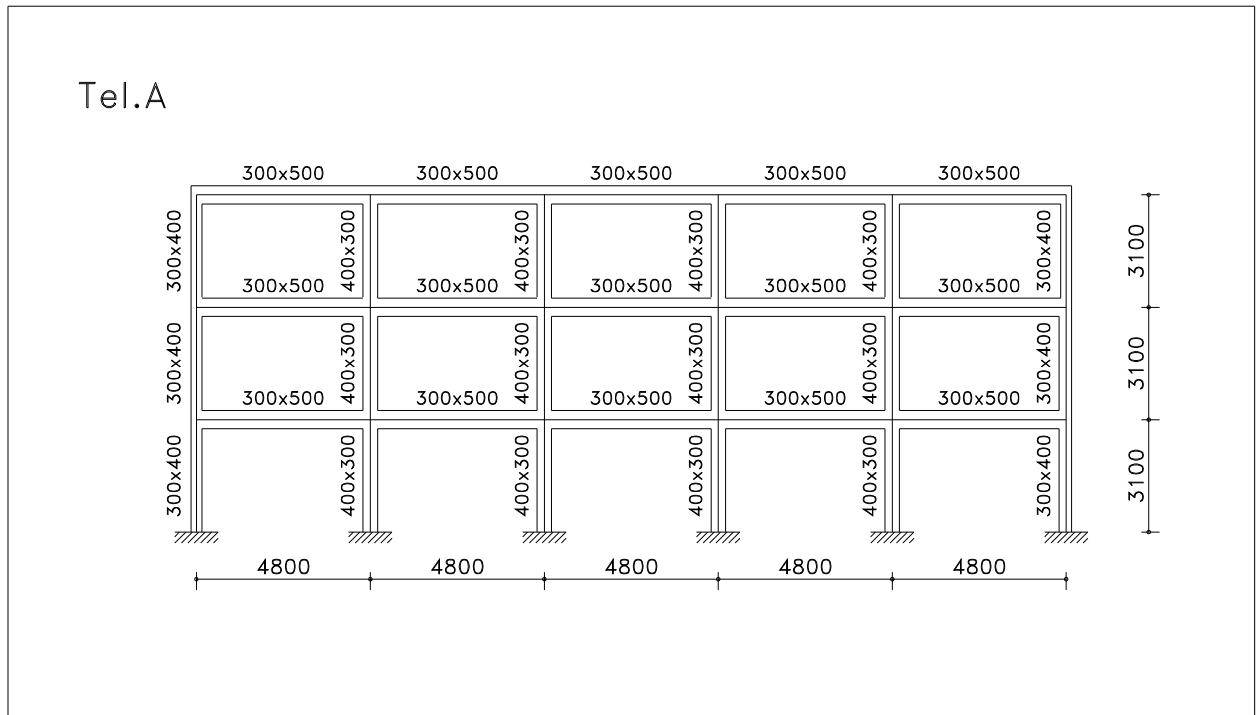
Il nuovo schema strutturale analizzato presenta perciò delle sezioni in calcestruzzo decisamente più contenute oltre che un nucleo centrale per il collegamento in elevazione tra i vari piani dell'edificio. Sebbene invece non sia solito nella pratica reale, si sono comunque considerate delle travi ribassate di identica sezione in entrambe le direzioni principali dell'edificio; ciò in ragione di quanto già detto precedentemente per il rispetto delle condizioni necessarie da rispettare nella progettazione di edifici con Classe di Duttività Alta.

In particolare si sono adottate sezioni  $300 \times 500 \text{ mm}^2$  per le travi e sezioni  $300 \times 400 \text{ mm}^2$  per i pilastrini, i quali sono stati mantenuti a sezione costante per l'intera elevazione della struttura anche in ragione della presenza del nucleo irrigidente.

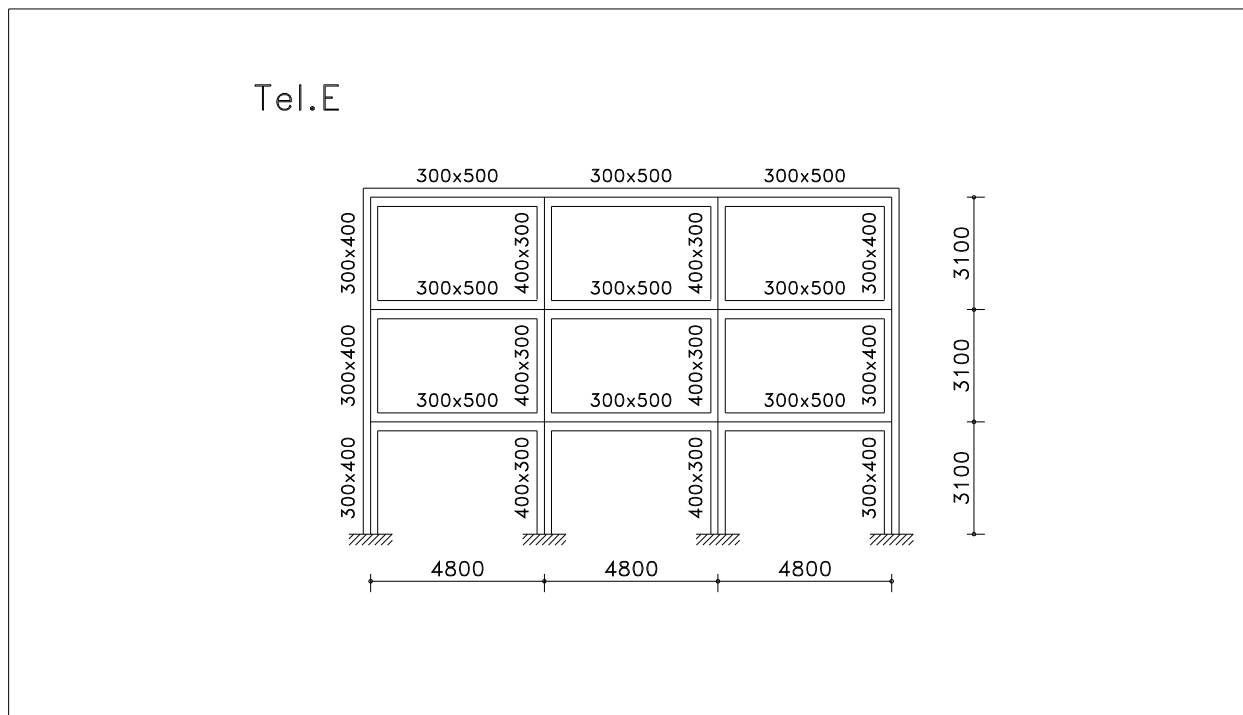
Al fine di esemplificare le analisi e l'input della struttura, il nucleo irrigidente è stato schematizzato con elementi di tipo *beam* a sostituzione dei ben più appropriati elementi di tipo *shell*; la scelta della sezione è stata comunque subordinata ad alcune indagini preliminari ad indagare la sezione che meglio avrebbe approssimato la situazione reale.



Pianta



Telai Longitudinali



Come può immediatamente osservarsi, vale per i telai principali:

$$\gamma = \frac{(EJ)_P / l_P}{(EJ)_T / l_T} = 0,793$$

Essendo  $\gamma$  il parametro che esprime il comportamento della struttura nei confronti della struttura (di tipo mensola o di tipo *shear-type*).

La zona sismica considerata, così come nell'esperienza precedente, è stata la Zona 2 della nuova norma sismica e la corrispettiva II categoria della norma sismica precedente.

Anche i carichi adottati per le analisi sono gli stessi già usati nell'applicazione precedente:

- Carico proprio calcestruzzo: 2,5 kN/m<sup>3</sup>;
- Carico permanente: 6 kN/m<sup>2</sup>;
- Carico accidentale: 2 kN/m<sup>2</sup>;
- Carico tamponature: 2,8 kN/m<sup>2</sup>.

Dove si sono considerati i carichi di solaio identici ad ogni piano (quindi anche all'ultimo piano) e si sono applicati i carichi delle tamponature lungo le travi perimetrali.

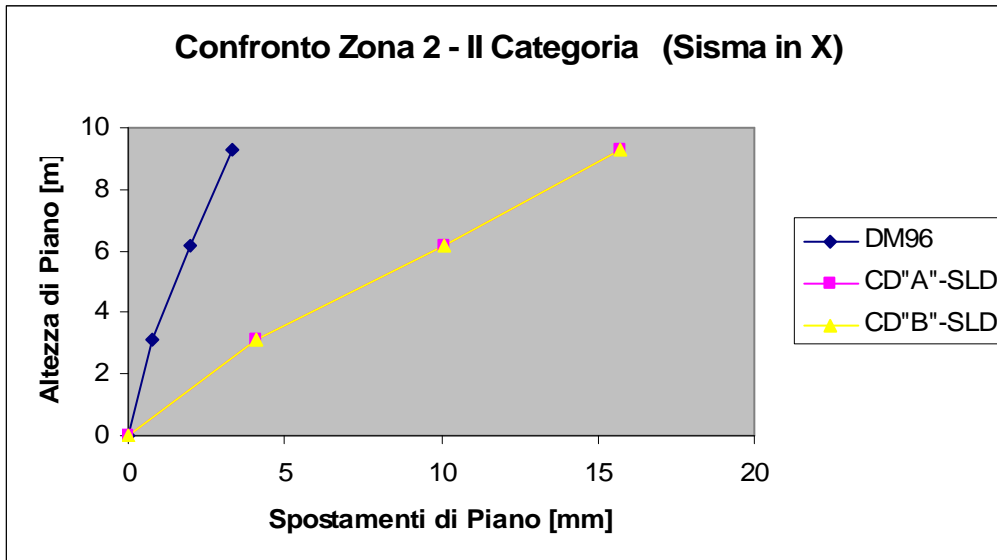
Quanto ai materiali, si sono adottati gli stessi già usati nell'esperienza precedente, per cui le barre di armatura sono state ipotizzate in acciaio FeB 44K mentre il calcestruzzo è stato adottato di classe  $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ .

Le analisi sono state eseguite sempre mediante programma di calcolo *SAP 2000* attraverso analisi modale.

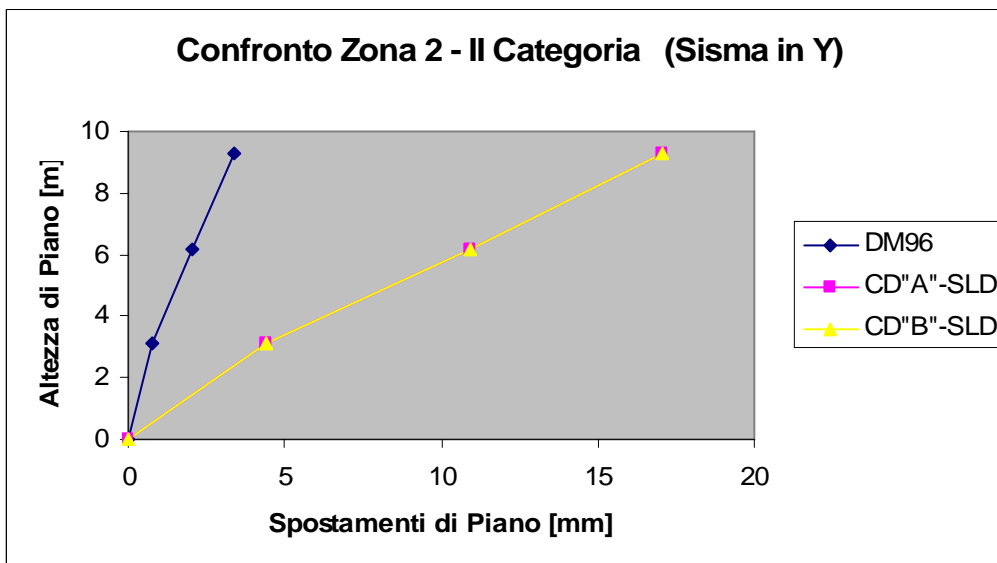
I telai che si sono andati ad investigare, essendo gli effetti dell'eccentricità accidentale amplificati con l'aumentare della distanza dal centro di risposta elastica della struttura, sono ovviamente i telai di estremità.

In particolare i risultati che si sono analizzati fanno riferimento al telaio longitudinale appartenente all'orditura dei telai secondari (direzione X) indicato in pianta come Tel.A ed al telaio trasversale appartenente all'orditura dei telai principali (direzione Y) indicato in pianta come Tel.E.

Da un primo confronto degli spostamenti impressi alla struttura, si può anzitutto osservare come la norma sismica del 1996 corrisponda ad una situazione intermedia a quella descritta dalle 2 Classi di Duttilità introdotte dalla nuova norma sismica.



Spostamenti del telaio longitudinale di estremità



Spostamenti del telaio trasversale di estremità

Anche in tale situazione dall'analisi modale si ottiene un periodo fondamentale di vibrazione della struttura che è diverso in funzione del metodo di progettazione utilizzato:

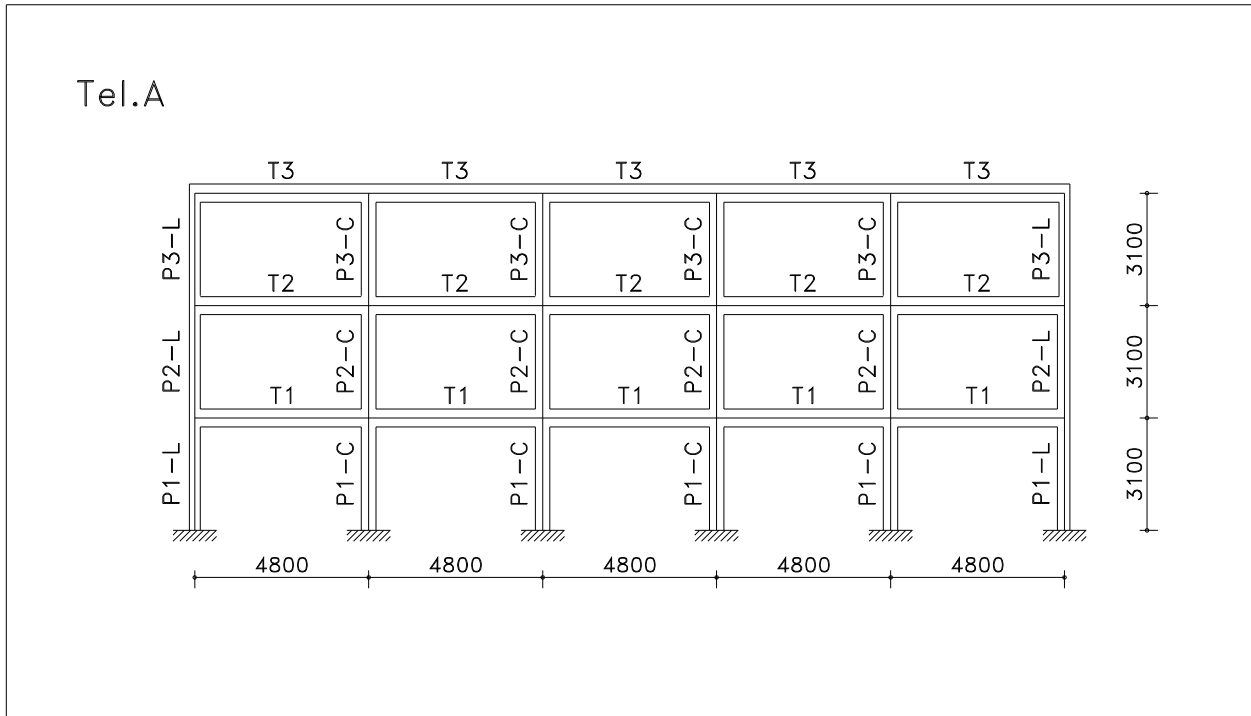
- Norma sismica D.M. LL.PP. 1996:  $T_1 = 0,3861$
- SLD nuova norma sismica:  $T_1 = 0,6265$
- SLU nuova norma sismica:  $T_1 = 0,6463$

Dove può osservarsi un netto divario tra il periodo principale ricavato con la normativa precedente e i periodi ricavati con la nuova normativa in ragione probabilmente dell'eccentricità imposta alle masse di piano.



Come già osservato in precedenza, sebbene si manifestino spostamenti maggiori allo SLD, le verifiche di detti spostamenti approssimativamente si equivalgono; si noti inoltre come gli spostamenti indotti sulla struttura ai fini delle verifiche dello stato di servizio, siano indipendenti dalla classe di duttilità di progetto della struttura, in quanto l'input sismico (e quindi lo spostamento indotto) è una variabile indipendente dalla classe di duttilità della struttura in esame.

Si riportano dunque le armature richieste da normativa per entrambi i telai menzionati, con la notazione degli elementi strutturali che può facilmente desumersi dalle figure sottostanti.

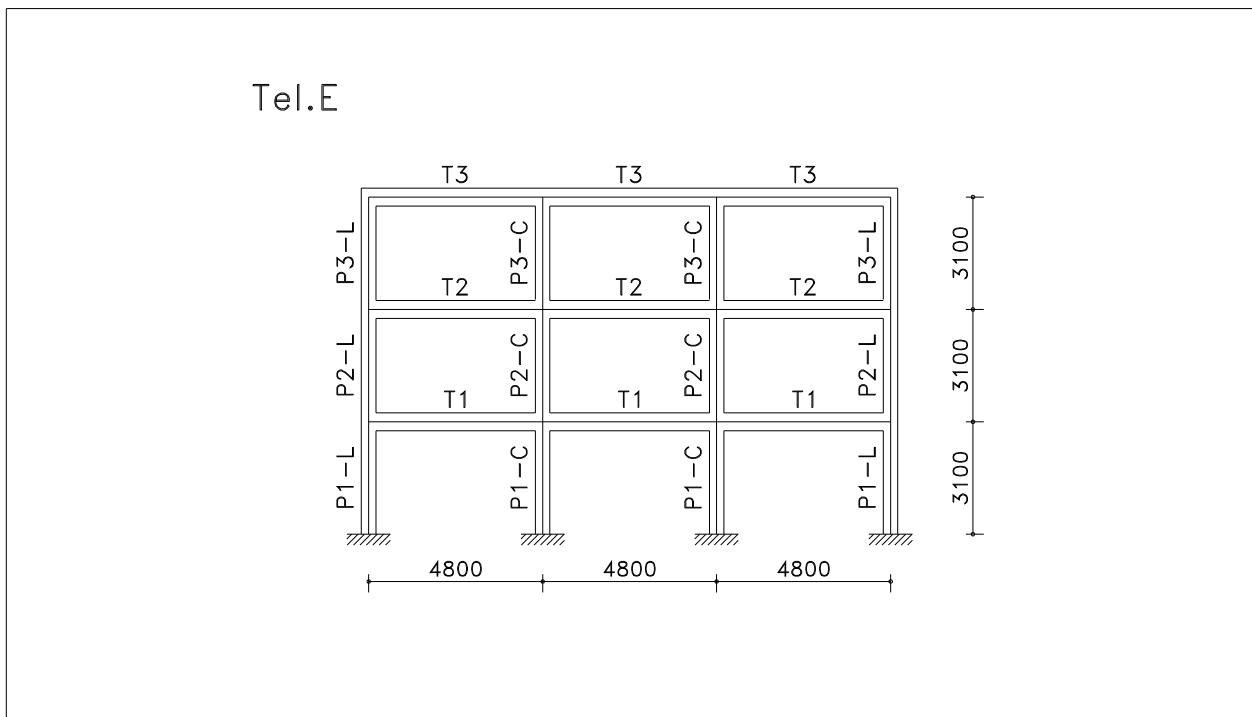


Denominazione di travi e pilastri del telaio longitudinale

Armatura secondo Norma Simica precedente - II categoria							
Elemento	base [mm]	altezza [mm]	copriferro [mm]	$A_s^{sup}$	$A_s^{inf}$	L critica [mm]	$A_{sw}^{min}$ zona crit.
T1	300	500	35	4Ø14	4Ø14	930	Ø8 / 84
T2	300	500	35	4Ø14	4Ø14	930	Ø8 / 84
T3	300	500	35	4Ø14	4Ø14	930	Ø8 / 84
P1-C	300	400	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
P2-C	300	400	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
P3-C	300	400	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
P1-L	400	300	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
P2-L	400	300	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
P3-L	400	300	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
Nodo							Ø8 / 75

Armatura secondo nuova Norma Simica - Zona 2 - CD"A"							
Elemento	base [mm]	altezza [mm]	copriferro [mm]	$A_s^{sup}$	$A_s^{inf}$	L critica [mm]	$A_{sw}^{min}$ zona crit.
T1	300	500	35	4Ø14	4Ø14	930	Ø8 / 84
T2	300	500	35	4Ø14	4Ø14	930	Ø8 / 84
T3	300	500	35	4Ø14	4Ø14	930	Ø8 / 84
P1-C	300	400	35	5Ø14	5Ø14	450	Ø8 / 75
P2-C	300	400	35	6Ø14	6Ø14	450	Ø8 / 75
P3-C	300	400	35	5Ø14	5Ø14	450	Ø8 / 75
P1-L	400	300	35	4Ø14	4Ø14	450	Ø8 / 75
P2-L	400	300	35	4Ø14	4Ø14	450	Ø8 / 75
P3-L	400	300	35	4Ø14	4Ø14	450	Ø8 / 75
Nodo							Ø10 / 55

Armatura secondo nuova Norma Simica - Zona 2 - CD"B"							
Elemento	base [mm]	altezza [mm]	copriferro [mm]	$A_s^{sup}$	$A_s^{inf}$	L critica [mm]	$A_{sw}^{min}$ zona crit.
T1	300	500	35	4Ø14	4Ø14	465	Ø8 / 116
T2	300	500	35	4Ø14	4Ø14	465	Ø8 / 116
T3	300	500	35	4Ø14	4Ø14	465	Ø8 / 116
P1-C	300	400	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
P2-C	300	400	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
P3-C	300	400	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
P1-L	400	300	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
P2-L	400	300	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
P3-L	400	300	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
Nodo							Ø10 / 55



Denominazione di travi e pilastri del telaio trasversale

Armatura secondo Norma Simica precedente - II categoria							
Elemento	base [mm]	altezza [mm]	copriferro [mm]	$A_s^{sup}$	$A_s^{inf}$	L critica [mm]	$A_{sw}^{min}$ zona crit.
T1	300	500	35	5Ø14	4Ø14	930	Ø8 / 84
T2	300	500	35	5Ø14	4Ø14	930	Ø8 / 84
T3	300	500	35	4Ø14	4Ø14	930	Ø8 / 84
P1-C	300	400	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
P2-C	300	400	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
P3-C	300	400	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
P1-L	300	400	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
P2-L	300	400	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
P3-L	300	400	35	4Ø14	4Ø14	450	Ø8 / 75
Nodo							Ø8 / 75

Armatura secondo nuova Norma Simica - Zona 2 - CD"A"							
Elemento	base [mm]	altezza [mm]	copriferro [mm]	$A_s^{sup}$	$A_s^{inf}$	L critica [mm]	$A_{sw}^{min}$ zona crit.
T1	300	500	35	4Ø14	4Ø14	930	Ø8 / 84
T2	300	500	35	5Ø14	4Ø14	930	Ø8 / 84
T3	300	500	35	4Ø14	4Ø14	930	Ø8 / 84
P1-C	300	400	35	6Ø14	6Ø14	450	Ø8 / 75
P2-C	300	400	35	7Ø14	7Ø14	450	Ø8 / 75
P3-C	300	400	35	6Ø14	6Ø14	450	Ø8 / 75
P1-L	300	400	35	4Ø14	4Ø14	450	Ø8 / 75
P2-L	300	400	35	4Ø14	4Ø14	450	Ø8 / 75
P3-L	300	400	35	4Ø14	4Ø14	450	Ø8 / 75
Nodo							Ø10 / 55

Armatura secondo nuova Norma Simica - Zona 2 - CD"B"							
Elemento	base [mm]	altezza [mm]	copriferro [mm]	$A_s^{sup}$	$A_s^{inf}$	L critica [mm]	$A_{sw}^{min}$ zona crit.
T1	300	500	35	5Ø14	4Ø14	465	Ø8 / 116
T2	300	500	35	5Ø14	4Ø14	465	Ø8 / 116
T3	300	500	35	4Ø14	4Ø14	465	Ø8 / 116
P1-C	300	400	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
P2-C	300	400	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
P3-C	300	400	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
P1-L	300	400	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
P2-L	300	400	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
P3-L	300	400	35	3Ø14	3Ø14	450	Ø8 / 75
Nodo							Ø10 / 55

Come può facilmente osservarsi, le conclusioni che possono desumersi da questa seconda applicazione confermano in parte quanto già osservato in precedenza, ossia:

- L'armatura longitudinale e trasversale delle travi è rimasta sostanzialmente immutata rispetto all'armatura richiesta dalla normativa precedente, sebbene nella CD"B" si riscontri sempre un minor quantitativo di armatura trasversale legato ad un passo di raffittimento delle staffe circa 1,4 volte superiore;

- L'armatura longitudinale dei pilastri è risultata nella CD"A" (almeno nei pilastri centrali) di molto superiore di quella richiesta dalla normativa precedente; ciò si è dovuto all'amplificazione del momento flettente per il fattore  $\alpha = 1,2 \frac{\sum M_{Resistenti, travi}}{\sum M_{Sollecitazioni, pilastri}}$ , in cui si è avuto circa  $\alpha = 3,1 \div 3,5$  per pilastri centrali e  $\alpha = 1,4 \div 1,6$  (fino ad  $\alpha = 2,2 \div 2,4$  nei telai secondari) per pilastri di estremità; va osservato oltretutto come i valori di  $\alpha$  siano maggiori di quelli ottenuti nell'applicazione precedente in ragione della diminuzione del rapporto  $\gamma = \frac{(EJ)_P / l_P}{(EJ)_T / l_T}$ ;
- L'armatura trasversale dei pilastri per struttura con CD"A" è risultata identica all'armatura adottata con la norma sismica precedente, lo stesso si è verificato per strutture con CD"B" essendo la prescrizione minima dovuta non ai diametri delle barre longitudinali (prescrizione presente solo nella CD"A") ma alla dimensione minima della sezione (prescrizione presente sia nella CD"A" che nella CD"B");
- La lunghezza delle zone critiche in cui premunirsi del confinamento del calcestruzzo è identica alla lunghezza imposta dalla norma sismica precedente, ad eccezione che nelle travi di strutture a CD"B" in cui la lunghezza critica è dimezzata;
- Il grado di confinamento del nodo è maggiore di quanto sia richiesto nella normativa precedente.

Osservato ciò, si è infine effettuata la valutazione della gerarchie delle resistenze mediante il metodo alfa, nel quale a ciascuna delle sezioni in cui è lecito attendersi la plasticizzazione durante il fenomeno sismico si associa un coefficiente alfa che è indice della vicinanza alla situazione di collasso della sezione stessa, con valori tanto minori del coefficiente alfa quanto più ci si trovi in prossimità del collasso.

Al fine di ricercare la condizione che esprima la situazione reale di collasso piuttosto che quella convenzionale per la sicurezza, per le suddette analisi si sono utilizzati dei valori estrapolati da alcune prove di laboratorio eseguite sui materiali che si è ipotizzato di utilizzare per le analisi eseguite.

In particolare, per barre FeB 44 K utilizzate all'interno del territorio marchigiano, il *Laboratorio Prove Materiali "Pietro Pisa"* dell'Università degli studi di Brescia, su un campione di circa 100 barre ha fornito i seguenti valori:

- $f_{ym}$ : 552 N/mm<sup>2</sup>;
- $f_{tm}$ : 651 N/mm<sup>2</sup>;
- $f_{yk}$ : 524 N/mm<sup>2</sup>;
- $f_{tm}$ : 618 N/mm<sup>2</sup>.

Mentre per calcestruzzo  $R_{ck}$ , prove fornite da un laboratorio locale hanno mostrato i seguenti valori:

- $R_{cm}$ : 38 N/mm<sup>2</sup>;
- $R_{ck}$ : 32 N/mm<sup>2</sup>;

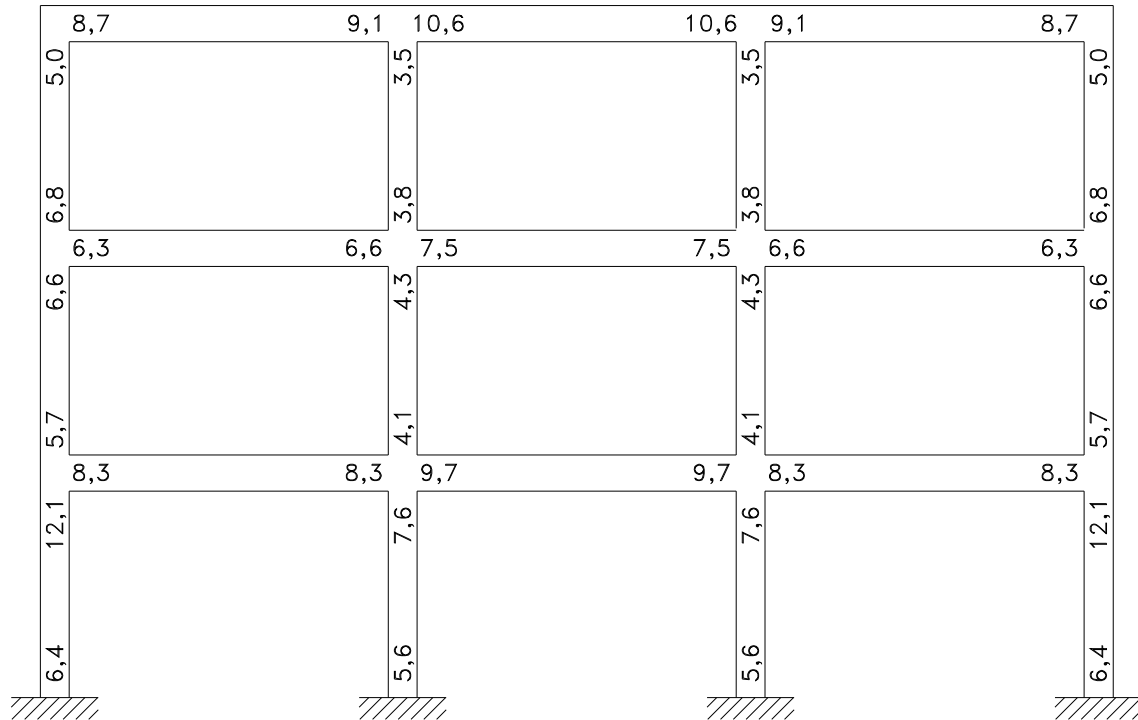
Tali valori hanno anzitutto permesso di osservare come nelle sezioni la plasticizzazione si verifichi prima nelle barre di armatura tese che non sul calcestruzzo compresso, requisito questo che risulta fondamentale nello sviluppo della duttilità della sezione.

I valori degli alfa sono stati quindi computati con il metodo delle tensioni ammissibili in riferimento al sisma di progetto secondo la norma sismica del D.M. del 1996 ed allo snervamento delle barre di armatura, condizione che si è ipotizzato avvenga per  $\sigma_s = 1,1 \cdot f_{ym} = 607 \text{ N/mm}^2$ .

Sebbene le analisi siano state eseguite per entrambi i telai analizzati, si riportano di seguito le sole osservazioni relative al telaio principale, essendo identici i risultati ottenuti nel telaio secondario.

Le osservazioni relative al caso di strutture con Classe di Duttilità Bassa inoltre risultano anche esse omesse in quanto, come può osservarsi dai quantitativi di armatura necessaria, il caso è identico a quello verificatosi con l'attuazione della norma del D.M. LL.PP. del 1996.

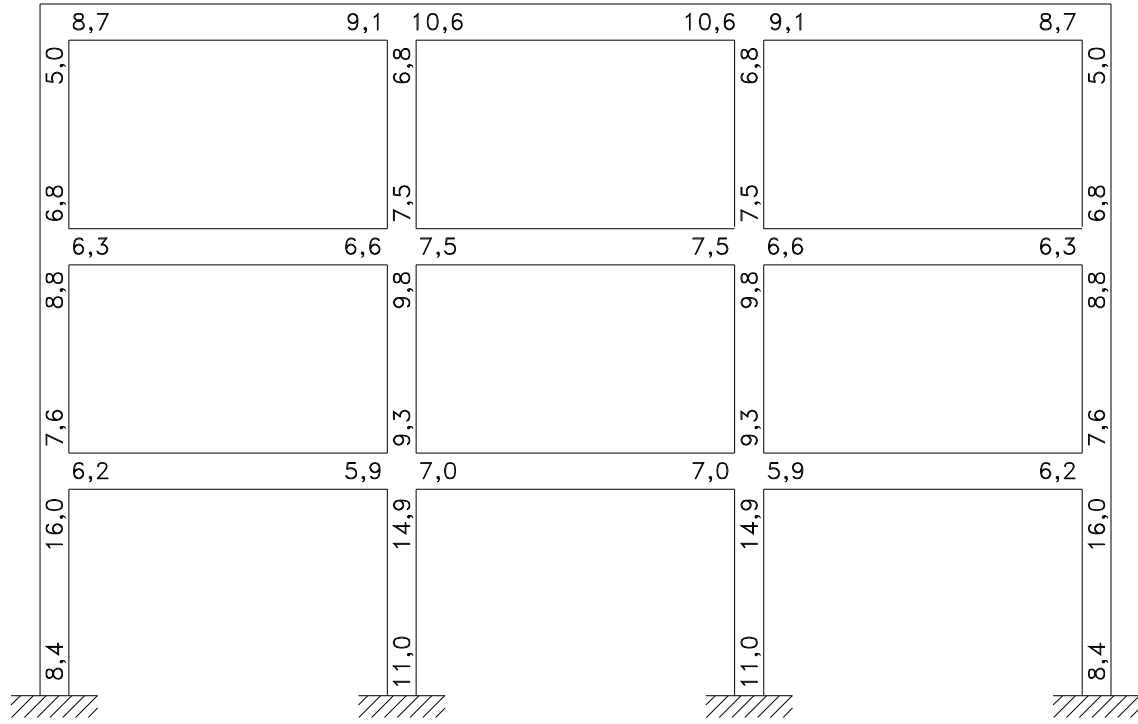
Mappatura degli Alfa – Norma Sismica D.M.1996



Valutazione Cronologia delle Plasticizzazioni - Armatura secondo Norma Sismica precedente

TRAVI	$\alpha$	PILASTRI	$\alpha$
		Pilastro Centrale - Piano 3 - Alto	3,5
		Pilastro Centrale - Piano 3 - Basso	3,8
		Pilastro Centrale - Piano 2 - Basso	4,1
		Pilastro Centrale - Piano 2 - Alto	4,3
		Pilastro Esterno - Piano 3 - Alto	5,0
		Pilastro Centrale - Piano 1 - Basso	5,6
		Pilastro Esterno - Piano 2 - Basso	5,7
Trave Campata 1 - Piano 2 - Sinistra	6,3		
Trave Campata 1 - Piano 2 - Destra	6,6	Pilastro Esterno - Piano 1 - Basso	6,4
		Pilastro Esterno - Piano 2 - Alto	6,6
		Pilastro Esterno - Piano 3 - Basso	6,8
Trave Campata 2 - Piano 2 - Sinistra	7,5		
		Pilastro Centrale - Piano 1 - Alto	7,6
Trave Campata 1 - Piano 1 - Sinistra	8,3		
Trave Campata 1 - Piano 1 - Destra	8,3		
Trave Campata 1 - Piano 3 - Sinistra	8,7		
Trave Campata 1 - Piano 3 - Destra	9,1		
Trave Campata 2 - Piano 1 - Sinistra	9,7		
Trave Campata 2 - Piano 3 - Sinistra	10,6		
		Pilastro Esterno - Piano 1 - Alto	12,1

Mappatura degli Alfa – Norma Sismica ord.3274 – CD”A”



Valutazione Cronologia delle Plasticizzazioni - Armatura secondo nuova Norma Sismica - CD”A”

TRAVI	$\alpha$	PILASTRI	$\alpha$
		Pilastro Esterno - Piano 3 - Alto	5,0
Trave Campata 1 - Piano 1 - Destra	5,9		
Trave Campata 1 - Piano 1 - Sinistra	6,2		
Trave Campata 1 - Piano 2 - Sinistra	6,3		
Trave Campata 1 - Piano 2 - Destra	6,6		
		Pilastro Centrale - Piano 3 - Alto	6,8
		Pilastro Esterno - Piano 3 - Basso	6,8
Trave Campata 2 - Piano 1 - Sinistra	7,0		
Trave Campata 2 - Piano 2 - Sinistra	7,5		
		Pilastro Centrale - Piano 3 - Basso	7,5
		Pilastro Esterno - Piano 2 - Basso	7,6
		Pilastro Esterno - Piano 1 - Basso	8,4
Trave Campata 1 - Piano 3 - Sinistra	8,7		
		Pilastro Esterno - Piano 2 - Alto	8,8
Trave Campata 1 - Piano 3 - Destra	9,1		
		Pilastro Centrale - Piano 2 - Basso	9,3
		Pilastro Centrale - Piano 2 - Alto	9,8
Trave Campata 2 - Piano 3 - Sinistra	10,6		
		Pilastro Centrale - Piano 1 - Basso	11,0
		Pilastro Centrale - Piano 1 - Alto	14,9
		Pilastro Esterno - Piano 1 - Alto	16,0

L'adozione di una metodologia di progettazione finalizzata alla realizzazione di strutture con Classe di Duttività Alta comporta quindi una variazione dell'assetto degli alfa che induce una transizione dei fenomeni di plasticizzazione dalle intestature dei pilastri alle intestature delle travi, seppure la mappatura finale degli alfa risulti ancora tale da non soddisfare appieno i criteri del *Capacity Design*, per il rispetto del quale si richiederebbe comunque un'ulteriore premura e sensibilità nei riguardi del problema.

I dati riportati inoltre, evidenziano come la norma attuale non sia in grado di fornire un controllo efficace sulla qualità della progettazione, tanto che nella valutazione secondo il metodo alfa le sezioni che per prime giungeranno a plasticizzazione sono proprio le intestature dei pilastri; se così avvenisse non si potrebbe di certo sviluppare la duttilità necessaria che si è preventivata nello spettro di progetto considerato, per cui la progettazione risulterebbe indubbiamente inadeguata.

La realizzazione di strutture ad Alta Classe di Duttività quindi mitiga ed in parte risolve tale problema, che può perciò essere sottoposto ad un maggiore controllo indipendentemente dalle competenze possedute dai tecnici che si accingono alla progettazione.

## Bibliografia

- [01] “Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici”  
Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003 – Allegato 2
- [02] “Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone”  
Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003 – Allegato 1
- [03] “Chiarimenti nuove norme sismiche”  
BLT Anno LXX – numero 7-8/2003
- [04] “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 1-1: Regole generali – Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture”  
Eurocodice 8 – UNI ENV 1998-1-1 – ottobre 1997
- [05] “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 1-1: Regole generali – Regole generali per gli edifici”  
Eurocodice 8 – UNI ENV 1998-1-2 – ottobre 1997
- [06] “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 1-1: Regole generali – Regole specifiche per i diversi materiali ed elementi”  
Eurocodice 8 – UNI ENV 1998-1-2 – gennaio 1998
- [07] “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”  
CEN – prEN 1998-1 – maggio 2000
- [08] “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”  
Decreto Ministero LL.PP. 16 gennaio 1996 – Gazzetta Ufficiale n. 29, 5 febbraio 1996
- [09] “Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al D.M. 16 gennaio 1996”  
Circolare Ministero LL.PP. n. 65, AA.GG. 10 aprile 1997 – Gazzetta Ufficiale n. 97, supplemento, 28 aprile 1997
- [10] “Movimenti fra classificazione vecchia e classificazione 2003”  
Elaborazione Servizio sismico nazionale – Fabrizio Brammerini
- [11] “La valutazione delle prestazioni sismiche di strutture esistenti in cemento armato: Indicazioni dalle linee guida NEHRP”  
G.C. Beolchini, G. Di Pasquale, L. Gizzarelli
- [12] “Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche”  
Decreto Ministero LL.PP. 9 gennaio 1996 – Gazzetta Ufficiale n. 29, 5 febbraio 1996

- [13] “Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche”  
Legge Ministero LL.PP. n. 64, 2 febbraio 1974 – Gazzetta Ufficiale n. 76, 21 marzo 1974
- [14] “Commentario al D.M. 16.01.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.04.1997 del Ministero LL.PP. – Capitolo 1: Disposizioni generali”  
ANIDIS – SSN – Franco Braga
- [15] “Commentario al D.M. 16.01.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.04.1997 del Ministero LL.PP. – Capitolo 2: Criteri generali di progettazione”  
ANIDIS – SSN – Paolo E. Pinto
- [16] “Commentario al D.M. 16.01.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.04.1997 del Ministero LL.PP. – Capitolo 8: Edifici con struttura intelaiata”  
ANIDIS – SSN – Antonello De Luca, Roberto Realfonzo
- [17] “Commentario al D.M. 16.01.1996 e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.04.1997 del Ministero LL.PP. – Capitolo 9: Edifici con struttura intelaiata”  
ANIDIS – SSN – Mauro Dolce
- [18] “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”  
John Wiley & Sons, Inc. (1992) – Paulay T. and Priestley M.J.N.
- [19] “Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni della Basilicata, Campania e Puglia”  
Decreto Ministero LL.PP. e INT. 2 luglio 1981
- [20] “Il comportamento sismico di telai in cemento armato tamponati”  
Comitato Tecnico-Scientifico – Sisma Marche-Umbria 1997/1998  
Luigino Dezi, Camillo Nuti, Fabrizio Vestroni, Silvio Albanesi, Samuele Biondi
- [21] “Criteri di calcolo per la progettazione degli interventi – verifiche sismiche ed esempi per l’applicazione delle direttive tecniche D.G.R. Umbria 5180/98 e D.G.R. Marche 2153/98 in attuazione L. 61/98”  
Servizio Sismico Nazionale e gruppo Nazionale Difesa Terremoti/CNR  
Editrice Sallustiana, Roma, 1998 – AA.VV., Terremoto in Umbria e Marche del 1997