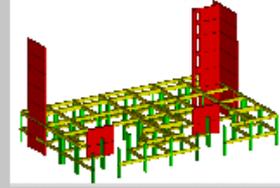


SOFTING



“Soluzioni
all'avanguardia
per la progettazione
strutturale”



ELEMENTI DI PROGETTAZIONE ANTISISMICA

ING. PIETRO RENZO

INDICE

<u>1. INTRODUZIONE</u>	<u>3</u>
Illustrazione degli scopi del corso.....	3
<u>1.1 Concetto di terremoto.....</u>	<u>3</u>
<u>1.2 Accelerazione al suolo.....</u>	<u>5</u>
<u>1.3 Sismicità secondo la vecchia normativa Italiana.....</u>	<u>6</u>
<u>1.4 Sismicità secondo l'Ordinanza 3274 e Carte sismiche del servizio sismico nazionale</u>	<u>9</u>
<u>2. CENNO SUGLI ELEMENTI FINITI PIÙ USATI NELLA MODELLAZIONE DI STRUTTURE ANTISISMICHE</u>	<u>12</u>
<u>3. METODI DI CALCOLO DELL'INGEGNERIA ANTISISMICA</u>	<u>16</u>
<u>3.1 Analisi Statica Equivalente (Ordinanza n° 3274 – par 4.5.2).</u>	<u>16</u>
<u>3.2 Analisi dinamica – Concetti generali.....</u>	<u>18</u>
<u>4. FONDAZIONI.....</u>	<u>24</u>
<u>4.1 Generalità.....</u>	<u>24</u>
<u>5. ORDINANZA N° 3274 ED ANALISI DINAMICA MODALE</u>	<u>29</u>
<u>5.1 Premessa generale sulla normativa Italiana.....</u>	<u>29</u>
<u>5.2 Spettro di risposta elastico secondo Ordinanza 3274.....</u>	<u>30</u>
<u>5.3 Obiettivi del legislatore.....</u>	<u>32</u>
<u>5.4 Spettro di risposta di progetto.....</u>	<u>33</u>
<u>6. PRESCRIZIONI GENERALI CONTENUTE NELL'ORDINANZA 3274</u>	<u>47</u>
<u>6.1 Premessa.....</u>	<u>47</u>
<u>6.2 Differenziazione tra analisi orizzontale e verticale</u>	<u>47</u>
<u>6.3 Modellazione della struttura.....</u>	<u>50</u>
<u>6.4 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni.....</u>	<u>52</u>
<u>6.5 Masse strutturali.....</u>	<u>53</u>
<u>6.6 Valutazione degli spostamenti.....</u>	<u>54</u>
<u>6.7 Verifiche di sicurezza.....</u>	<u>54</u>
<u>7. VERIFICHE STRUTTURALI ALLE T.A. ED AGLI S.L.....</u>	<u>58</u>
<u>8. DUTTILITÀ LOCALE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.</u>	<u>62</u>
<u>8.1 Premessa.....</u>	<u>62</u>
<u>8.2 Duttilità di ogni singolo elemento resistente</u>	<u>62</u>

9. ELEMENTI STRUTTURALI DI OPERE IN C.A. E

ACCORGIMENTI PER GARANTIRE LA DUTTILITÀ

LOCALE.....65

9.1 Generalità.....65

9.2 Travi.....65

9.3 Pilastri.....69

9.4 Nodi trave pilastro.....74

9.5 Pareti di irrigidimento.....75

10. DUTTILITÀ GLOBALE DELLE STRUTTURE.....84

11. PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI

STRUTTURALI IMPIEGANDO IL SOFTWARE SOFTING

88

11.1 Generalità.....88

11.2 Impiego di Nolian.....89

11.3 Impiego di EasyBeam.....92

1.

INTRODUZIONE

Illustrazione degli scopi del corso

Gli scopi del corso sono i seguenti:

- a) Illustrare sinteticamente gli aspetti salienti delle azioni sismiche e delle moderne metodologie di calcolo per la progettazione antisismica.
- b) Fornire gli elementi indispensabili alla corretta concezione e progettazione antisismica di strutture in c.a..
- c) Illustrare le innovazioni introdotte nell'Ordinanza **OPCM n° 3274**(peraltro in via di aggiornamento), evidenziandone gli aspetti principali relativamente alle strutture tipiche in c.a..
- d) Illustrare con esempi pratici le procedure di calcolo, già implementate in Nolian ed EasyBeam, che possono essere impiegate ad oggi per sviluppare una progettazione conforme all'Ordinanza n° 3274.

1.1

terremoto

Concetto di

I terremoti sono dovuti, di norma, alla concentrazione di tensioni nel sottosuolo dovute ai movimenti della crosta terrestre (fanno eccezione i terremoti di origine vulcanica, generalmente più rari e di intensità minore).

Quando in una determinata area si produce una frattura, l'energia accumulata nella deformazione delle rocce interessate si libera improvvisamente, generando una serie di onde (di compressione e taglio) che si propagano a distanze notevoli dalla zona in cui si è prodotta la frattura (epicentro del sisma).

Quando tali onde arrivano in superficie, trasmettono delle accelerazioni (verticali ed orizzontali) alle strutture portanti degli edifici. L'energia che tali strutture assorbono viene dissipata più o meno velocemente, secondo alcuni meccanismi che saranno indicati nel seguito.

Le onde sismiche in arrivo non hanno tutte le medesime caratteristiche; esse sono anzi costituite da un insieme di onde elementari (treno di onde – serie di Fourier), differenti per ampiezza e periodo di oscillazione, la cui combinazione lineare costituisce il terremoto vero e proprio.

La quantità d'energia assorbita, che la singola struttura è chiamata a dissipare, è variabile in dipendenza delle proprie caratteristiche e delle caratteristiche delle onde in arrivo; in altre parole ci sono strutture più sensibili di altre ad un determinato terremoto (caratterizzato da uno specifico treno di onde) in quanto si stabilisce una sorta di risonanza con le onde in arrivo a più alto contenuto energetico.

Senza entrare in dettaglio sulla caratteristiche di propagazione delle onde sismiche, che non è interessante per gli scopi del corso, mi limito ad indicare quelle che sono le scale secondo cui è comunemente indicata la "violenza" di un terremoto – Mercalli e Richter.

Equivalenza fra le scale comunemente usate per indicare l'intensità di un terremoto: la scala Richter e la scala Mercalli

Gradi scala Mercalli	Gradi scala Richter
0	1,0
1	2,0
2	2,5
3	3,0
4	3,5
5	4,0
6	4,5
7	5,0
8	5,5
9	6,0
10	6,5

Interpretazione delle conseguenze associate ai gradi della scala Mercalli

1° Grado - Impercettibile	Scossa rilevata solo dai sismografi installati sopra l'epicentro.
2° Grado - Lievissima	Scossa rilevata dai sismografi installati a pochi chilometri dall'epicentro. Non viene avvertita dalla popolazione.
3° Grado - Lieve	Scossa considerata generalmente di assestamento, rilevata dai sismografi ubicati in un raggio di circa 10 chilometri dall'epicentro. Normalmente non viene percepita dalla popolazione.
4° Grado - Moderata	Scossa percepita solo ai piani più alti degli edifici, e rilevata dai sismografi posti a una distanza non superiore ai 100 chilometri.
5° Grado - Media intensità	Scossa che riesce a far oscillare i lampadari e far cadere qualche soprammobile nella zona direttamente interessata. Viene rilevata dai sismografi in un raggio di 200 chilometri dall'epicentro.
6° Grado: Forte	Scossa che provoca crepe nelle pareti e giunge a far suonare le campane a causa dell'oscillazione della struttura dei campanili. Rilevata dai sismografi distanti fino a 600 chilometri dall'epicentro.
7° Grado: Molto Forte	Scossa che può far crollare qualche edificio e provocare vittime. I sismografi la rilevano anche a distanza di 1000 chilometri dall'epicentro.
8° Grado:	Scossa che provoca crepe sul terreno, il crollo di

11	7,0
12	7,5

Distr
9° G Altan distr
10° C Forte distr
11° g Cata
12° C Ampl cata

La scala Mercalli è nata con esplicito riferimento ai danni prodotti dal sisma alle attività antropiche, mentre la Richter nasce con riferimento all'ampiezza del terremoto.

L'indice Richter per un dato terremoto è il logaritmo in base 10 del massimo spostamento verificatosi, misurato in micrometri con un sismografo Wood-Anderson e corretto in una distanza di 100 km. Eventi sismici con indice maggiore di 5 possono provocare danni a strutture.

Per quanto riguarda la progettazione delle strutture antisismiche le scale soprariportate hanno scarso interesse.

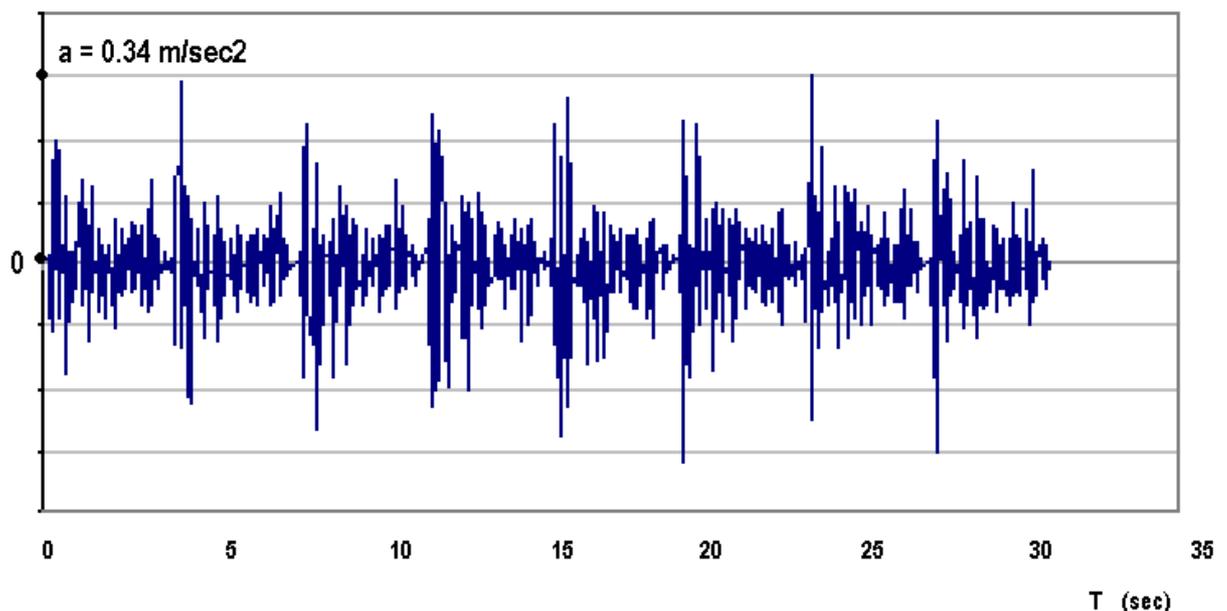
1.2 ne al suolo

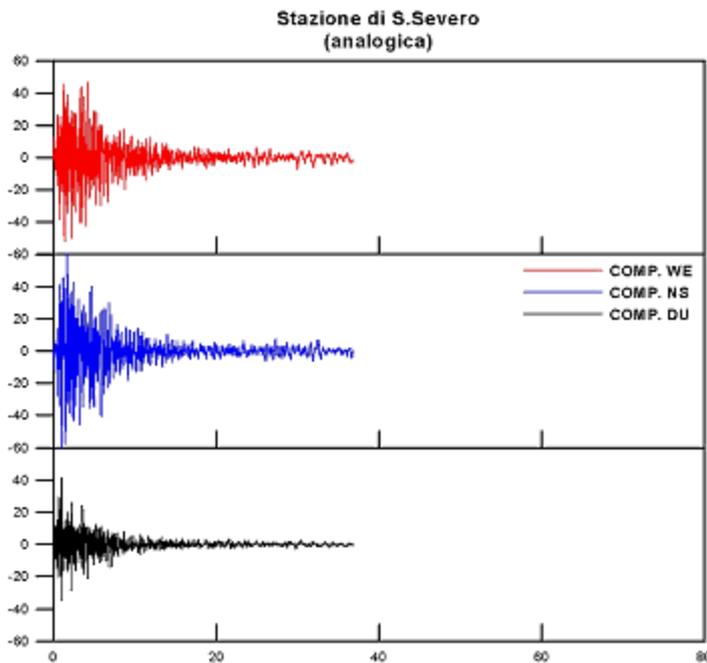
Accelerazio

Ha invece interesse ingegneristico, almeno per iniziare a capire in concreto gli effetti sulle strutture, quello che è l'accelerogramma di uno specifico terremoto, registrato da un sismografo in una determinata località.

A titolo di esempio si riporta l'accelerogramma registrato ad EL Centro nel 1940

ACCELEROGRAMMA DI EL CENTRO





In questa altra immagine è riportato l'accelerogramma registrato nella stazione di S. Severo in corrispondenza del recente terremoto del 31/10/2002.

Entrambi i diagrammi hanno una durata di 30÷35 sec, ma mentre il terremoto di EL CENTRO manifesta delle forti accelerazioni durante tutta la sua durata, in terremoto registrato a

San. Severo manifesta delle accelerazione significative solo per i primi 8÷10 sec.

In effetti si è trattato di un evento di durata limitata, la qual cosa, presumibilmente, ha fatto sì che la maggior parte delle vecchie costruzioni in muratura, pur subendo danni assai gravi, non siano arrivate al crollo.

1.3

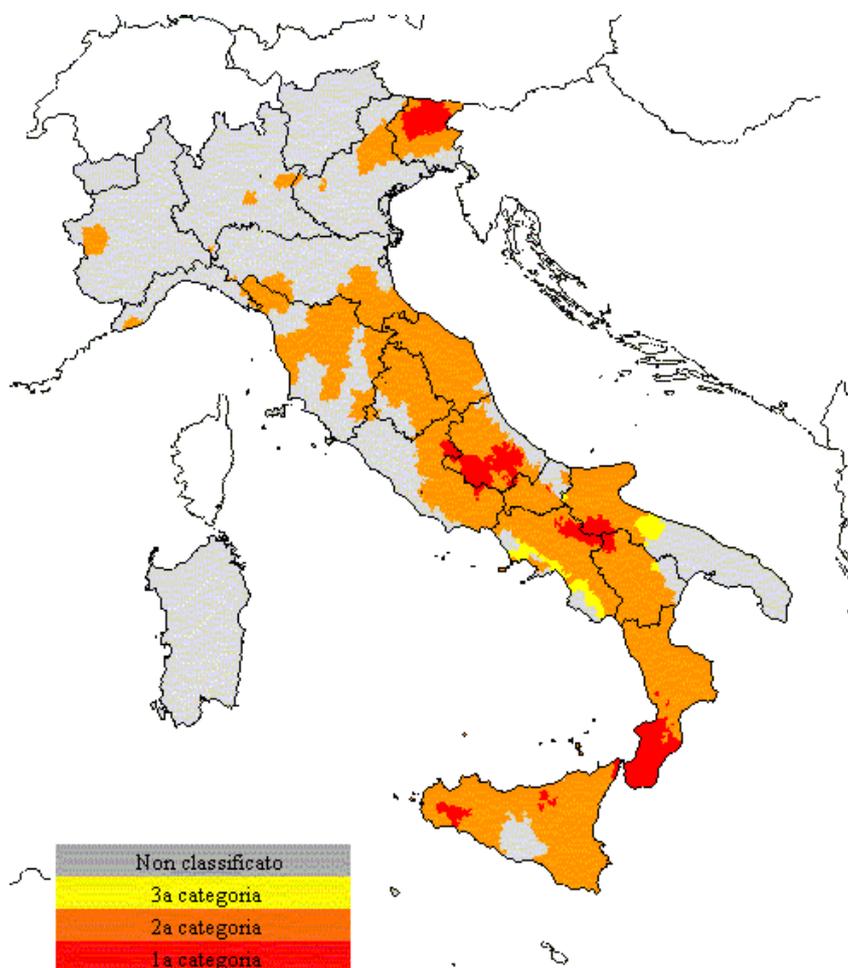
Sismicità

secondo la vecchia normativa Italiana

Per quanto riguarda la normativa Italiana ufficiale, essa divide l'Italia in una serie di zone che differiscono tra loro per il valore dell'accelerazione al suolo (Peak Ground Acceleration – PGA). Si prescinde per il momento dal concetto di **SPETTRO DI RISPOSTA** che verrà introdotto nel seguito (in ogni modo la forma dello spettro di risposta è unica e, quindi, è possibile trascurare momentaneamente questo aspetto del problema, concentrando l'attenzione sul valore di **PGA**).

Nel seguito è riportata la mappatura sismica ufficiale:

La figura riporta una mappatura a colori della



macrozonizzazione sismica prevista dalla normativa italiana vigente.

Sono individuate 3 zone, a cui sono associati diversi valori di accelerazione al suolo (PGA).

(Nel seguito si è fatto riferimento alle strutture intelaiate

Per altre tipologie strutturali le formule sono leggermente diverse ma i concetti generali sono analoghi.)

Più precisamente per tali zone la normativa italiana assegna il valore del coefficiente sismico:

$$\bullet \quad C = \frac{S - 2}{100} = \text{coefficiente di intensità sismica}$$

Questo è il parametro principale della formula completa (**MINISTERO LL. PP. Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996** - par. c. 6.2) che definisce l'accelerazione al suolo da prendere a riferimento nello sviluppo di un qualsiasi progetto-

$$a/g = C \times R \times \varepsilon \times \beta \times I$$

Dove:

a = accelerazione al suolo

g = accelerazione di gravità = 9.81m/sec²

C- variabile secondo il territorio

⇒ C = 0.1 - 1^a categoria

⇒ C = 0.07 - 2^a categoria

⇒ C = 0.04 - 3^a categoria

R ≤ 1 - forma spettrale (vedi nel seguito)

ε = 1 ÷ 1.3 - coeff. di fondazione legato alla natura del suolo sottostante l'opera

β = 1 ÷ 1.2 - coefficiente di struttura (il valore maggiore deve essere assunto qualora siano presenti degli elementi irrigidenti, quali pareti portanti)

I = 1 ÷ 1.4 - coefficiente di importanza legato all'interesse pubblico dell'opera

Assumendo:

I = 1 (parametro)

β = 1 (strutture a telaio)

R = 1

Si ottengono i valori delle massime accelerazioni al suolo che, in relazione alla categoria sismica di appartenenza, devono essere assunte in fase di progettazione:

1a) *a/g = 0.1 ÷ 1.3*

2a) *a/g = 0.07 ÷ 0.091*

3a) *a/g = 0.04 ÷ 0.052*

1.4

Sismicità

secondo l'Ordinanza 3274 e Carte sismiche del servizio sismico nazionale

Nell'Ordinanza 3274 sono previste N° 4 zone che, in sostanza, coprono quasi integralmente il territorio Italiano:

Zona	Valore di a_g
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

I valori sovresposti, inoltre, devono essere accresciuti per tenere conto degli effetti d'amplificazione locale dovuti alle caratteristiche del terreno S:

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

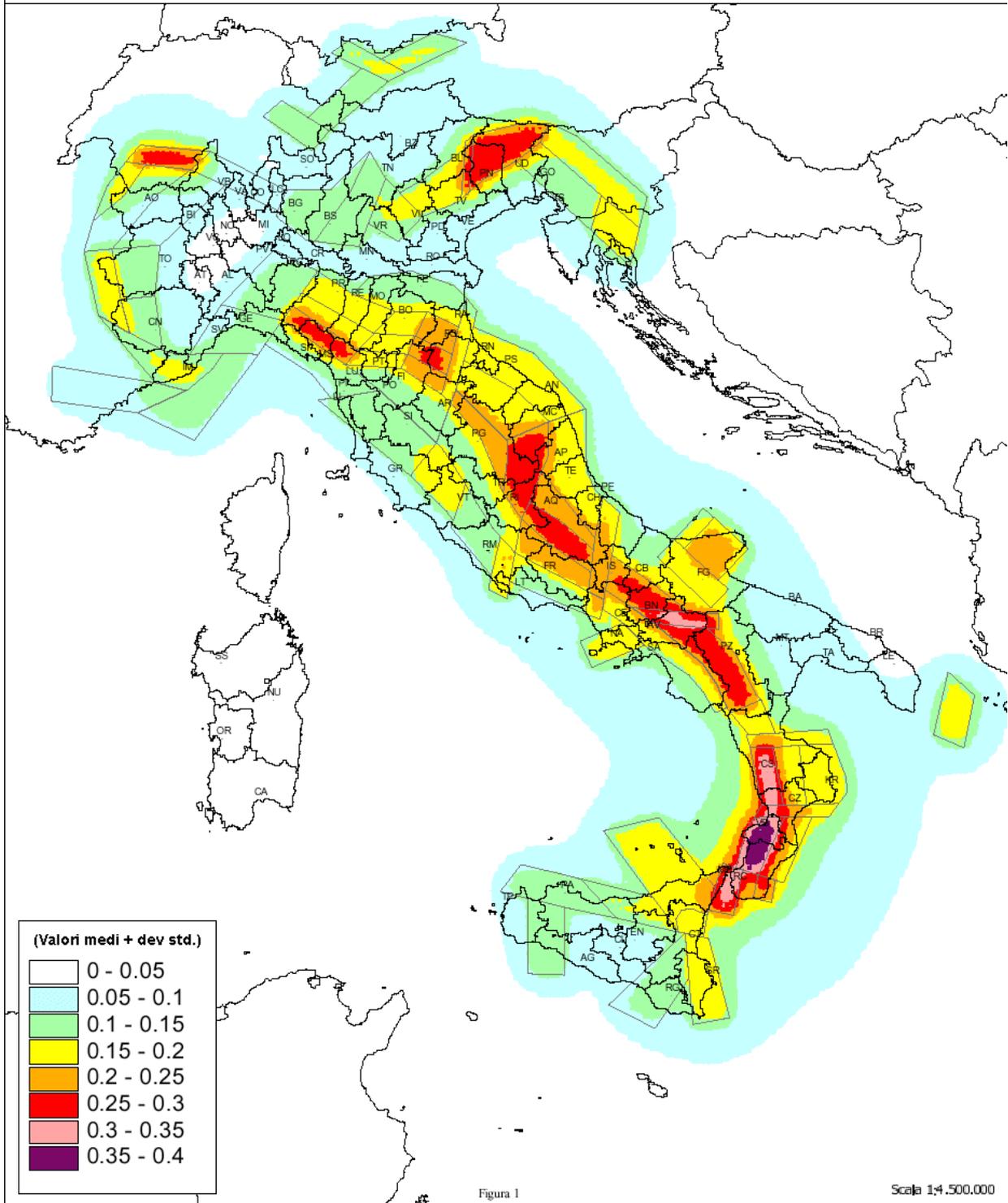
ed al fattore di importanza I:

Tabella 4.3 – Fattori di importanza

Categoria	Edifici	Fattore di importanza
I	Edifici la cui funzionalità durante il terremoto ha importanza fondamentale per la protezione civile (ad esempio ospedali, municipi, caserme dei vigili del fuoco)	1.4
II	Edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (ad esempio scuole, teatri)	1.2
III	Edifici ordinari, non compresi nelle categorie precedenti	1.0

La suddivisione in quattro zone, al di là dei vari fattori locali, rispecchia quasi esattamente la cartografia sismica elaborata dal SSN (Servizio Sismico Nazionale).

Valori di PGA (g) con una probabilità di superamento del 10 % in 50 anni (periodo di ritorno di 475 anni)



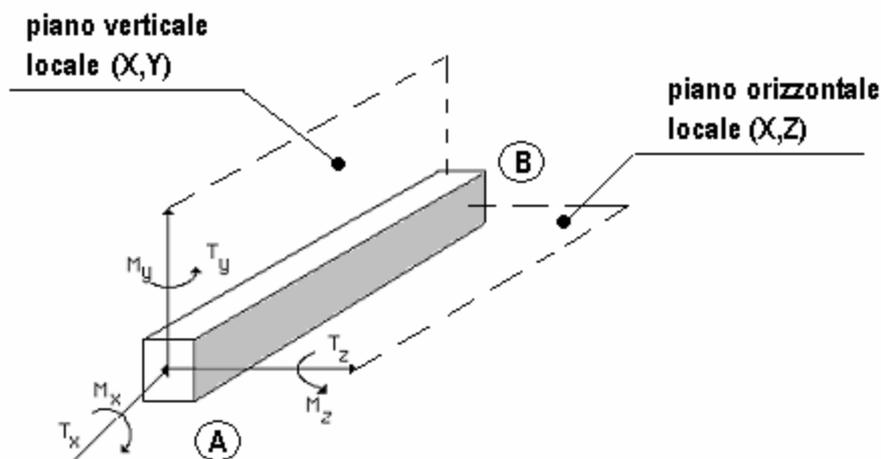
Il confronto tra le due norme evidenzia immediatamente i seguenti aspetti:

1. Le accelerazioni potenziali cui una struttura potrebbe essere soggetta durante la propria vita utile sono molto più forti di quelle prese a base della vecchia norma.
2. Il calcolo eseguito sulla base della normativa italiana, quale che sia il metodo (statico o dinamico), è pertanto convenzionale; le strutture, durante la loro vita operativa, possono essere assoggettate a forze molto maggiori di quelle calcolabili applicando la normativa stessa, sia per le caratteristiche della PGA sia per quelle dello spettro di progetto, di cui si parlerà nel seguito.
3. Le carte sismiche del SSN prendono in esame tempi di ritorno di circa 500 anni (sisma catastrofico). Per queste azioni la normativa Italiana, se correttamente applicata, consente di realizzare delle strutture che, pur subendo danni rilevanti, non arrivano al collasso, salvaguardando la vita delle persone.

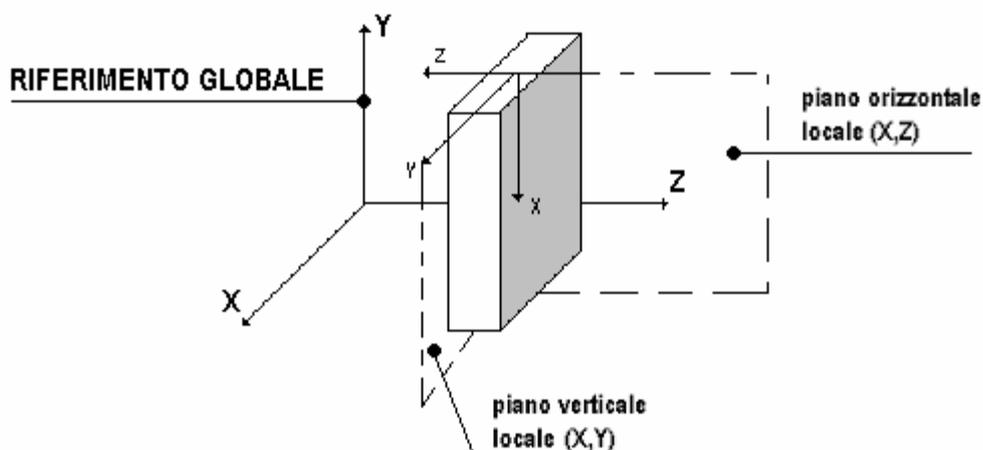
2. CENNO SUGLI ELEMENTI FINITI PIÙ USATI NELLA MODELLAZIONE DI STRUTTURE ANTISISMICHE

A questo punto ritengo opportuno un breve cenno sui tipi elementi finiti normalmente impiegati nella modellazione strutturale (antisismica e non). Il cenno è molto sintetico in quanto, dato l'elevato numero di utenti presenti, si ritiene che questa materia sia in buona parte conosciuta.

ELEMENTI TRAVE, CON 6 GRADI DI LIBERTÀ PER NODO
Possono essere sia ORIZZONTALI o SUBORIZZONTALI



che VERTICALI

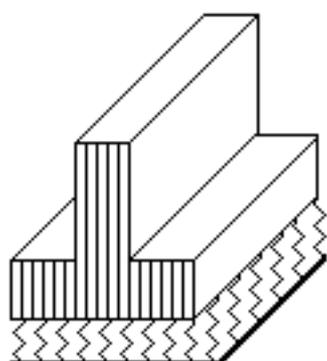


Si differenziano, di norma, solo per il differente orientamento del riferimento locale rispetto a quello globale.

ELEMENTO TRAVE SU SUOLO ELASTICO

E' costituito da una trave a sezione rettangolare o a T rovescia poggiata su un "letto" di molle e dotata di rigidità flessionale, tagliante e torsionale.

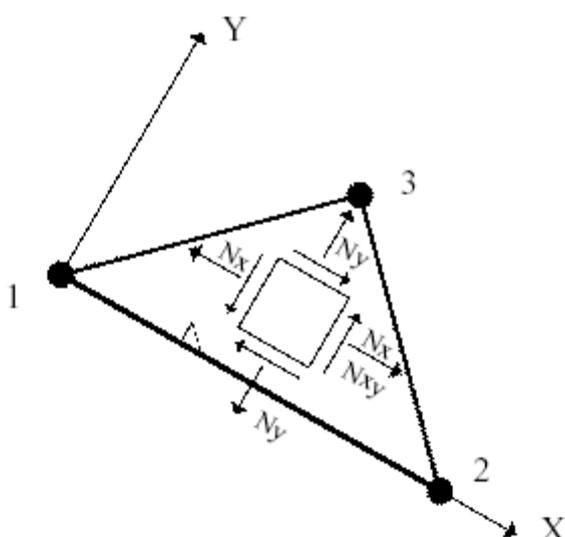
E' usata per rappresentare in modo sintetico la maggior parte delle fondazioni continue (Travi rovesce, platee, ecc..).



$K_F = \text{coeff. di sottofondo [kg/cm}^3]$

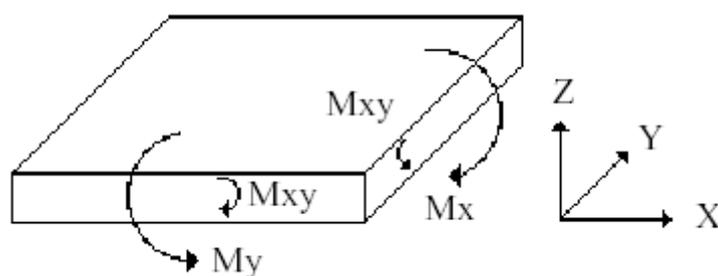
ELEMENTI GUSCIO

Sono elementi piani con 3 - 4 - 8 nodi, che presentano sia un comportamento membranale

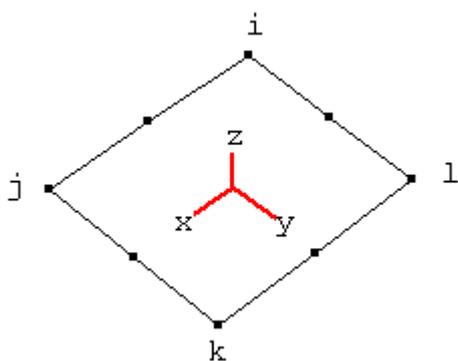


ELEMENTO A TRE NODI IN CUI È EVIDENZIATA LA SOLLECITAZIONE MEMBRANALE

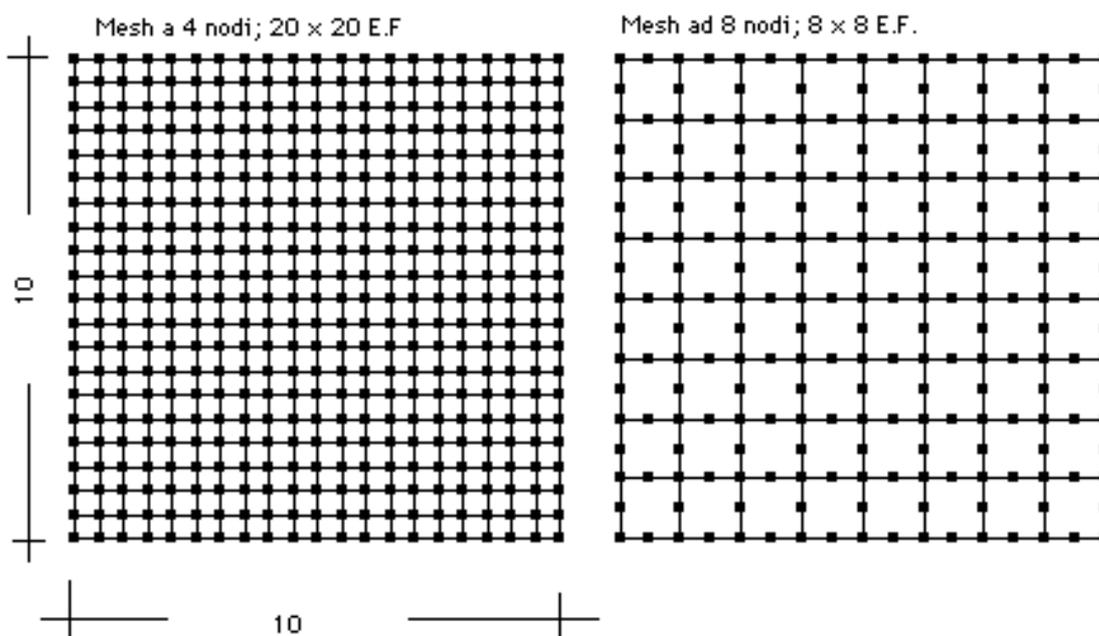
ELEMENTO A 4 NODI CON EVIDENZIATA LA SOLLECITAZIONE FLESSIONALE.



ELEMENTO A 8 NODI, CON EVIDENZIAMENTO DEL SISTEMA DI RIFERIMENTO LOCALE IN CUI SONO RIPORTATI GLI SFORZI NODALI



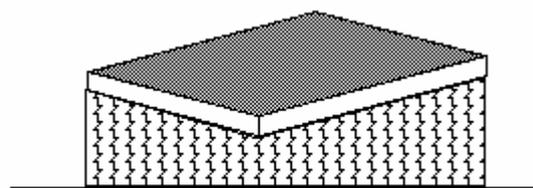
ESEMPI DI MODELLAZIONE DI PIASTRE, CON L'IMPIEGO DI UN ELEVATO NUMERO DI E.F. PER MIGLIORARE LA PRECISIONE DEL CALCOLO



ELEMENTO PIASTRA SU SUOLO ELASTICO

E' costituito da una piastra poggiata su un "letto" di molle verticali ed dotata di rigidità flessionale, tagliante ed assiale.

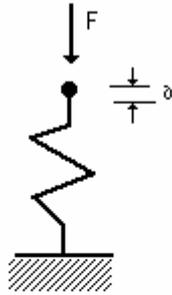
E' usata per rappresentare in modo sintetico la maggior parte delle fondazioni a platea, sia per basamenti di edifici civili che per quelli relativi a vasche, serbatoi, ecc.



$K_F = \text{coeff. di sottofondo [kg/cm}^3\text{]}$

ELEMENTO BOUNDARY

Si
di

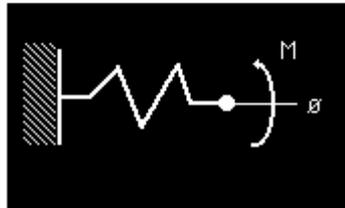


K_a
 K_\varnothing

tratta di un elemento dotato unicamente di rigidezza assiale e torsionale con leggi carico-deformazione lineari.

$$= F/\delta \text{ [kg/cm]}$$

$$= M/\varnothing \text{ [kgxcm]}$$



L'elemento Boundary è usato per introdurre un vincolo elastico al disotto di fondazioni isolate.

2. METODI DI CALCOLO DELL'INGEGNERIA ANTISISMICA

2.1

Analisi

Statica Equivalente (Ordinanza n° 3274 – par 4.5.2)

L'analisi statica equivalente può essere effettuata su edifici che presentano le seguenti caratteristiche:

- Regolarità strutturale (riguardante sia pianta che elevazione)
- Periodo proprio fondamentale inferiore a 1.4 PER LA NORMATIVA ITALIANA

Il primo requisito rende i primi modi propri di vibrare della struttura assimilabili a quelli di una mensola, con probabile interessamento della quasi totalità della massa dell'edificio, portando ad escludere effetti legati a frequenze fondamentali di tipo torsionale, o ad accoppiamento tra modi flessionali e torsionali caratterizzati da frequenze vicine.

Il secondo requisito porta a considerare che gli spostamenti ai piani (e le relative forze sismiche) crescano linearmente con la distanza dal suolo.

L'analisi è effettuata applicando alle varie quote della struttura una serie di forze statiche, dipendenti dalla posizione e dalla distribuzione dei pesi.

La forza da applicare a ciascun piano è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h (z_i W_i) / \sum (z_j W_j)$$

dove: $F_h = S_d(T_1) W \lambda$

F_i è la forza da applicare al piano i

W_i e W_j sono i pesi delle masse ai piani i e j rispettivamente

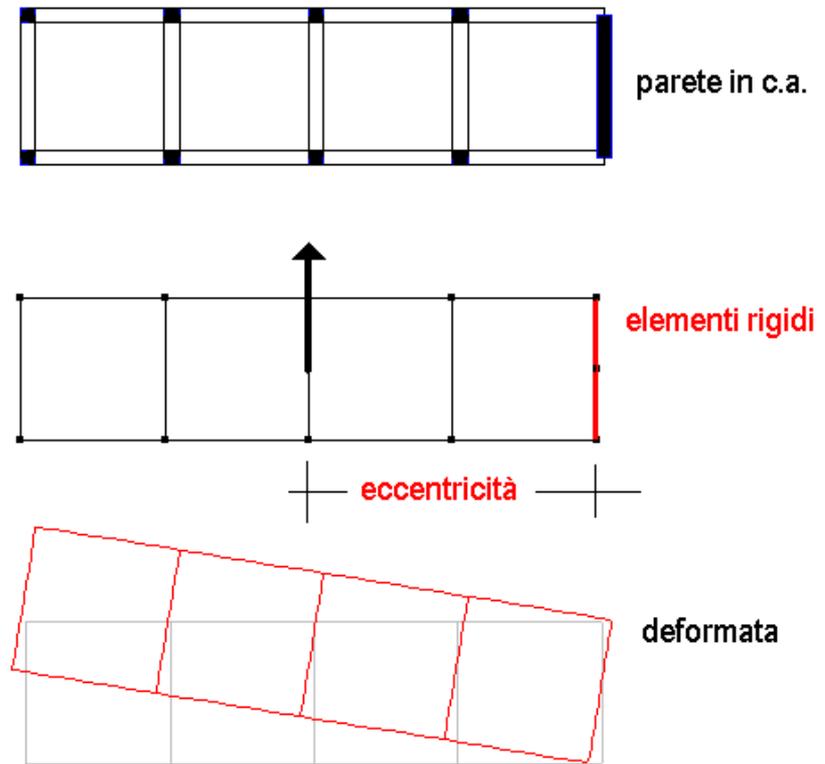
z_i e z_j sono le altezze dei piani i e j rispetto alle fondazioni

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto

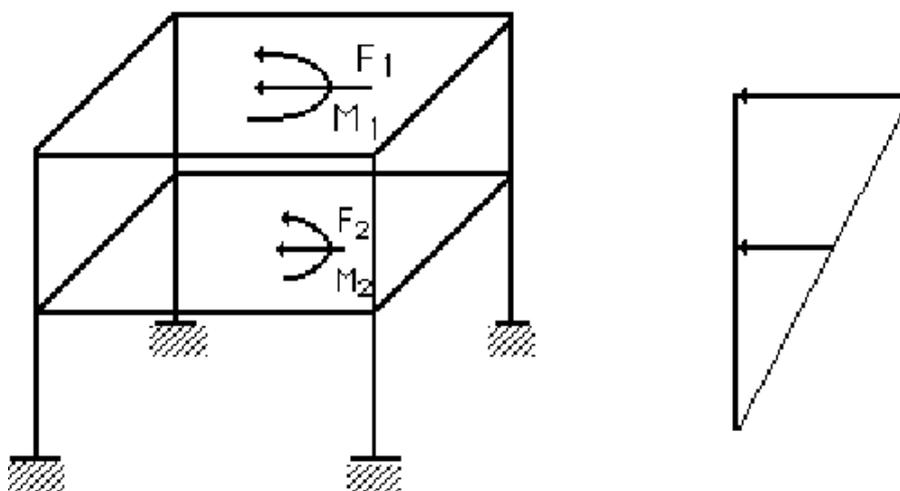
W è il peso complessivo della costruzione, calcolato secondo quanto indicato per ogni tipo strutturale

λ è un coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha almeno tre piani e se $T_1 < 2 T_c$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi.

Il sistema di forze così determinato è applicato nel baricentro delle masse; qualora esista una eccentricità tra baricentro di massa e baricentro delle rigidezze si innescano automaticamente degli effetti torsionali.



L'analisi che segue è semplicemente elastica lineare, con combinazioni che tengono in conto la possibilità che l'evento sismico abbia come direzione una qualunque combinazione delle due direzioni di rigidezza principali (in pianta) dell'edificio.



2.2

dinamica – Concetti generali

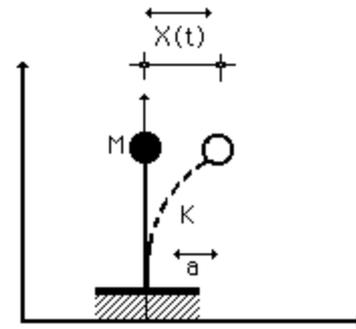
2.2.1 Dinamica dell'oscillatore ad elementare

Si consideri un oscillatore elementare a un grado di libertà la cui massa può compiere, rispetto al terreno, solo spostamenti orizzontali.

Sia K la costante elastica flessionale complessiva dei sostegni: KX è la reazione sulla massa, con X spostamento di questa rispetto al terreno.

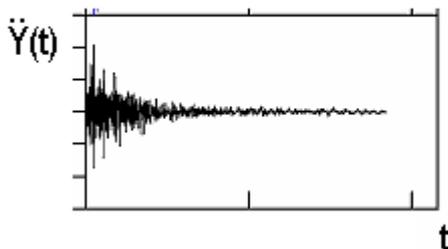
La dissipazione del sistema nel suo moto è definita da uno smorzatore viscoso di costante C : CX' è la reazione esercitata dallo smorzatore sulla massa, essendo \dot{X} la velocità relativa del terreno.

Quando il terreno compie degli spostamenti orizzontali, $Y(t)$, la massa M si mette in movimento per effetto delle varie forze in gioco.



**oscillatore di massa M
rigidezza traslante K
smorzamento c**

accelerazione orizzontale al suolo



Lo scopo è quello di calcolare la funzione spostamento $X(t)$ della massa causata dal sisma, noti che siano la funzione di eccitazione $\ddot{Y}(t)$ (accelerogramma) e le costanti del sistema M, K, C .

L'equazione del moto del sistema può essere scritta come segue:

$$MX'' + CX' + KX = MY''$$

Tale relazione può essere riscritta nella forma:

$$X'' + 2\nu \omega_0 X' + \omega_0^2 X = Y''$$

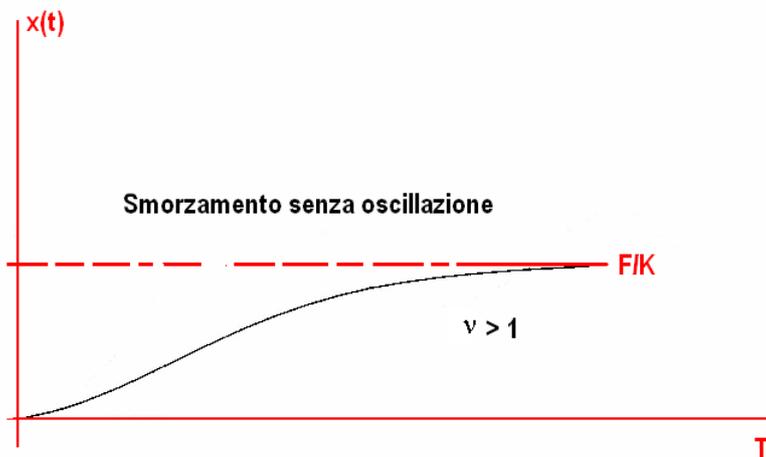
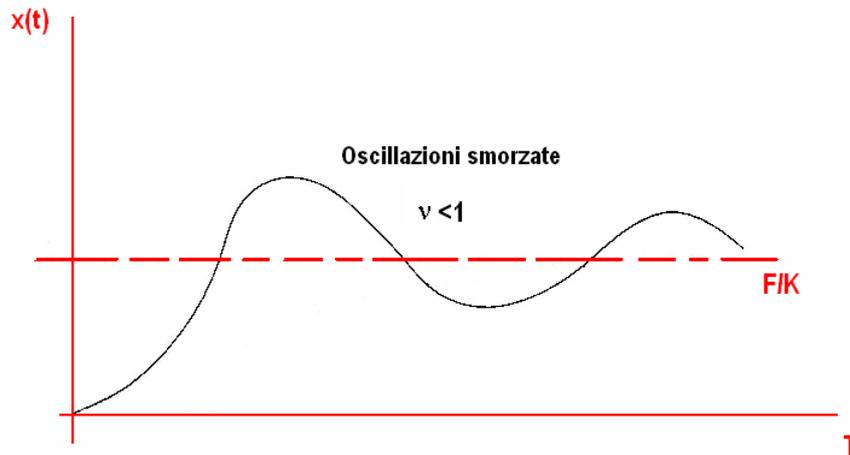
dove:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad \text{PULSAZIONE NATURALE}$$

$$\nu = C/2M\omega_0 \quad \text{SMORZAMENTO}$$

$$T_0 = 2 \times \pi / \omega_0 \quad \text{PERIODO DI OSCILLAZIONE}$$

Se si applica una forza costante, la risposta del sistema tende asintoticamente allo spostamento F/K .



Se lo smorzamento è nullo, $\nu = 0$, il sistema oscilla indefinitamente attorno alla retta F/K . Per valori $0 < \nu < 1$, il sistema tende a stabilizzarsi su tale valore, tanto più rapidamente quanto maggiore è il valore di ν .

Per valori di $\nu > 1$ il sistema raggiunge il suo valore asintotico senza oscillare. Il minimo valore di ν per il quale si ha quest'ultimo tipo di comportamento è $\nu = 1$. Tale valore dello smorzamento è detto **SMORZAMENTO CRITICO**.

Nell'Ingegneria Civile è usuale riferire gli smorzamenti allo smorzamento critico: le strutture ordinarie in c.a. hanno smorzamenti dell'ordine del $5 \div 7\%$ dello smorzamento critico, mentre le strutture in acciaio con collegamenti saldati hanno smorzamenti dell'ordine del $3 \div 5\%$ dello smorzamento critico. Smorzamenti molto maggiori competono a strutture per le quali la deformabilità è essenzialmente localizzata nel terreno di fondazione, o in strutture in muratura.

Da un punto di vista energetico lo smorzamento è simile all'attrito; rappresenta in altre parole la quota parte di energia del sistema che viene dissipata, senza fenomeni di plasticizzazione, per effetto degli attriti interni del materiale.

2.2.2 Spettro di risposta elastico

Per fissato accelerogramma, è possibile definire la funzione $X(t)$ che, istante per istante, definisce lo spostamento della massa M . In generale, tuttavia, non interessa conoscere la descrizione completa della funzione $X(t)$, ma è sufficiente conoscere il valore massimo X_{\max} che tale funzione raggiunge durante l'evento sismico ad un certo istante. La FORZA STATICA EQUIVALENTE, cioè la forza che agendo staticamente è in grado di produrre lo stesso stato di sforzo nei supporti della struttura, è KX_{\max} . Si definisce SPETTRO DI RISPOSTA il rapporto S tra KX_{\max} e il peso della massa, cioè:

$$S = Kx_{\max}/gM$$

quindi il rapporto tra la massima forza di inerzia orizzontale che agisce sulla massa, ed il peso. Si verifica facilmente che è anche:

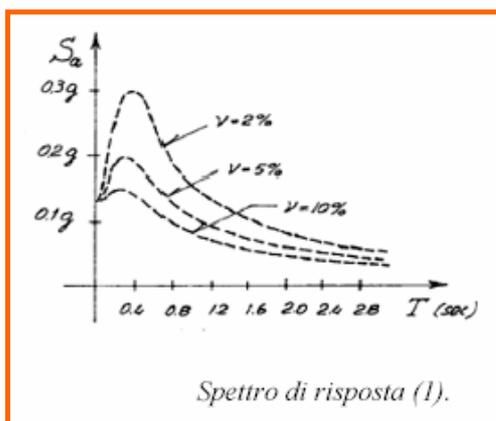
$$S(T_0) = \frac{4\pi^2 x_{\max}}{T_0^2 g} \qquad x_{\max} = \frac{S(T_0) T_0^2 g}{4\pi^2}$$

Ripetendo il procedimento, ovvero modificando ripetutamente T_0 e riportando in un diagramma tali valori in funzione di T_0 , e per diversi valori del parametro ξ , si ottiene lo **SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DEL TERREMOTO**.

Con la dizione "ELASTICO" si intende dire che tale diagramma è stato ricavato ipotizzando un comportamento indefinitivamente elastico dell'oscillatore elementare. Qualora questa condizione venga rimossa si parla di spettri **elastoplastici**; come indicato nel seguito, sono proprio questi ultimi ad essere impiegati, di norma, nella progettazione strutturale.

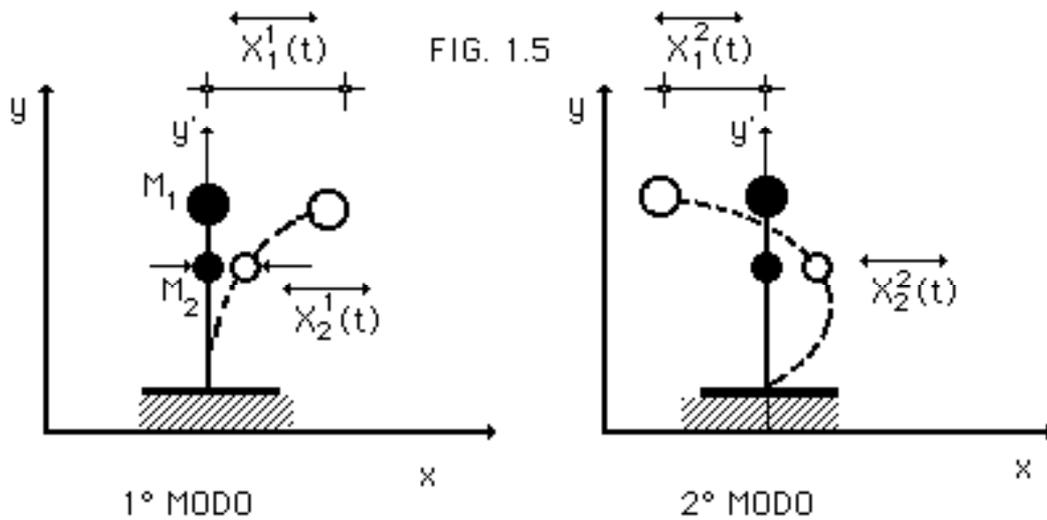
2.2.3 Significato dello spettro di risposta

In sostanza lo spettro di risposta è un diagramma, generalmente assegnato dalla normativa, che consente il calcolo delle azioni esterne semplicemente calcolando il valore del periodo proprio T_0 dell'oscillatore elementare.



2.2.4 Sistemi a più gradi di libertà

Non volendo entrare nei dettagli delle formulazioni matematiche, nel seguito ci si limiterà ad un breve richiamo dei termini di uso più comune facendo riferimento ad una struttura con 2 gradi di libertà (Per strutture più complesse la trattazione è del tutto analoga).



Considerando una struttura a 2 gradi di libertà $X_1(t)$, $X_2(t)$ è noto che tutte le sue possibili vibrazioni conseguenti ad un evento sismico possono essere espresse come combinazione lineare di 2 modi di vibrare.

Il primo modo di vibrare (modo fondamentale) è quello a cui compete il periodo di vibrazione più lungo.

Operando una trasformazione matematica conosciuta come "disaccoppiamento" è possibile studiare il moto della struttura riconducendolo a quello di 2 oscillatori elementari i cui periodi propri coincidono con quelli dei 2 modi di vibrare.

Applicando il metodo dello spettro di risposta a ciascun oscillatore elementare sono determinabili 2 gruppi distinti di deformazioni e sollecitazioni.

Nella sostanza, noto lo spettro in quanto ricavabile dalla normativa, ricavando le sollecitazioni associate a ciascun modo sulla base della:

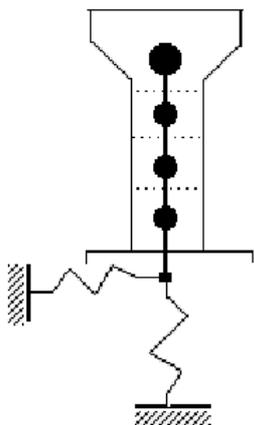
$$x_{max} = \frac{S(T_0) T_0^2 g}{4\pi^2}$$

Le sollecitazioni agenti sulle membrature sono poi sommate tra loro con il criterio del valore efficace:

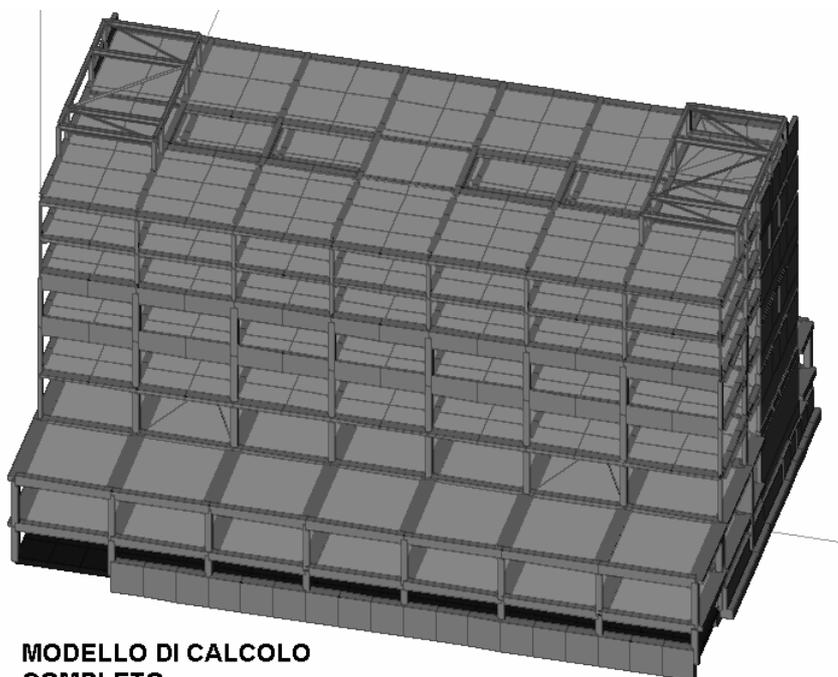
$$S = \sqrt{\sum S_i^2}$$

dove S_i sono le sollecitazioni ricavate per l'oscillatore i .

(La semplice somma non è attendibile, oltre che troppo penalizzante, poiché i massimi associati a ciascun modo non sono contemporanei; la somma dei quadrati, pertanto, assume il significato di valore statistico di riferimento).



Le conclusioni raggiunte per un modello a 2 gradi di libertà possono essere estese a modelli decisamente più complessi, sia del tipo a "Stick" come quello riportato a lato, sia a modelli molto complessi come quello riportato nella figura sottostante, sulle cui peculiarità si ritorneremo nel seguito.



**MODELLO DI CALCOLO
COMPLETO**

Questa tecnica di analisi (analisi modale) consente di semplificare il problema della valutazione della risposta dinamica utilizzando un numero di modi inferiore al numero di gradi di libertà; tuttavia è bene dare un giudizio quantitativo sull'efficacia della semplificazione ottenuta limitando tale numero. Se si considera un numero di modi pari al numero gradi di libertà, la soluzione ottenuta è esatta, limitatamente alla rappresentazione delle masse.

Ciascun modo mette in movimento una certa quantità della massa strutturale. Una misura della massa attivata da ciascun modo j in ciascuna direzione, nel caso di matrice delle masse diagonale, è data dalla espressione:

$$E_i^N = \frac{\left(\sum_1^N M_{ix} \cdot \phi_{ix}^j \right)}{\sum_1^N \left[M_i \cdot (\phi_i^j)^2 \right]} \cdot \frac{100}{\sum_1^N M_{ix}}$$

ove la sommatoria a numeratore è estesa a tutte le masse attribuite ai gradi di libertà nella direzione di eccitazione (x, nella formula indicata); il termine a denominatore della prima frazione rappresenta la massa modale j-esima, i termini M_{ix} sono le masse associate ai gradi di libertà i nella direzione di eccitazione; i termini ϕ_{ix}^j sono le ampiezze dell'autovettore j relative al nodo i nella direzione di eccitazione (x, nella formula indicata).

Se si sommano i termini E_x^j relativi a tutti i modi, per ciascuna direzione si ottiene 100.

Si può osservare che usualmente i primi modi di vibrare danno contributi maggiori alla massa eccitata. È buona norma considerare un numero di modi di vibrare sino ad ottenere che la somma delle masse attivate sia pari almeno all'85% della massa totale.

3.

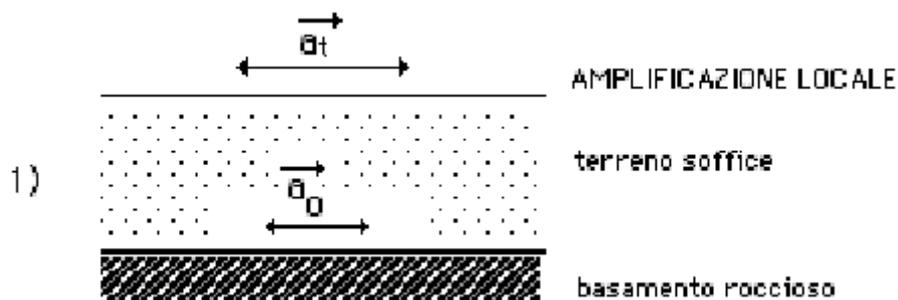
FONDAZIONI

3.1

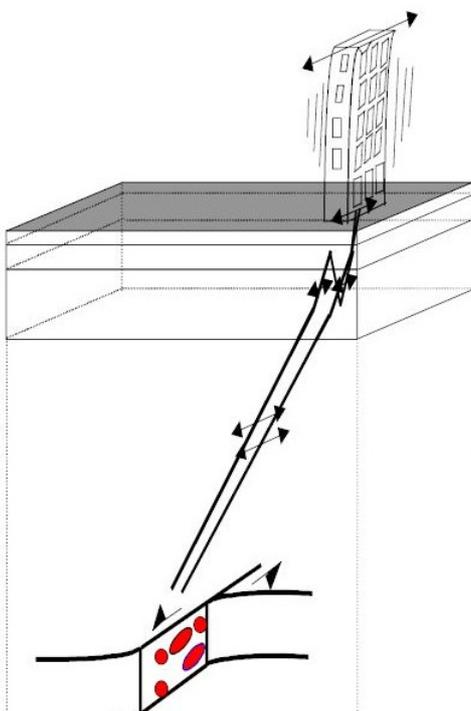
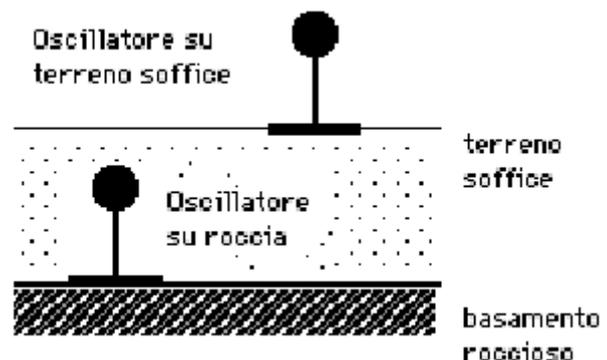
Generalità

Nello studio del comportamento sismico di un complesso struttura-terreno possono essere individuati due effetti:

3.1.1 Amplificazione locale



Se alla base di uno strato di terreno vengono impresse delle oscillazioni $a_0(T)$ di tipo sismico tali oscillazioni si propagano verso la superficie subendo una serie di alterazioni dipendenti dalle caratteristiche geofisiche dello strato attraversato. In altre parole due oscillatori identici ubicati su terreni diversi, ovvero due strutture complesse, in corrispondenza del medesimo sisma subirebbero delle accelerazioni diverse.



L'introduzione del concetto di spettro di risposta, in termini di accelerazione, velocità o spostamento, rappresenta il metodo più conveniente per valutare il ruolo esercitato dalla natura del sito sulla risposta sismica del terreno libero, in quanto la forma stessa dello spettro di risposta, per un dato evento sismico, può variare in relazione alla distanza dall'epicentro ed alle proprietà dinamiche del sito.

Si può concludere, pertanto, che l'assunzione di un "terremoto di progetto" non può prescindere dal considerare le caratteristiche stratigrafiche del terreno di fondazione.

Questo tipo di problematica era stato già incontrato al par. 4.4.

L'Eurocodice, nel fornire lo spettro elastico di riferimento, tiene anche conto della natura del terreno in sito che altera in qualche modo lo spettro elastico di base

La vecchia normativa Italiana (**legge 2 febbraio 1974, n. 64**) tiene a sua

volta conto del problema attraverso il coefficiente di fondazione

$\varepsilon = 1 \div 1.3$ - *coeff. di fondazione legato alla natura del suolo sottostante l'opera*

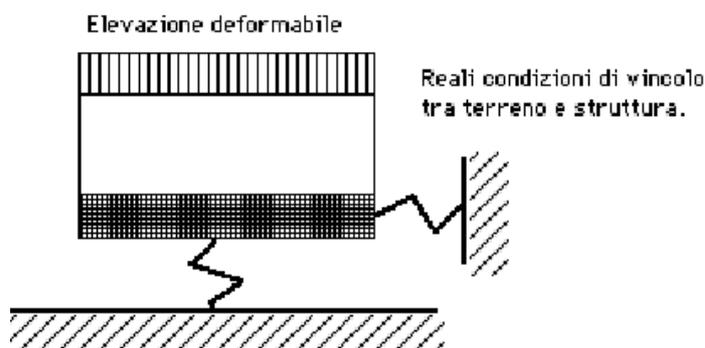
(Il valore maggiore di ε è riservato ai terreni più scadenti).

È sempre possibile, se le circostanze e l'importanza dell'opera lo richiedono, costruire uno spettro **specifico per il sito** su cui è ubicata la struttura.

Si tratta, ovviamente, di un'operazione molto specialistica e costosa, inapplicabile nella progettazione corrente (potrebbe essere sviluppata a livello comunale, almeno per le città principali).

3.1.2 Interazione tra il terreno e la struttura

Il collegamento tra struttura e terreno non è di tipo rigido ma di tipo



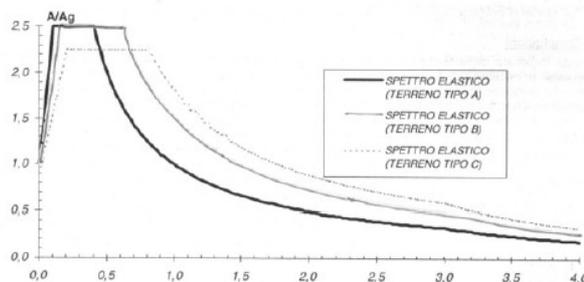
elastico; tenere conto di questo fatto comporta spesso delle variazioni dei periodi propri di oscillazione rispetto all'analogia struttura con vincoli rigidi. L'effetto è tanto maggiore quanto più rigida è la

struttura in elevazione. (strutture piccole e compatte).

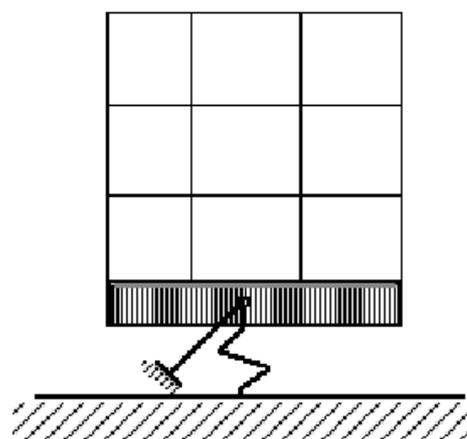
Per strutture di lungo periodo l'effetto è spesso trascurabile.

Lo sviluppo dell'analisi dinamica tenendo conto della deformabilità del terreno di fondazione è

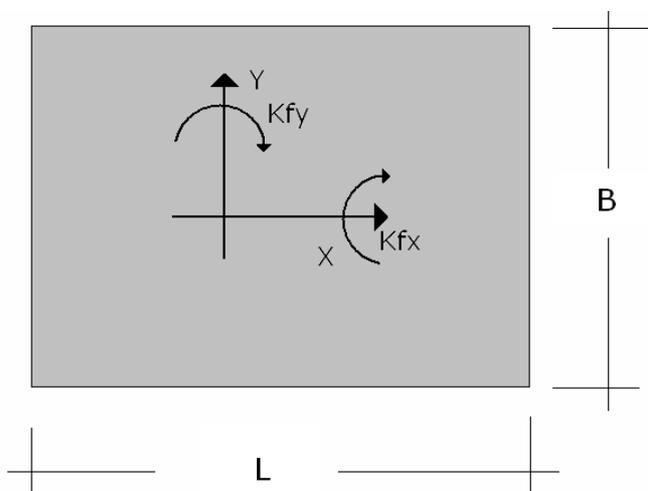
ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. LL.PP. 16.1.1996 - Coordinatore: F. Braga



Spettri elastici corrispondenti, rispettivamente, a terreno tipo A, B e C secondo EC8



di "facile" esecuzione solo per strutture di fondazione relativamente rigide (blocchi di fondazione, platee nervate o comunque di grosso spessore, grigliati di travi rovesce ecc ..); al disotto della fondazione il terreno viene simulato con elementi boundary la cui rigidezza è correlabile con le caratteristiche geomeccaniche del terreno.



Considerando ad esempio una soletta di fondazione rettangolare, delle dimensioni di L x B, risulta:

➤ RIGIDEZZA MOLLA VERTICALE

$$K_z = \frac{G}{1-\nu} \beta_z \sqrt{BL}$$

dove:

- B = lato minore soletta fondazione
- L = lato maggiore soletta fondazione
- $\beta_z \approx 2$ (rif *ASCE STANDARD 1998*)
- $G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$ = modulo di elasticità tangenziale del terreno
- ν = coefficiente di Poisson del terreno

Dividendo il valore di k_z per la superficie di impronta della fondazione si ricava il seguente valore del coefficiente di sottofondo dinamico:

➤ $k_{vz} = k_z / (B \times L)$

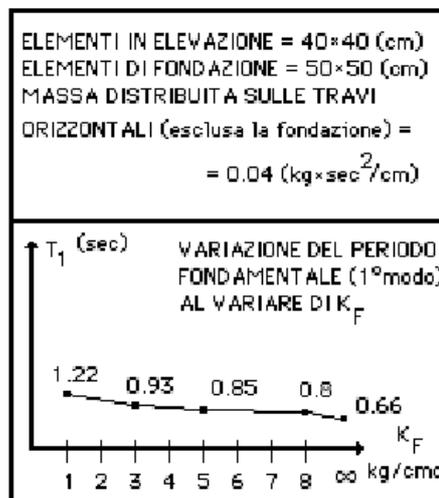
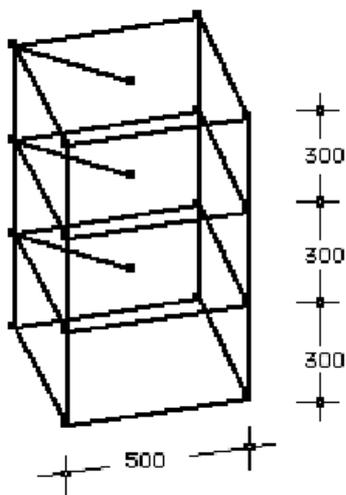
➤ RIGIDEZZE MOLLE ROCKING

$$K_{\psi x} = \frac{G}{1-\nu} \beta_{\psi} B^2 L$$

$$K\psi y = \frac{G}{1-\nu} \beta \psi BL^2$$

Per fondazioni flessibili e/o profonde è possibile ricorrere a diversi modelli di calcolo (E.F. spaziali, ecc..) ma di uso non semplice.

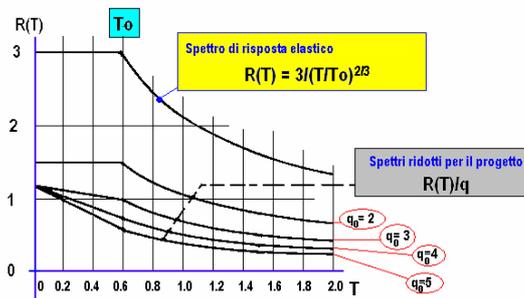
Per le strutture convenzionali, in cui la massa della fondazione è solitamente



minore di quella dell'elevazione, i risultati di una analisi completa (tenendo conto del terreno) non sono sempre conservativi; una struttura vincolata elasticamente presenta periodi di oscillazione più lunghi di quelli

dell'analogia struttura vincolata rigidamente.

Si ricorda che dato l'andamento degli spettri di risposta di uso corrente, a



valori dei periodi propri di oscillazione crescenti corrispondono, escluso un breve tratto iniziale, sollecitazioni dinamiche decrescenti.

Per condurre l'analisi dinamica in modo corretto è inoltre necessaria una completa conoscenza della

stratigrafia e delle caratteristiche meccaniche del terreno.

Per tali motivi evidente che l'esecuzione dell'analisi dinamica di una struttura fondata su travi elastiche alla Winkler è accettabile alla sola condizione di non ridurre l'entità delle azioni ottenibili con l'ipotesi di suolo poco deformabile.

Ciò può essere ottenuto con i seguenti accorgimenti:

- a) **Eeguire l'analisi dinamica assumendo per la costante di sottofondo i valori dinamici, solitamente più elevati ($50 \div 100 \text{ N/cm}^3$) di quelli statici, onde irrigidire globalmente la struttura.**
- b) **Eeguire l'analisi statica con i valori del coefficiente di sottofondo derivanti da una qualche conoscenza del sito e/o da prove di laboratorio.**
- c) **Effettuare quello che si definisce merge dei risultati, ovvero eseguire le combinazioni di carico utilizzando le sollecitazioni derivanti da entrambi i modelli di calcolo.**

4. DINAMICA MODALE

ORDINANZA N° 3274 ED ANALISI

4.1

Premessa

generale sulla normativa Italiana

Il riferimento normativo per le costruzioni in zone sismiche era costituito, prima dell'Ordinanza 3274, dalla legge 3 febbraio 1974 n. 64. La nuova normativa allegata all'Ordinanza in esame si immette quindi in uno scenario Nazionale ampiamente superato dal progresso tecnico nell'ambito delle costruzioni antisismiche.

L'Ordinanza varata con il n° 3274 il 20 marzo 2003 e pubblicata sul Supplemento ordinario alla G.U. dell'8 maggio successivo, contiene una serie di disposizioni decisamente innovative, sia per quanto riguarda la classificazione sismica del territorio sia per quanto riguarda la progettazione strutturale vera e propria.

L'ordinanza si compone di un documento esplicativo e di quattro capitoli fondamentali, che riguardano i punti seguenti:

1. **Criteri per l'individuazione delle zone sismiche;**
2. **Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici;**
3. **Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti;**
4. **Norme tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreni.**

Le nuove norme s'ispirano ai regolamenti internazionali più recenti, *tutti* basati su un'impostazione di carattere **PRESTAZIONALE** e non convenzionale; ***in altre parole l'azione sismica è apertamente definita (spettro elastico di risposta) e, rispetto ad essa, è chiaramente indicata la necessità che la struttura entri in campo elasto-plastico, senza tuttavia raggiungere situazioni di collasso generale.***

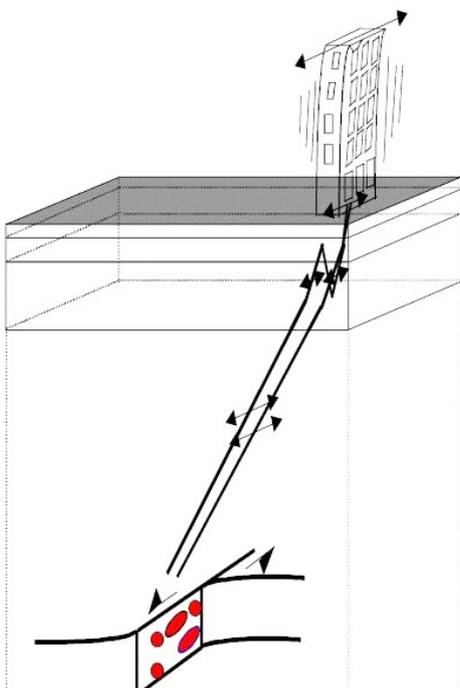
risposta elastico secondo Ordinanza 3274

Come indicato in precedenza, lo "**SPETTRO ELASTICO**" di un terremoto è ottenuto prescindendo dal comportamento plastico che i normali materiali da costruzione assumono oltre una certa soglia di deformazione.

L'Ordinanza 3274, al par. 3.2.3, definisce la "forma" degli spettri elastici che saranno impiegati in seguito nel dimensionamento delle strutture, dove:

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

- a_g = accelerazione al suolo
- η = fattore legato allo smorzamento viscoso ($\eta = 1$ per il c.a.)
- T = periodo di vibrazione (sec)
- S = fattore legato alla stratigrafia del terreno



Quest'ultimo parametro è quello legato alle caratteristiche geomorfologiche specifiche del sito in cui l'opera è situata (accelerazione locale dovuta al profilo del terreno).

In particolare, per una zona di seconda categoria e con un suolo di tipo A, si perviene allo spettro elastico sottoriportato.



Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

Per la direzione verticale, quando è necessario tenerne conto, l'Ordinanza 3274 fornisce una descrizione analoga:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = 0,9 a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = 0,9 a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0$$

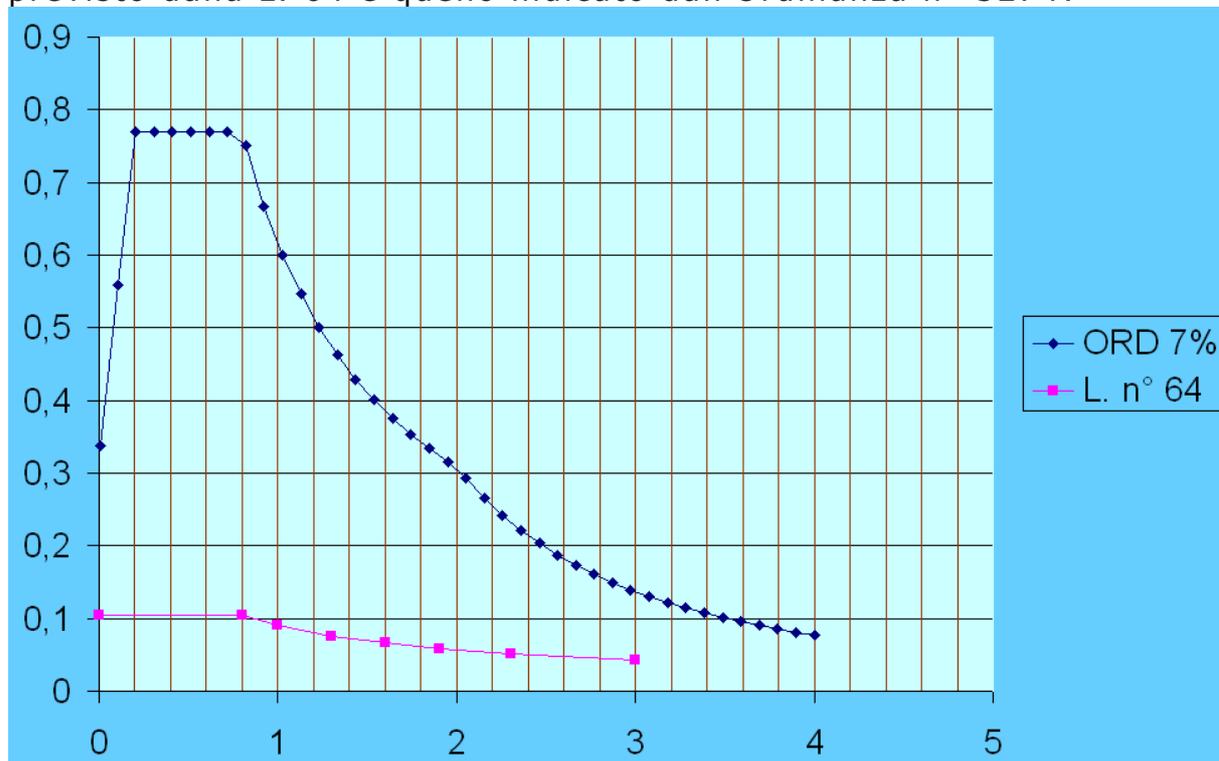
$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = 0,9 a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = 0,9 a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05	0,15	1,0

con la differenza che la forma spettrale è indipendente dal tipo di terreno.

Nella figura seguente è infine riportato il confronto tra lo spettro previsto dalla L. 64 e quello indicato dall'Ordinanza n° 3274:



Questo confronto permette di chiarire meglio l'aspetto "convenzionale" della vecchia normativa e le profonde differenze tra assunzioni progettuali (almeno quelle usate sino ad oggi) ed i valori reali di sollecitazione prodotti da un sisma significativo.

4.3 *legislatore*

Obiettivi del

Gli obiettivi della normativa, sia per la nuova ORDINANZA 3274 che per la vecchia 64, sono riportati nella tabella seguente (INGEGNERIA ANTISISMICA - C. GAVARINI):

DUE LIVELLI DI PRESTAZIONI PER LA SICUREZZA SISMICA		
CLASSI DI EVENTI	PRESTAZIONI RICHIESTE	COMPORAMENTO
SISMI MEDI ($Tr \approx 50 \div 100$ anni)	ASSENZA DI DANNI	ELASTICO
SISMI VIOLENTI ($Tr \approx 500$ anni)	PREVENZIONE DI CROLLI	ELASTOPLASTICO

Applicando correttamente le disposizioni dell'ORDINANZA 3274 entrambi gli obiettivi sono garantiti.

Per quanto riguarda i sismi violenti è da osservare che la struttura, non avendo la possibilità di assorbire tutta l'energia del terremoto, la dissipa plasticizzandosi.

A tali sismi sono pertanto associate delle deformazioni permanenti, più o meno gravi; compito di una buona progettazione è fare in modo che non si arrivi al collasso generalizzato dell'opera, salvaguardando la vita umana.

Per fare questo è necessaria un'adeguata impostazione preliminare dello schema strutturale ed un'accurata progettazione dei particolari costruttivi.

È importante comprendere che quando la struttura esce dalla fase elastica, molte delle assunzioni fatte sulla ripartizione delle azioni vengono meno e la sicurezza non può essere basata unicamente sull'analisi degli sforzi.

È infine da osservare che per ottenere una struttura in grado di rimanere in campo elastico anche per i sismi più violenti, sarebbe necessario dimensionarla **utilizzando direttamente lo SPETTRO ELASTICO**, così come definito dall'ORDINANZA 3274, con costi notevolissimi per le quantità di materiale richiesto.

Ne consegue che il dimensionamento delle varie membrature è eseguito, di norma, sulla base di uno spettro ridotto, denominato **SPETTRO DI PROGETTO**

4.4 risposta di progetto

Spettro di

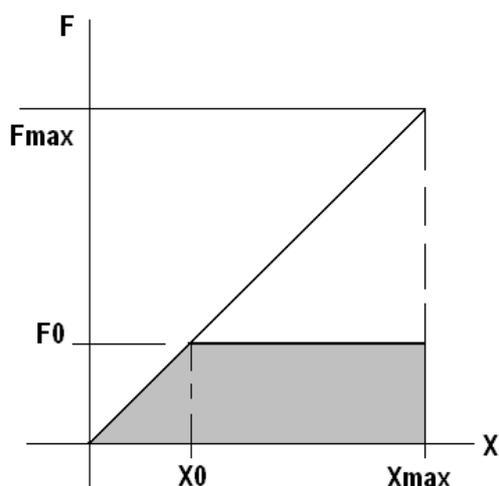
4.4.1 Duttilità di una struttura

Considerata una struttura qualsiasi (per semplicità una mensola con una forza applicata all'estremo libero), sia:

- x_{max} lo spostamento al raggiungimento del quale si ha un degrado riconoscibile della struttura (spostamento ultimo)
- x_0 lo spostamento elastico massimo per effetto di una forza F_0 .

Il rapporto:

$$\mu = \frac{x_{max}}{x_0}$$



è definito **DUTTILITÀ** della struttura, con x_0 spostamento che definisce il limite elastico, corrispondente a F_0 . La duttilità rappresenta quindi la capacità di resistenza della struttura oltre il limite elastico.

Nello schema riportato a lato, in condizioni statiche si avrebbe il collasso della mensola che, raggiunto il valore limite X_{max} e dissipata l'energia individuata dall'area sottesa al diagramma, arriverebbe al crollo (spostamento indefinito).

In condizioni dinamiche, con una forzante $F(t)$ rapidamente variabile nel tempo il comportamento sarebbe diverso. In altre parole la presenza di zone plasticizzate è una condizione raggiunta per un breve tempo, durante il quale la struttura ha uno spostamento anche maggiore del valore limite elastico X_0 e può avere uno spostamento residuo non nullo, ma non è detto che raggiunga il valore di collasso X_{max} .

In altre parole si può affermare che condizioni dinamiche il collasso locale o globale di una struttura non è legato allo snervamento di qualche elemento (trave o pilastro), bensì all'esaurimento delle loro capacità deformative. Il problema dinamico nasce, infatti, come problema di spostamenti impressi dal terreno alla costruzione, spostamenti che ingenerano nella struttura accelerazioni e quindi forze di inerzia.

L'equilibrio dinamico tuttavia, al contrario di quello statico, è sempre possibile anche quando, sotto eccitazione crescente, le forze resistenti interne cessano di crescere per raggiunto snervamento, o addirittura decrescono per degrado di resistenza, a condizione che gli elementi siano capaci di sostenere gli spostamenti richiesti senza perdita di integrità.

La condizione finale dipende dai seguenti parametri:

- **Caratteristiche del sisma (accelerogramma o spettro elastico)**
- **Rigidezza e massa della struttura (periodo proprio di oscillazione)**
- **Duttilità (caratteristiche generali della struttura, materiali, geometria, ecc..)**
- **Resistenza strutturale (momento elastico ultimo – quantitativi e disposizione armature, ecc)**

La trattazione è complessa; per poterla semplificare è necessario fare la seguente ipotesi:

In un sistema ad un grado di libertà lo spostamento massimo associato ad un determinato sisma è proporzionale all'intensità del terremoto, anche se la struttura entra in campo plastico.

Tale spostamento vale pertanto (sempre e in ogni caso):

$$A) X_{max} = \mu \times X_0 = F_{max}/K = a_0 \times R(T) \times M/K$$

Dove K rappresenta la rigidezza laterale elastica a_0 l'accelerazione a suolo e $R(T)$ lo spettro di risposta elastico.

Questa ipotesi esemplificativa, che sarà rimossa in un secondo tempo ma che comunque è ben approssimata per strutture con periodi propri piuttosto lunghi ($T_0 > 0.6$ sec), consente una prima analisi qualitativa del problema.

Cerchiamo di vedere il problema dal punto di vista di un progettista che si appresta al dimensionamento di una struttura.

Prescindendo per ora dall'impostazione generale dello schema strutturale resistente, su cui torneremo in seguito, assegnata la geometria di un'opera, il problema che si pone è quello di verificarne la resistenza statica dimensionando opportunamente le armature.

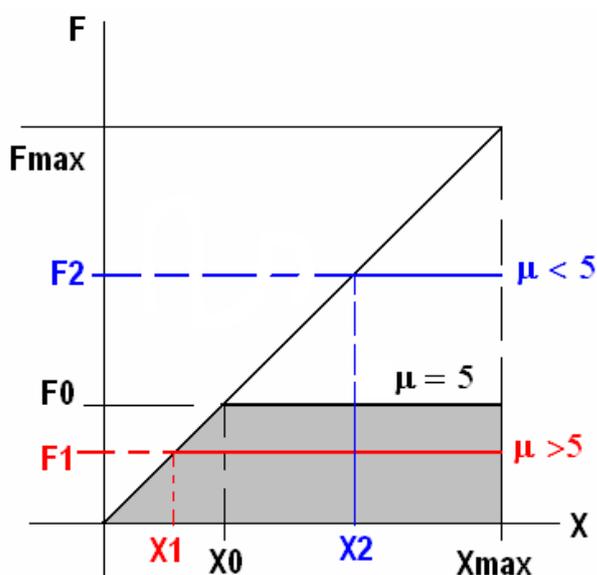
Analizziamo pertanto i 4 parametri sopraelencati, stabilendo quali sono i termini noti e quali quelli che devono essere determinati in sede di progetto, al fine di garantire il non superamenti dello spostamento X_{max} .

1. **Caratteristiche del sisma o meglio dello spettro di progetto elastico** - è una dato di input
2. **Rigidità, massa e deformazione elastica dell'opera** - avendo fissato la geometria sono termini noti, salvo modificare qualche termine in caso di insufficienza strutturale riscontrata nelle verifiche finali e ripetere l'analisi.
3. **Duttilità disponibile** - in condizioni normali è nota; è associata alla tipologia strutturale (vedi Eurocodici) - vedremo nel seguito come garantirla agendo sia a priori nell'impostazione dello schema resistente sia a posteriori nella cura dei particolari costruttivi. Per una struttura in c.a. è normalmente pari a 5.
4. **Resistenza strutturale** - deve essere assicurata dal calcolo, dimensionando le armature o verificando i profili adottati in un primo tempo.

È pertanto sufficiente verificare la struttura per una azione esterna pari a:

$$F_0 \geq K \times X_0 = a_0 \times R(T) \times M/\mu$$

Per garantire l'assenza di collasso (struttura in campo elastoplastico) è pertanto sufficiente procedere ad un dimensionamento convenzionale elastico basato su uno spettro di progetto ridotto, ricavato da quello elastico dividendolo per il fattore di duttilità μ .



In altre parole un valore troppo basso di F (es, F_1) richiederebbe, per non arrivare al collasso un valore di $\mu > 5$.

Un valore di F troppo alto (es. F_2) significherebbe aver sprecato del materiale.

Ovviamente bisognerà curare che effettivamente la duttilità disponibile risulti maggiore ovvero uguale di quella sulla cui base è stato ridotto lo spettro elastico (duttilità richiesta).

Qualora la duttilità non risulti garantita al giusto valore, sarà necessario un dimensionamento più largo delle strutture resistenti (F_2).

4.4.2 Oscillatori elastoplastici

In verità la situazione è più complessa, in quanto tutto il discorso è stato basato sull'ipotesi A), non sempre valida.

Per rimuoverla sono stati fatti ulteriori studi impiegando direttamente degli oscillatori elastoplastici. Questi studi hanno consentito una valutazione più esatta di quanto succede nella realtà delle strutture sottoposte a sisma, confrontando i risultati teorici con le osservazioni sperimentali.

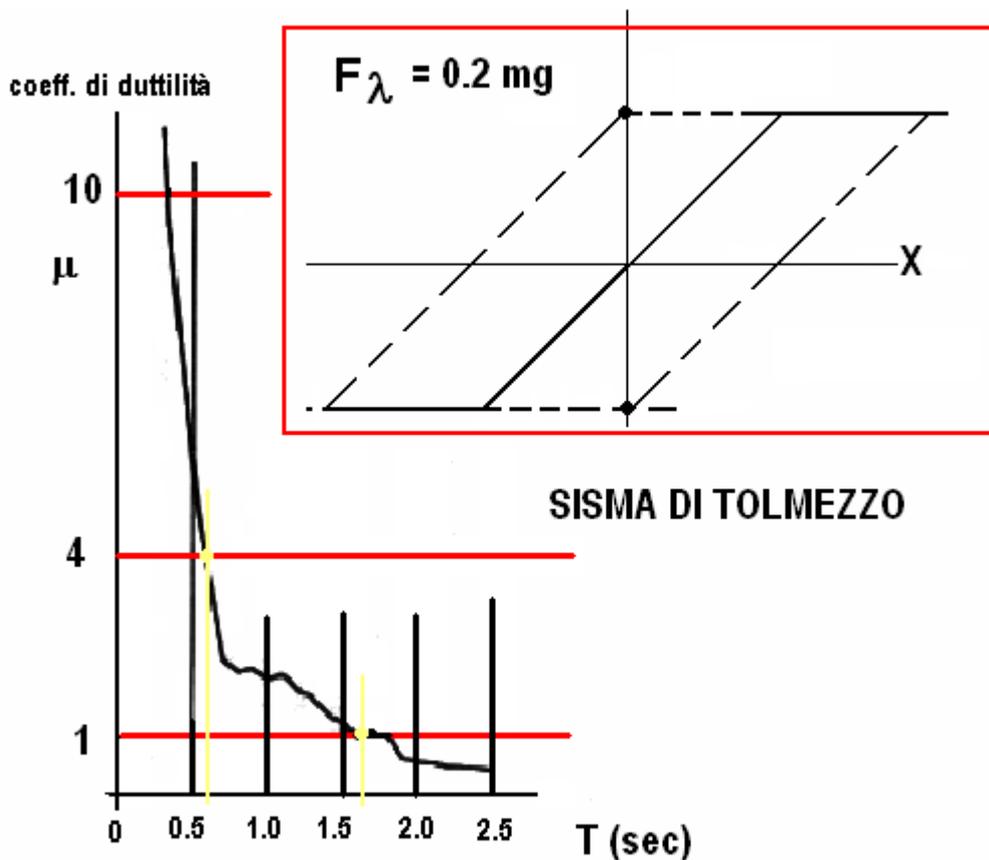
I principali risultati ottenuti sono riportati nel diagramma seguente, ottenuto sottoponendo un elemento elastoplastico al terremoto registrato a Tolmezzo (Friuli).

Questo terremoto fu caratterizzato da una accelerazione al suolo pari a circa 0.3g e da uno spettro di risposta il cui massimo corrisponde ad un periodo di oscillazione pari a 0.5 ÷ 0.7 sec. L'accelerazione massima per strutture con periodo proprio vicine al massimo dello spettro è di 0.7 ÷ 0.8 g.

Quale valore di "soglia" (valore cioè di forza esterna a cui si produce la plasticizzazione della sezione di base della mensola verticale (F_0 della figura precedente), è stato assunto un valore $F_\lambda = 0.2 \times m \times g$ ovvero un valore corrispondente a 0.2 volte il peso della struttura.

(questa assunzione deriva dal fatto che le opere di Tolmezzo erano state progettate per un sisma pari a 0.1 x g. Considerando che il dimensionamento era alle tensioni ammissibili, il valore di soglia adottate appare abbastanza rappresentativo)

(INGEGNERIA ANTISISMICA – C. GAVARINI)

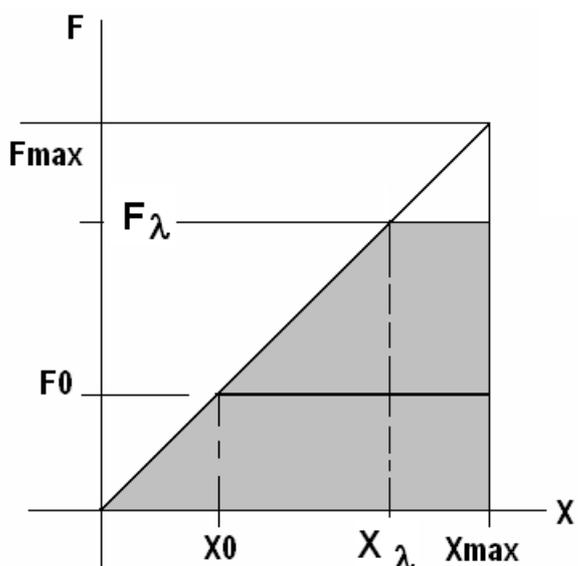


Questa figura rappresenta il valore della **duttilità richiesta** (ovvero minima necessaria per non arrivare al collasso), in funzione del periodo proprio, ad un elemento elastoplastico, con valore di soglia elastica $F_{\lambda} = 0.2 \times m \times g$, per resistere al terremoto di Tolmezzo.

Comparando le osservazioni sul campo con i risultati teorici è stato possibile arrivare alle seguenti conclusioni, generalizzabili (almeno da un punto di vista concettuale) a quasi tutti i sismi del mondo, anche se ovviamente la forma esatta della curva è legata al sisma effettivo:

- Per strutture di periodo proprio maggiore di 1.6 sec non sussistono problemi di plasticità; esse rimangono pertanto in campo elastico e potrebbero essere dimensionate senza particolari requisiti nell'impostazione e nella scelta dei dettagli costruttivi (in accordo con i risultati delle osservazioni in campo).
- Le strutture con $0.6 < T < 1.6$ necessitano di una certa duttilità strutturale (anche questa osservazione è in accordo con i risultati delle osservazioni in campo).
- Le strutture con $T < 0.6$ sec hanno un grande bisogno di duttilità sino a valori praticamente irraggiungibili (**questa osservazione non è in accordo con i risultati delle osservazioni in campo**)

Per quest'ultima osservazione il disaccordo è presumibilmente dovuto



$$\mu = \frac{X_{max}}{X_0}$$

$$\mu_{\lambda} = \frac{X_{max}}{X_{\lambda}}$$

$$\mu > \mu_{\lambda}$$

al fatto che il valore di $0.2 \times m \times g$ assegnato a F_{λ} è probabilmente superato per motivi realizzativi (dimensioni minime elementi resistenti) e per il fatto che il contributo delle parti non strutturali non è trascurabile.

In altre parole si dispone di un

valore di soglia elastica più alto di quello stimato, con la conseguente riduzione del fabbisogno di duttilità.

In questa categoria rientrano le opere di modeste dimensioni (2÷5 piani), che sono quelle normalmente riscontrabili nei piccoli centri urbani e/o nelle periferie dei centri maggiori.

4.4.3 Coefficiente di struttura o di comportamento

La rimozione dell'ipotesi A vista in precedenza, effettuata ricavando gli spettri dall'integrazione del moto di oscillatori elastoplastici, ha permesso di individuare un altro parametro q , denominato coefficiente di struttura o di comportamento (Eurocodici) tale che risulti:

$$F_0 = a_0 \times R(T) \times M/q$$

Dove:

F_0 = azione di progetto a base del dimensionamento strutturale

$$q(\mu, T) = A_u/A_y$$

Il coefficiente q , funzione della duttilità e del periodo proprio di una struttura è pari al rapporto tra l'accelerazione A_u che produce il collasso e l'accelerazione A_y che porta la struttura al limite del comportamento elastico (inizio snervamento in qualche sezione).

La duttilità μ è facilmente definibile ed individuabile solo per opere semplici; per strutture complesse le zone plastiche prodotte dal sisma nascono e si evolvono lungo la struttura stessa in dipendenza di molteplici fattori (i rapporti di rigidezza e di resistenza tra gli elementi, le forme modali chiamate in causa durante il sisma).

Al contrario della duttilità μ il parametro q mantiene la sua validità anche per strutture complesse.

Nel concreto la normativa opera in modo analogo; invece che riferirsi alla duttilità:

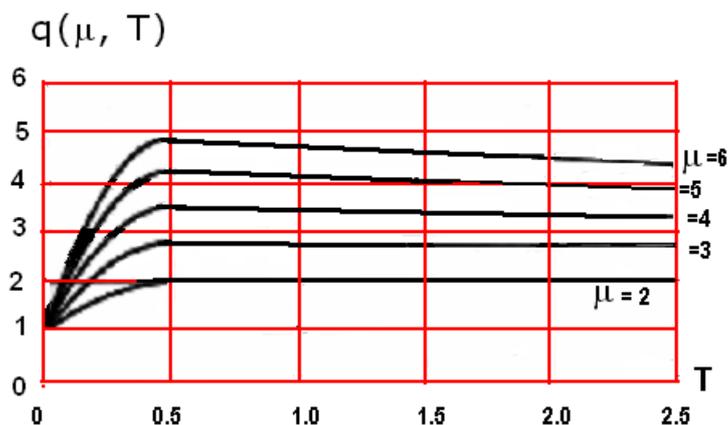
$$F_0 = a_0 \times R(T) \times M/\mu$$

il valore della forza su cui basare la verifica strutturale è riferito al coefficiente di comportamento:

$$F_0 = a_0 \times R(T) \times M / q(\mu, T)$$

con la differenza che questo coefficiente non è costante (dipende da μ e da T).

Il legame individuato tra q, μ, T , è riportato nella figura seguente: (Giuffrè - Giannini - Università di Roma).



Da cui si evince come per valori del periodo proprio della struttura $T > 0.5 \div 0.6$ sec, risulta:

$$q \approx \mu$$

Questa è una conferma del fatto che l'approssimazione contenuta nell'equazione

$$A) X_{\max} = \mu \times X_0 = F_{\max} / K = a_0 \times R(T) \times M / K$$

è sufficientemente corretta.

Per valori inferiori del periodo proprio, il valore di q tende ad 1.

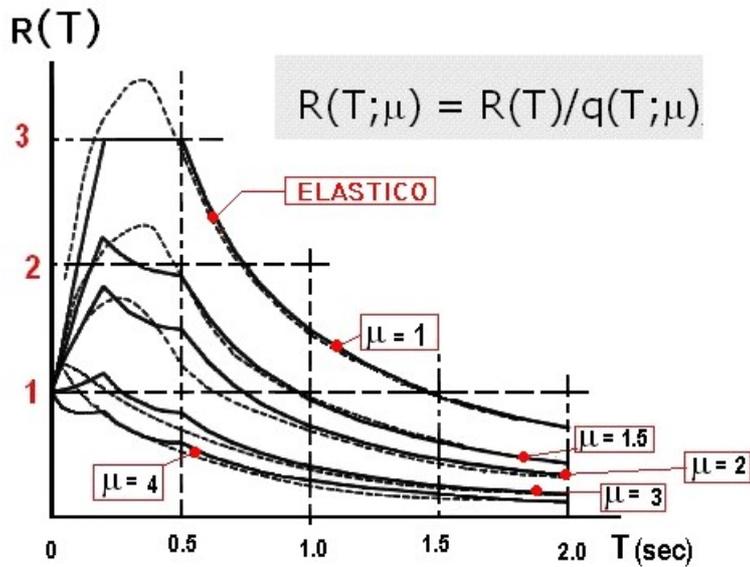
Ne consegue che il valore dello spettro di progetto

$$F_0 = a_0 \times R(T) \times M / q$$

Si avvicina al valore dello spettro elastico,

$$F = a_0 \times R(T) \times M$$

In generale, quindi, partendo da un solo spettro elastico è possibile avere una "famiglia" di spettri di progetto variabili con il valore di $q(\mu, T)$:



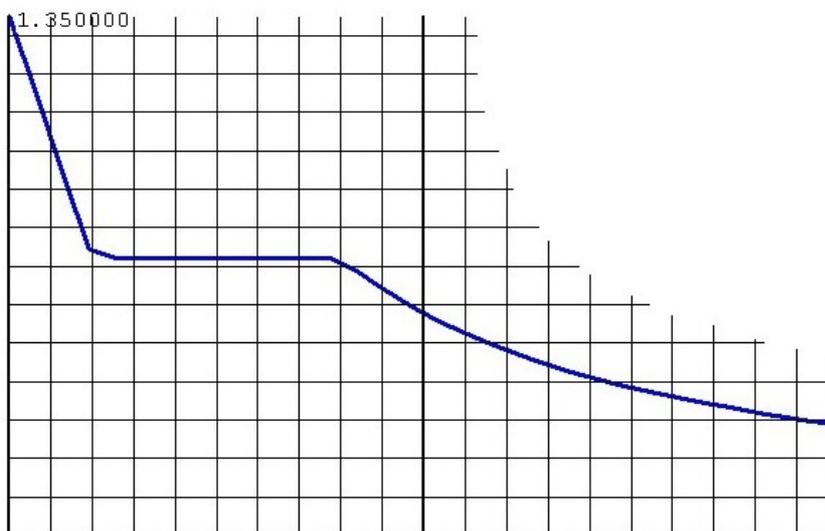
È chiaro che un qualsiasi dimensionamento sviluppato sulla base di uno spettro di progetto presuppone che la struttura, qualora sottoposta ad uno spettro elastico, sia in grado di subire deformazioni tali da interessare anche il campo plastico dei materiali.

Questo fatto deve avvenire senza che gli elementi strutturali perdano completamente l'integrità e la funzione statica. Assume pertanto molta rilevanza il concetto di duttilità, intesa come capacità di deformazione plastica di un elemento strutturale.

ed alla regolarità strutturale in elevazione.

Da quanto riportato nell'ORDINANZA, sembrerebbe che il fattore q sia sostanzialmente indipendente da T .

Tuttavia, con riferimento alla figura seguente:

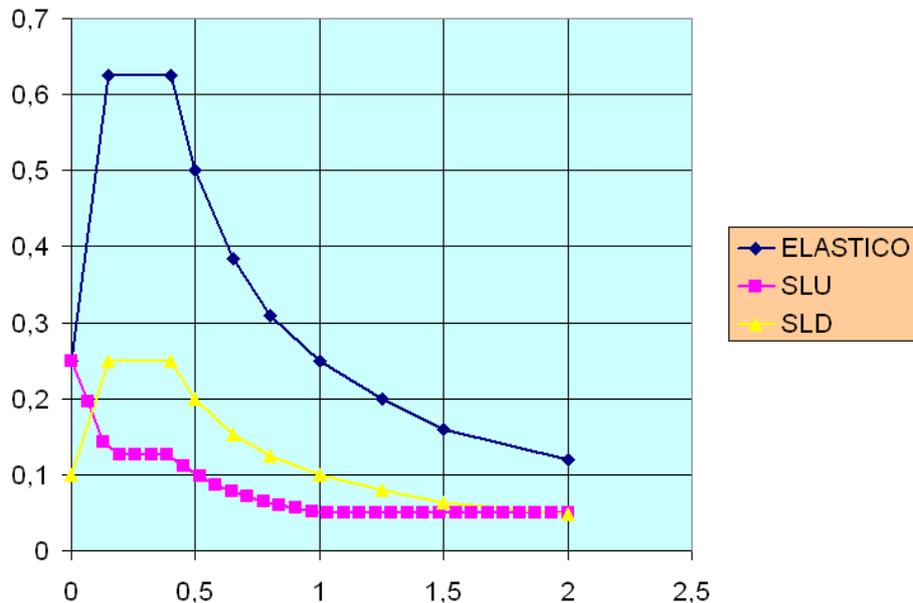


in cui è riportato il diagramma di uno spettro di progetto tipo generato direttamente da Nolian (Plug-in spettro), si nota come la parte iniziale del diagramma (periodi T ridotti) tenda al valore massimo, proprio come se q tendesse al valore di 1.

In altre parole l'assunzione di un valore costante per q , o meglio indipendente da T , è stata "corretta" assumendo una legge appropriata per la determinazione dello spettro elastico.

Gli spettri di progetto per lo **stato limite di danno (SLU)**, definiti al par. 3.2.6 dell'Ordinanza 3274, sono ottenuti dividendo gli spettri elastici per un fattore pari a **2.5**.

Nella figura seguente è riportato un confronto tra i vari spettri, generati per un terreno di tipo **A**, con a_g pari a 0.25 (zona sismica 2);



tali spettri sono "normalizzati" a g , ovvero le ordinate, per poterli utilizzare, devono essere moltiplicate per il valore dell'accelerazione di gravità.

È anche da osservare che le ordinate dello spettro **SLD** sono quasi sempre superiori a quelle **SLU**, fatta eccezione per un breve tratto iniziale di limitato interesse pratico.

5. PRESCRIZIONI GENERALI CONTENUTE NELL'ORDINANZA 3274

5.1

Premessa

In questo capitolo è illustrata e discussa una ulteriore serie di prescrizioni e/o indicazioni contenute nell'ORDINANZA 3274; pure questa serie è a carattere generale, nel senso che si riferisce a strutture intelaiate di qualunque tipo; le prescrizioni di dettaglio per le strutture in c.a. gettate in opera sono discusse nel paragrafo successivo.

5.2

Differenziazione tra analisi orizzontale e verticale

L'analisi dinamica in direzione verticale, necessaria solo in casi molto particolari (par. 4.6 dell'ORDINANZA), deve essere effettuata con uno spettro diverso da quello orizzontale (par. 3.2.5 dell'ORDINANZA).

L'utente deve essere pertanto posto in condizione di assegnare più spettri di progetto (in casi molto particolari uno spettro per ogni direzione).

Frequenze da calcolare	30			
<input checked="" type="checkbox"/> Abilitate masse secondo X				
<input checked="" type="checkbox"/> Abilitate masse secondo Y				
<input checked="" type="checkbox"/> Abilitate masse secondo Z				
Accelerazione spettrale	X	Y	Z	Spettro
<input checked="" type="checkbox"/> 1a condizione	245.2500000000	0.000000000000	0.000000000000	ORIZZONTALE.txt
<input checked="" type="checkbox"/> 2a condizione	0.000000000000	245.2500000000	0.000000000000	ORIZZONTALE.txt
<input type="checkbox"/> 3a condizione	0.000000000000	0.000000000000	245.25	VERTICALE.txt

5.2.1 Combinazione dei modi di vibrare (SRSS – CQC)

Per la combinazione delle sollecitazioni (e delle deformazioni) dei singoli modi di vibrare il vecchio metodo (**SRSS** – radice della somma dei quadrati) continua ad essere ammesso, ma solo nel caso che i vari modi di vibrare risultino quasi indipendenti tra loro (il periodo proprio di vibrazione di ciascun modo deve differire di almeno il 10% da quello degli altri). Questa situazione è di fatto piuttosto rara e richiede delle verifiche aggiuntive (par. 4.5.3 dell'ORDINANZA 3274).

In alternativa è imposto un metodo di combinazione più sofisticato denominato **CQC (combinazione quadratica completa)**:

$$E = \left(\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j \right)^{1/2}$$

dove E rappresenta le sollecitazioni/deformazioni cercate e

$$\rho_{ij} = \left(\frac{(8\xi^2(1+\beta_{ij})\beta_{ij}^{3/2})}{(1-\beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2\beta_{ij}(1+\beta_{ij})^2} \right)$$

è il coefficiente di correlazione tra i vari modi di vibrare.

ξ rappresenta il coefficiente di smorzamento (5% per il c.a.)

$\beta_{ij} = \omega_i / \omega_j$ rappresenta il rapporto tra le frequenze dei modi

Questa formulazione ha un limite nel fatto che è riferita ad un unico materiale, con un unico valore dello smorzamento.

Qualora la struttura sia composta, come accade talvolta, da materiali diversi la formulazione è più complessa.

In Nolian, in accordo all'Eurocodice 8.2, è stata implementata la seguente formula di combinazione:

$$\rho_{ij} = \frac{8(\xi_i + r\xi_j)(\xi_i\xi_j)^{1/2}r^{3/2}}{\left((1-r^2)^2 + 4\xi_i\xi_jr(1+r^2) + 4r^2(\xi_i^2 + \xi_j^2) \right)}$$

la quale, ponendo:

$$r = \beta_{ij}$$

$$\xi_i = \xi_j = \xi$$

è del tutto analoga alla precedente.

I diversi valori di ξ corrispondono ai diversi valori di smorzamento modale che si ottengono per strutture realizzate da materiali diversi.

In Nolian è quindi possibile assegnare valori di smorzamento diversi per ogni singolo elemento, utilizzando l'apposito dialogo per l'assegnazione delle masse.

È da ricordare che l'assegnazione di smorzamenti diversi tra i vari elementi **non** è attualmente prevista dall'ORDINANZA 3274; è pertanto opportuno, almeno per il momento, assegnare un valore univoco che, in favore di sicurezza, dovrà essere il più basso tra i vari materiali componenti.

In ogni caso i risultati finali non differiscono di molto al variare dello smorzamento tra i valori classici (dal 3÷4% per l'acciaio al 5÷7% per il c.a.).

Dato che, in ogni caso, le differenze tra i valori ottenuti con i due metodi (SRRS – CQC), ai valori di smorzamento solitamente impiegati, sono generalmente poco significative, **è preferibile impiegare direttamente il metodo CQC ed evitare il confronto finale tra i periodi propri.**

5.2.2 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Nel paragrafo precedente è stato illustrato il metodo per ottenere le sollecitazioni sismiche dovute ad una determinata componente (X,Y e, qualora necessario, Z).

Il par. 4.6 dell'ORDINANZA, al contrario di quanto indicato dalla L. 64 in via di superamento, prevede che tutte le varie componenti siano applicate **simultaneamente**, combinandole con la consueta formula della radice della somma dei quadrati,

$$E = \left(E_x^2 + E_y^2 + E_z^2 \right)^{1/2}$$

ovvero sommando all'azione in una determinata direzione il 30% dell'azione ricavata per le altre direzioni.

È opportuno scindere i due momenti; un esame dei risultati basato sui valori finali delle sollecitazioni, in cui sono presenti tutte le componenti considerate, appare infatti molto arduo da effettuare.

Appare pertanto opportuno che la combinazione finale sia effettuata in un secondo tempo, quando si è acquisita la certezza della bontà dei risultati numerici.

Nel software Softing, in particolare, quest'operazione può essere eseguita sia in Nolian sia nei postprocessori finali, così da poter separare nettamente le due fasi di lavoro (esame dei risultati e dimensionamento delle armature).

5.3

Modellazione

e della struttura

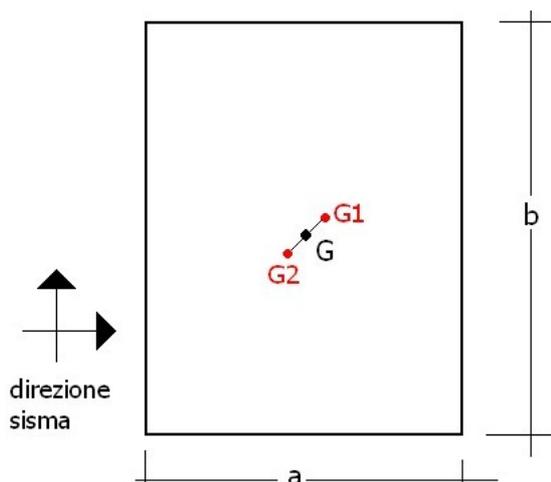
Le varie possibilità per elaborare un modello matematico "rappresentativo" della struttura sono esposte al par. 4.4 dell'ORDINANZA.

Tra le varie possibilità, il modello tridimensionale rappresenta sempre la soluzione più completa e che, pertanto, continua ad essere quella di riferimento per la Softing.

Il par. 4.4 dell'ORDINANZA contiene una disposizione che, introdotta senza nessuna enfasi, in verità presenta delle implicazioni molto pesanti dal punto di vista computazionale e di automazione del calcolo.

Ci si riferisce alla richiesta di spostare 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.

Lo schema riportato nella figura seguente chiarisce meglio il problema.



In tale schema si è fatto riferimento ad un edificio rettangolare di lati a, b , con il baricentro delle masse posizionato nel punto G .

Considerato un sisma in direzione XY , secondo il par. 4.4 dell'ORDINANZA, è necessario effettuare almeno due analisi distinte, traslando il punto G nelle posizioni denominate G_1 e G_2 , la cui distanza da G è pari a:

$$GG_1 = GG_2 = \sqrt{(0.05 \times a)^2 + (0.05 \times b)^2}$$

Qualora sia stato impiegato il metodo master-slave (impalcato infinitamente rigido) le operazioni da effettuare sono relativamente semplici; è infatti sufficiente ripetere più volte l'analisi dinamica riassegnando, piano per piano, il nodo master nella nuova posizione e, successivamente, effettuare l'involuppo dei risultati con i postprocessori (funzione merge).

(La funzione merge è di fondamentale importanza nell'applicazione della nuova normativa, in quanto è spesso necessario effettuare analisi diverse, cambiando alcuni parametri ed involupando i risultati nella fase di progetto delle armature).

In questo modo è possibile generare una serie (almeno due) di condizioni di carico sismiche distinte e progettare le armature involupando i risultati.

Qualora l'impalcato non possa essere considerato infinitamente rigido, o comunque non si desideri impiegare il metodo master-slave, la condizione deve essere rispettata modificando la distribuzione delle masse.

In alternativa è possibile amplificare le sollecitazioni negli elementi verticali secondo quanto previsto al paragrafo 5.2 dell'ORDINANZA:

$$\delta = 1 + 0.6 \cdot X / I_e$$

Dove:

⇒ X = distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro dell'EDIFICIO, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata.

⇒ I_e = distanza tra due i elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

5.4

Combinazio

ne dell'azione sismica con le altre azioni

Le modalità con cui combinare le azioni sismiche SLU ed SLD con gli altri carichi sono riportate al par. 3.3 dell'ORDINANZA 3274.

La combinazione delle sollecitazioni, trascurando gli effetti di una eventuale precompressione, deve essere effettuata con la formula:

$$\gamma_I E + G_K + \sum_i (\psi_{ij} Q_{Ki})$$

dove :

γ_I = fattore di importanza

Categoria	Edifici	Fattore di importanza
I	Edifici la cui funzionalità durante il terremoto ha importanza fondamentale per la protezione civile (ad esempio ospedali, municipi, caserme dei vigili del fuoco)	1.4
II	Edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (ad esempio scuole, teatri)	1.2
III	Edifici ordinari, non compresi nelle categorie precedenti	1.0

- E = azione sismica di riferimento (SLU ovvero SLD)
- G_K = carichi permanenti
- Q_{Ki} = carichi variabili
- ψ_{ij} = coeff. di combinazione, diversi per SLU ed SLD:

Destinazione d'uso	ψ_{0i}	ψ_{2i}
Abitazioni, Uffici	0,70	0,30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0,70	0,60
Tetti e coperture con neve	0,70	0,35
Magazzini, Archivi	1,00	0,80
Vento	0,00	0,00

SLD SLU

Alla combinazione di cui sopra deve essere aggiunta quella per le verifiche in condizioni statiche, ricavabile dalla 1086 e tuttora in vigore:

$$F_d = \gamma_g G_K + \gamma_q \left(Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{oi} Q_{Ki} \right)$$

dove:

- γ_g = 1.4 (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- γ_q = 1.5 (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- ψ_{oi} = 0.7 coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo

La figura seguente:

	Fondamentale	Eccezionale 1	Eccezionale 2
Permanente sfavorevole	1.40000	1.00000	1.00000
Variabile A caratteristica	1.50000	0.30000	0.30000
Variabile A in combinazione	0.70000	0.30000	0.30000
Variabile B caratteristica	1.50000	0.30000	0.30000
Variabile B in combinazione	0.70000	0.30000	0.30000
Eccezionale		1.00000	1.00000

mostra, per gli utenti Softing, un possibile schema di assegnazione tale da rispettare tutte le prescrizioni per il caso di edifici ed uffici.

È da notare che i coefficienti moltiplicativi dei carichi accidentali sono riferibili allo stato limite ultimo SLU.

Per lo stato limite di danno SLD, infatti, non sono previste verifiche strutturali ma solo controlli sulle deformazioni massime.

5.5 *strutturali*

Masse

Le modalità con cui determinare la masse strutturali da considerare nella calcolo sono riportate al par. 3.3 dell'ORDINANZA 3274.

La formula per valutare il peso "statistico" da considerare nell'analisi è sostanzialmente analoga a quella della vecchia normativa, e precisamente:

$$M = P/g = \frac{G_k + \sum_i \psi_{Ei} Q_{ki}}{g}$$

dove il parametro "statistico" ψ_{Ei} (nel senso che tiene conto della aliquota di carico accidentale probabilisticamente contemporanea con il sisma, è ottenuto moltiplicando i valori di Ψ visti in precedenza (tab. 3.4), per il seguente ulteriore coefficiente di riduzione:

Tabella 3.5 - Coefficienti ϕ per edifici

Carichi ai piani		ϕ
Carichi indipendenti	Ultimo piano	1,0
	Altri piani	0,5
Archivi		1,0
Carichi correlati ad alcuni piani	Ultimo piano	1,0
	Piani con carichi correlati	0,8
	Altri piani	0,5

Si evince immediatamente che le masse da prendere in considerazione, così come gli spettri di risposta, sono diverse per i due stati limite SLU ed SLD.

5.6 degli spostamenti

Valutazione

Anche gli spostamenti devono essere valutati con riferimento ai due stati limite SLU ed SLD.

Nel primo caso (par. 4.8 dell'ORDINANZA), possono essere ricavati moltiplicando il valore trovato applicando gli spettri SLU per il fattore di struttura q e per il fattore di importanza impiegati.

Per gli spostamenti SLD, ovvero valutati con spettri di risposta SLD, è sufficiente moltiplicare il valore trovato per il fattore di importanza.

5.7 sicurezza

Verifiche di

5.7.1 Generalità

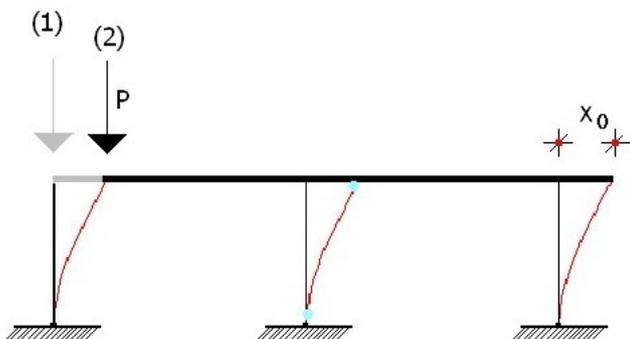
Le verifiche di sicurezza (par. 4.8 dell'ORDINANZA 3274) riguardano entrambi gli Stati limite (SLU, SLD) e forniscono una serie di indicazioni, sia puntuali che generali, tendenti a garantire un comportamento strutturale complessivamente conforme alle ipotesi assunte a base del metodo (es. assenza di effetti del secondo ordine, ecc...). Nel seguito sono illustrate le verifiche più significative, ovvero che richiedono al progettista l'esecuzione di ulteriori analisi per essere giudicate,

5.7.2 Verifiche per lo stato limite ultimo SLU

La verifica principale per lo stato SLU è relativa all'importanza o meno degli effetti del secondo ordine (effetto p-delta).

L'effetto p-delta è associabile alle deformazioni che un qualsiasi edificio può subire durante un sisma particolarmente violento.

Se queste deformazioni sono eccessive, l'eccentricità dei carichi che ne consegue genera delle sollecitazioni supplementari



Nello schema seguente, ad esempio, una qualsiasi forza p agente in asse con un pilastro, in seguito allo spostamento dell'impalcato, innesca una sollecitazione flettente aggiuntiva pari a $P \times X_0$.

Per poter trascurare questo effetto è necessario che gli spostamenti degli impalcati siano contenuti entro limiti ridotti, così da renderlo trascurabile. In alternativa è necessario effettuare della analisi strutturali di tipo non lineare.

La verifica da effettuare per considerare trascurabile l'effetto p -delta è riportata al par. 4.11.1.2 dell'ORDINANZA.

La verifica è rappresentata dalla seguente disuguaglianza:

$$\theta = \frac{Pd_r}{Vh} < 0.1$$

dove:

- P = carico verticale totale al piano considerato; in pratica è la sommatoria di tutti gli sforzi assiali alla testa dei pilastri che sostengono il piano stesso
- d_r = differenza tra gli spostamenti dell'impalcato considerato e quelli del piano inferiore (vedi par. 3.6 precedente).
- V = forza orizzontale totale al piano in esame; in pratica corrisponde alla sommatoria delle azioni taglianti applicate alla testa dei pilastri che supportano l'impalcato considerato.
- h = altezza dell'interpiano.

La formula, applicata lungo le due direzioni base del sisma, non presenta particolari problemi.

Essa deve essere applicata a posteriori, a valle cioè dell'analisi dinamica.

Qualora risulti $\vartheta > 0.3$ è necessario rivedere la struttura.

Per $0.1 < \vartheta < 0.2$ è prevista una maggiorazione delle azioni sismiche orizzontali secondo la formula:

$$B) \quad \frac{1}{1 - \epsilon}$$

L'ORDINANZA non fornisce altri chiarimenti su come applicare effettivamente tale maggiorazione ed il problema resta aperto; in effetti, nel caso d'analisi dinamica modale, un aumento delle masse basato sulla B), e quindi variabile da piano a

piano, porterebbe ad una modifica generale anche dei periodi propri, con conseguenti variazioni di sollecitazione poco prevedibili (aumentando le masse si accrescerebbero i periodi di vibrazione e l'incremento delle sollecitazioni non sarebbe proporzionale all'incremento delle masse).

Si ritiene che la cosa più conveniente e semplice sia quella di aumentare direttamente, elemento per elemento, le sollecitazioni di verifica del fattore B).

La formula 4.13, inoltre, è di applicazione relativamente semplice nelle normali costruzioni intelaiate a maglie rettangolari.

Nel caso di edifici non regolari (piani sfalsati, maglie non rettangolari, impalcati flessibili, ecc..) l'applicazione della 4.13 è alquanto problematica. In verità, per edifici irregolari, non è chiaro neanche il significato preciso della 4.13.

Altre normative (UBC) indicano chiaramente che la formula 4.13 ha senso solo per opere con impalcati infinitamente rigidi; per impalcati flessibili, ovvero per le strutture in generale, è specificato che gli effetti del 2° ordine, per essere trascurati, non devono superare, elemento per elemento, una certa quota dei valori del 1° ordine (10%).

Questa possibilità, decisamente più generale, è già stata implementata in Nolian, ove è possibile attivare una opzione che effettua l'analisi dinamica modale con spettro di risposta tenendo conto degli effetti del secondo ordine.

Accelerazione spettrale	X	Y	Z	Spettro	
<input checked="" type="checkbox"/> 1a condizione	98.1000000000	0.0000000000	0.0000000000	Not assigned	Cambia
<input checked="" type="checkbox"/> 2a condizione	0.0000000000	98.1000000000	0.0000000000	Not assigned	Cambia
<input checked="" type="checkbox"/> 3a condizione	0.0000000000	0.0000000000	65.4000000000	Not assigned	Cambia

A questo punto, sarebbe sufficiente effettuare l'analisi con e senza tali effetti, confrontando poi le sollecitazioni risultanti in qualche elemento particolarmente significativo.

Qualora risultassero incrementi superiori al 30%, sarebbe necessario rivedere lo schema strutturale.

5.7.3 Verifiche per lo stato limite di danno SLD

Questa verifica, riportata al par. 4.11.2 dell'ORDINANZA, richiede che sia verificato il rispetto di una serie di limiti per gli spostamenti degli impalcati.

L'analisi dinamica, com'è intuitivo, deve essere sviluppata partendo dagli spettri SLD.

Tale verifica, pertanto, è sostanzialmente simile a quanto previsto dalla normativa uscente.

I valori limite previsti per le varie situazioni sono riportati nella tabella seguente:

a) per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_r < 0.005 h$$

b) per edifici con tamponamenti collegati elasticamente alla struttura

$$d_r < 0.0075 h$$

d) per edifici con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_r < 0.003 h$$

e) per edifici con struttura portante in muratura armata

$$d_r < 0.005 h$$

dove

d_r ed h hanno il significato noto.

6.

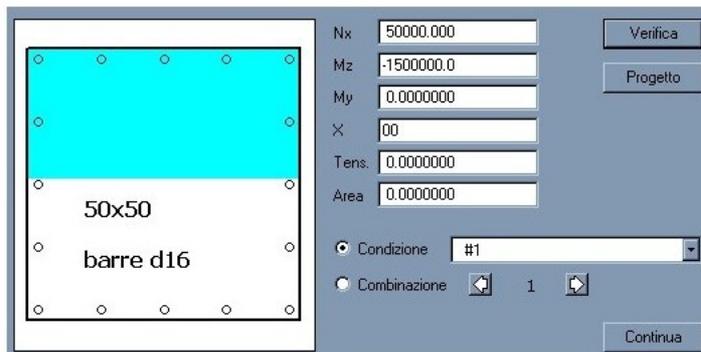
VERIFICHE STRUTTURALI ALLE

T.A. ED AGLI S.L.

Per illustrare i vari concetti è sufficiente riferirsi ad una qualsiasi sezione in c.a., sollecitata a pressoflessione.

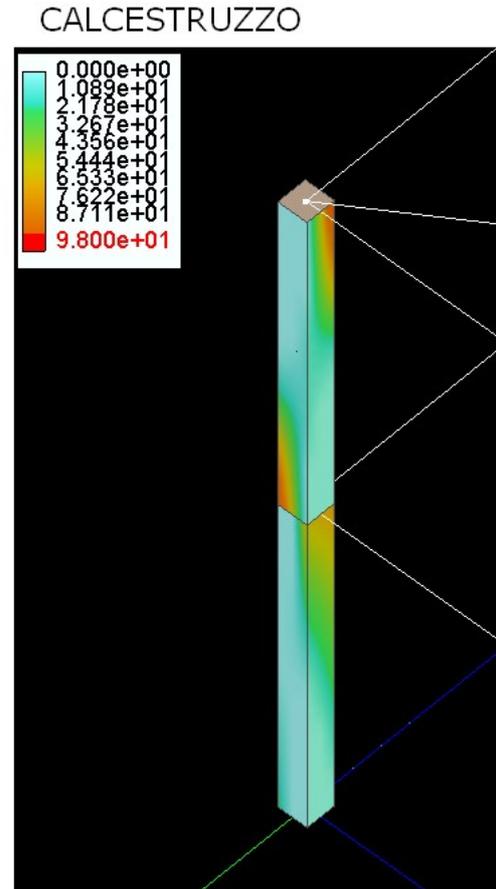
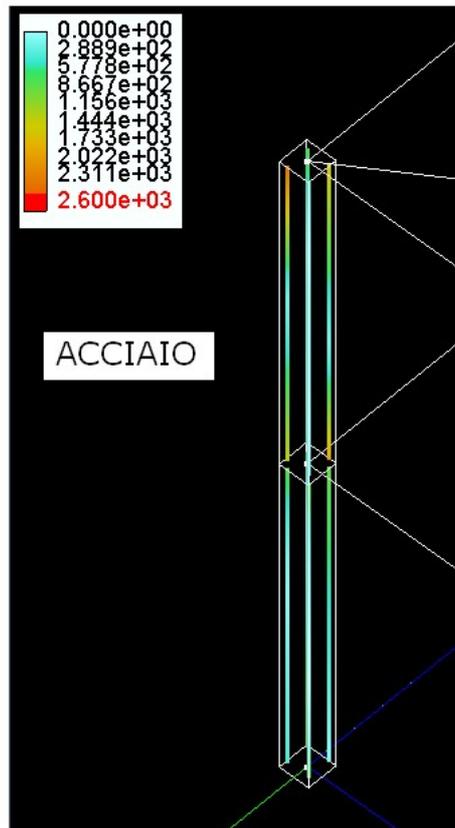
Nel metodo delle T.A, quale che sia la geometria del problema , scrivere che i valori delle tensioni nei materiali sono inferiori a quelle ammissibili, ovvero:

- $\sigma'_b \leq \sigma'_{b \text{ amm.}}$ (per il cls)
- $\sigma_a \leq \sigma_{a \text{ amm.}}$ (per l'acciaio)



non fornisce solo l'informazione che la sezione rispetta o meno i requisiti minimi richiesti, ma anche la "distanza" da tali requisiti. In altre parole l'informazione è completa, nel senso che consente al progettista di stabilire l'opportunità di un intervento correttivo (modificare la sezione o le armature o entrambe), sia per rientrare nei limiti sia per evitare inutili sovradimensionamenti.

In particolare il programma EasyBeam della Softing fornisce una descrizione spaziale molto dettagliata dell'andamento delle tensioni lungo l'elemento:



Da tale figura appare evidente se i valori limite delle tensioni nei materiali sono vicini o lontani dai massimi ammissibili.

Nel metodo degli stati limiti questo tipo di informazione non è così immediatamente disponibile.

Il confronto che normalmente si esegue tra i valori delle deformazioni unitarie di calcolo, derivate dai carichi fattorizzati,

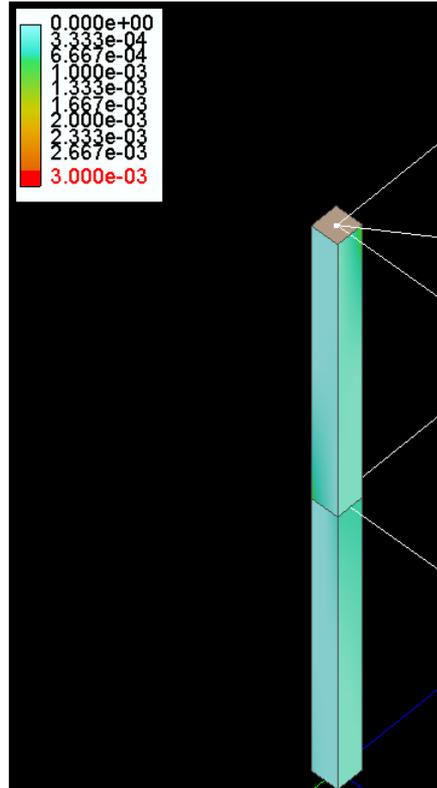
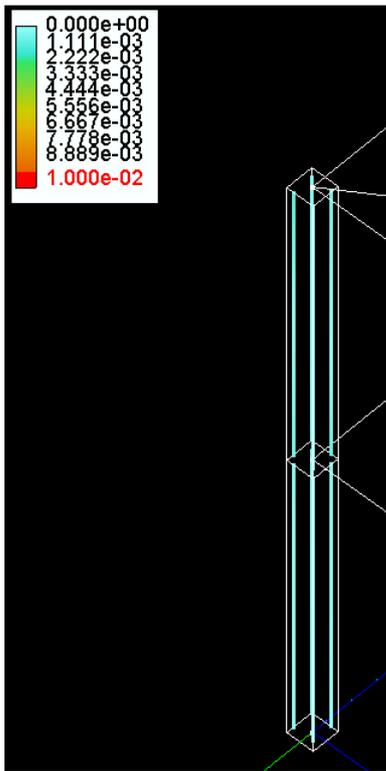
$$F_d = \gamma_g G_K + \gamma_q \left(Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} Q_{Ki} \right)$$

e quelle ammissibili:

- $\epsilon'_b \leq \epsilon'_{b \text{ amm.}}$ (per il cls)
- $\epsilon_a \leq \epsilon_{a \text{ amm.}}$ (per l'acciaio)

fornisce solo la prima informazione, ovvero che la sezione rispetta i limiti richiesti.

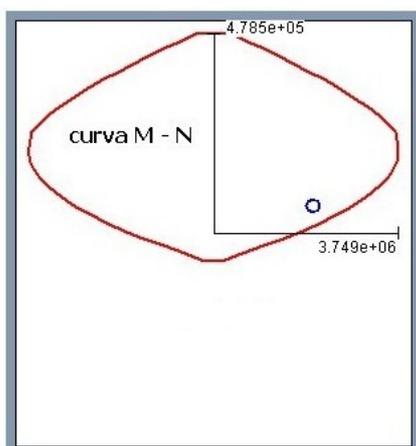
A conferma di ciò è interessante osservare il diagramma seguente,



analogo a quello precedente ma relativo al metodo degli S.L..

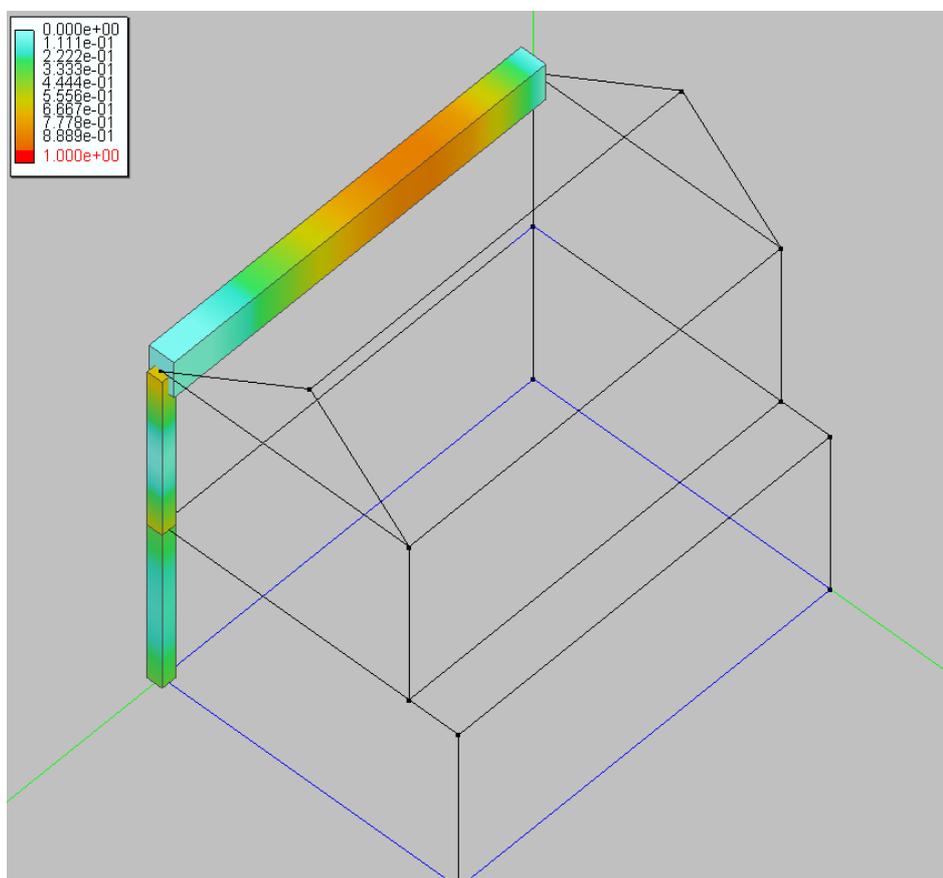
Dall'esame di tale diagramma si comprende che la seconda informazione, di maggior dettaglio, è praticamente assente.

Tale informazione è ricavabile solo dalla curva di interazione M,N che, per una determinata sezione fornisce la posizione del punto rappresentativo della sollecitazione esterna e la relativa distanza dal bordo (coeff. di sicurezza).



È facile verificare che, in effetti, il problema non è lineare e che le deformazioni nei materiali raggiungono i valori limiti solo nelle immediate vicinanze della curva di interazione M,N.

È anche possibile, sempre in EasyBeam, una rappresentazione completa della situazione statica dell'elemento; nella figura seguente, infatti,



è riportato in un diagramma tridimensionale del valore assunto dall'inverso del coefficiente di sicurezza (un valore pari a 1, corrispondente al rosso, individua una zona in cui le sollecitazioni sono uguali o superiori ai limiti).

7. ELEMENTI STRUTTURALI

DUTTILITÀ LOCALE DEGLI

7.1

Premessa

Iniziamo adesso un discorso di maggior dettaglio sulla duttilità delle strutture ordinarie, in particolare sulle strutture intelaiate in c.a..

La duttilità di una struttura presenta 2 aspetti:

1. La duttilità di ogni singolo elemento resistente
2. La duttilità d'insieme di tutta la struttura

Nel seguito tali punti sono illustrati senza entrare in dettagli eccessivamente teorici, ma cercando di fornire un inquadramento logico a tutta la problematica, rimandando per gli eventuali approfondimenti ai testi specializzati.

(Molte delle informazioni che seguono sono state riprese da :

ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. LL.PP. 16.1.1996 - Coordinatore: F. Braga –
Disponibile anche in rete al sito <http://www.serviziosismico.it>)

7.2

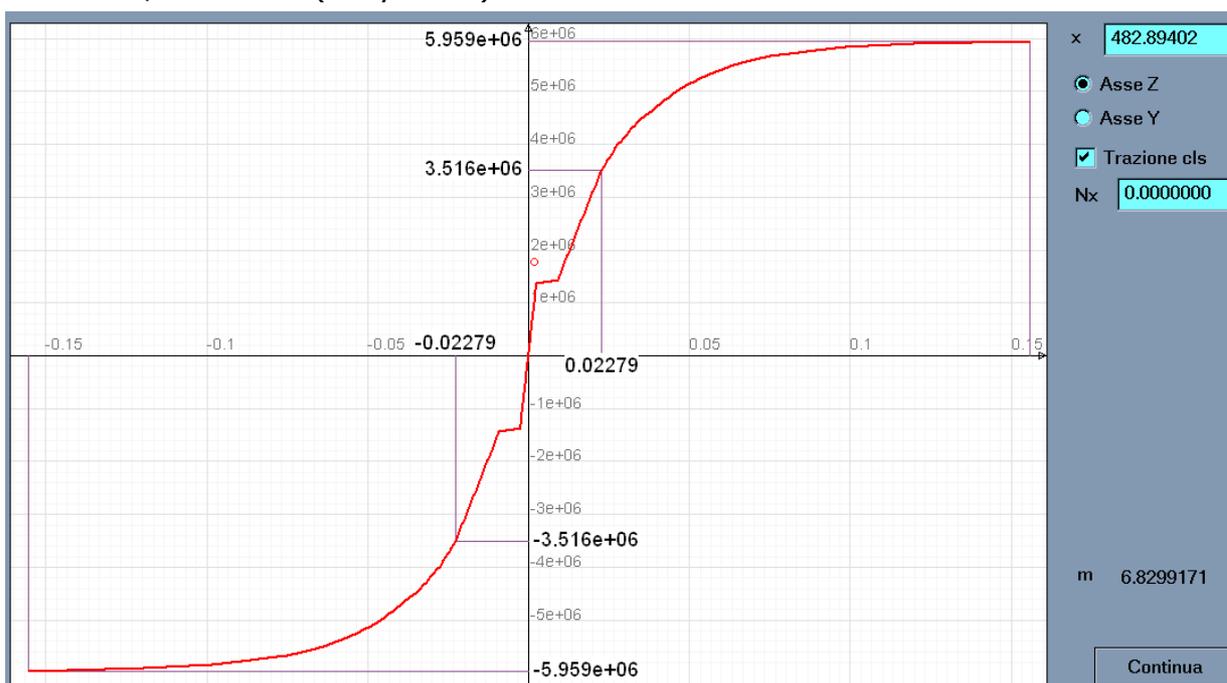
Duttilità di

ogni singolo elemento resistente

7.2.1 Generalità

Per quanto riguarda il primo punto è facile comprendere come una struttura composta di elementi fragili non potrà mai possedere un comportamento duttile. Per avere un elemento duttile in c.a. è necessario che tale elemento risulti duttile in ogni sezione.

La duttilità di una generica sezione è normalmente rappresentata dal diagramma momento/curvatura (EasyBeam)



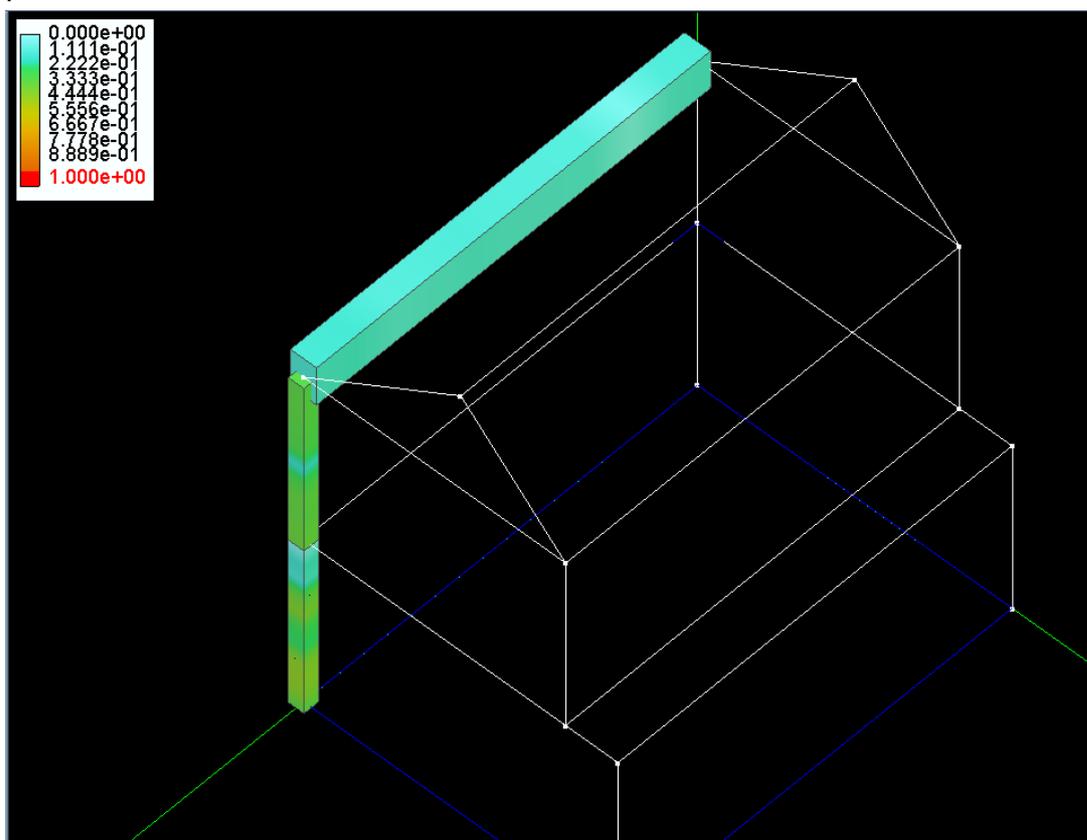
dove il parametro m rappresenta il rapporto tra la curvatura limite e quella elastica.

Nella figura precedente è anche evidenziato il tratto iniziale in cui la sezione non è ancora fessurata.

Il valore di m è ovviamente legato alle caratteristiche dei materiali, alla geometria della sezione ed alla presenza di sollecitazioni assiali.

È opportuno rilevare che, per avere effettivamente un comportamento corrispondente a quello teoricamente prevedibile, non devono accadere fenomeni di rottura al taglio ovvero di instabilità dell'equilibrio.

In EasyBeam è anche implementata una funzione più generale, che fornisce l'andamento del valore ($1/m$) lungo tutto l'elemento, tenendo anche conto della presenza di sollecitazioni assiali e di flessione deviata:



Queste funzioni sono molto utili per verificare, ad esempio, la duttilità di una struttura esistente ovvero l'influenza di una modifica delle armature resasi necessaria per un qualunque motivo.

È opportuno chiarire che, durante lo sviluppo di un progetto ordinario di una struttura in c.a., garantire la duttilità di ogni singolo elemento è un problema sostanzialmente risolto; i dettagli costruttivi riportati nella **Circolare n. 65/AA.GG. del 10 aprile 1997** sono sostanzialmente sufficienti, **oltre che praticamente analoghi a quelle dell'ORDINANZA 3274**, e normalmente già implementati nei moderni programmi di progetto e disegno delle armature.

8. ELEMENTI STRUTTURALI DI OPERE IN C.A. E ACCORGIMENTI PER GARANTIRE LA DUTTILITÀ LOCALE

8.1

Generalità

L'ORDINANZA 3274 (par. 5.1) introduce un ulteriore concetto, derivato dagli eurocodici, relativo alla classe di duttilità di una determinata struttura.

In pratica sono introdotte due classi di duttilità (A = alta; B = bassa) per le quali sono previste, in caso di sisma, modalità di comportamento diverse. Per la classe A si richiede che la struttura possa trasformarsi in un meccanismo in grado di dissipare, plasticizzandosi, forti quantità di energia, mentre per la B è richiesto il raggiungimento di una soglia di duttilità minima.

La classe di duttilità della struttura è **scelta dal progettista** (ovvero dal Committente).

In seguito a tale scelta la progettazione e la cura dei dettagli esecutivi assumono caratteristiche alquanto diverse; in particolare, per la classe A, sono necessarie una serie di verifiche aggiuntive di mole non indifferente.

Generalmente, come meglio chiarito nel seguito, è possibile affermare che per strutture di ridotte dimensioni è conveniente operare in classe B, mentre per le strutture maggiori, operare in classe A comporta spesso dei risparmi non indifferente in termini di quantitativi di materiale impiegato.

8.2

Travi

Per quanto riguarda le strutture in CD "B" (classe di duttilità bassa), non sussistono prescrizioni particolari.

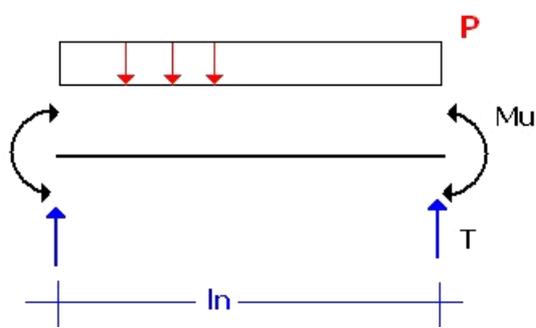
Per le strutture in CD "A" sono invece necessarie alcune verifiche aggiuntive.

La prima riguarda le sollecitazioni di calcolo ed in particolare la necessità di escludere rotture "fragili" per effetto del taglio.

Per questo motivo, nelle strutture di classe **A**, il contributo al taglio del calcestruzzo deve essere trascurato (par. 5.4.1.2 dell'ORDINANZA).

Sempre in classe **A**, inoltre, le armature al taglio devono essere tali da garantire, con un margine adeguato, che la rottura a flessione preceda quella al taglio, in modo tale da assicurare un comportamento duttile e dissipativo.

Con riferimento alla figura seguente:



il problema è quello di determinare il massimo taglio T a cui una trave può essere assoggettata quando, in seguito ad un sisma, si sviluppano alle estremità i massimi valori possibili dei momenti flettenti (in pratica i valori dei momenti ultimi plastici, maggiorati del 20%).

In pratica il valore di T risulta:

$$T = 1.2 \times (M_{us} + M_{ud})/l_n + p \times l/2$$

Dove i momenti plastici ultimi sono differenziati tra estremo destro ed estremo sinistro

Questa modalità di progetto delle armature è presente da tempo nei programmi Softing, in applicazione dell'Eurocodice e delle norme Statunitensi ACI .

Sono inoltre presenti altre condizioni di verifica, che richiedono ad esempio l'inserimento di staffe diagonali ovvero una serie di limitazioni per lo sforzo di taglio massimo che può essere assorbito dalla sezione trasversale;

8.2.1 Percentuali d'armatura nelle travi

PAR. 5.5.2.2 DELL'ORDINANZA 3274

È ben risaputo che, per avere un comportamento duttile, la percentuale di armatura presente all'interno di una sezione in c.a. debba essere contenuta entro certi limiti.

Entro tali limiti, aumentando la sollecitazione esterna, si arriva prima allo snervamento dell'acciaio , successivamente, alla rottura del calcestruzzo cui segue il collasso generale.

A valori inferiori o superiori corrisponde la rottura improvvisa del calcestruzzo (comportamento fragile).

L'ordinanza 3274, riferendosi alle sezioni rettangolari ovvero a T, prescrive:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \frac{7}{f_{yk}}$$

dove

ρ è il rapporto geometrico di armatura = $A_s / (b \times h)$ oppure $A_i / (b \times h)$ ove A_s e A_i rappresentano l'area dell'armatura longitudinale, rispettivamente, superiore e inferiore;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in N/mm²).

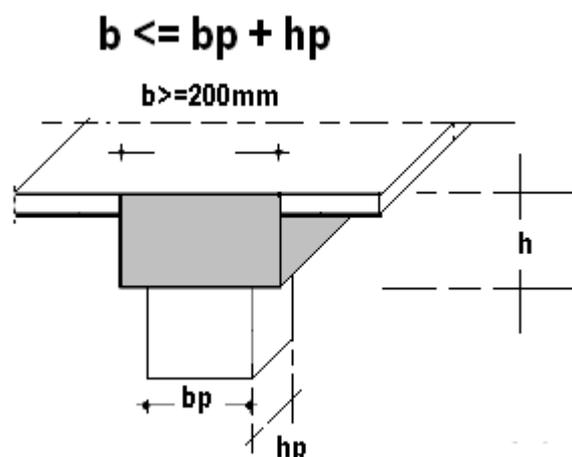
Il rispetto della percentuale minima assicura che il momento ultimo della trave sia maggiore del momento di fessurazione. È necessario evitare la condizione di "debolissima armatura", ossia evitare che all'atto della fessurazione del

calcestruzzo l'armatura metallica sia in quantità insufficiente a sopportare lo sforzo di trazione precedentemente assorbito dal calcestruzzo.

8.2.2 Limiti geometrici per le travi

PAR. 5.5.2.1 DELL'ORDINANZA 3274

I limiti geometrici imposti dall'ordinanza hanno lo scopo di condurre il progettista verso l'adozione di sezioni compatte e stabili.

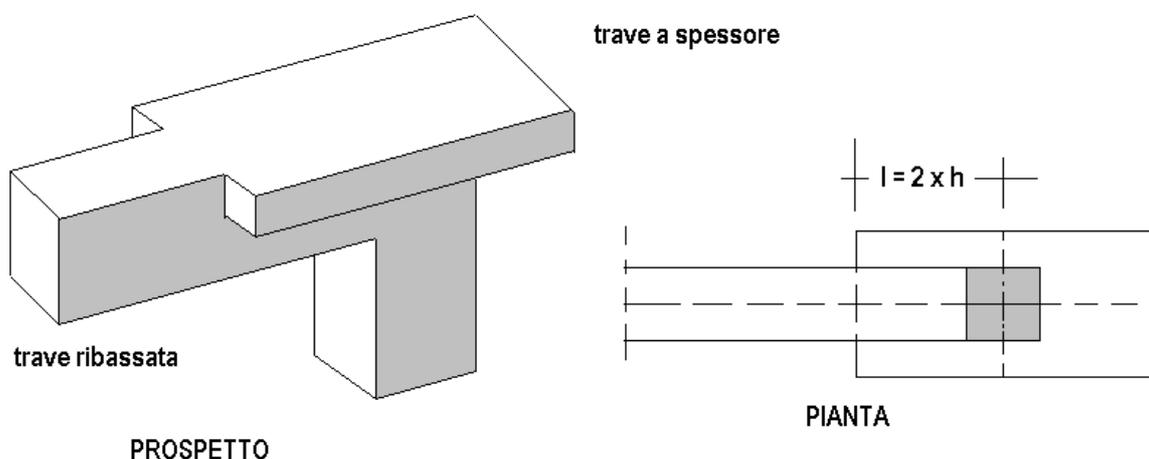


La larghezza della trave, b , non deve essere minore di 20 cm e, per le travi basse comunemente denominate "a spessore", non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale del pilastro stesso;

Mantenendo un rapporto equilibrato tra le rispettive larghezze si consente una agevole trasmissione delle sollecitazioni tra la trave ed il pilastro, che in caso di azioni orizzontali è assolutamente

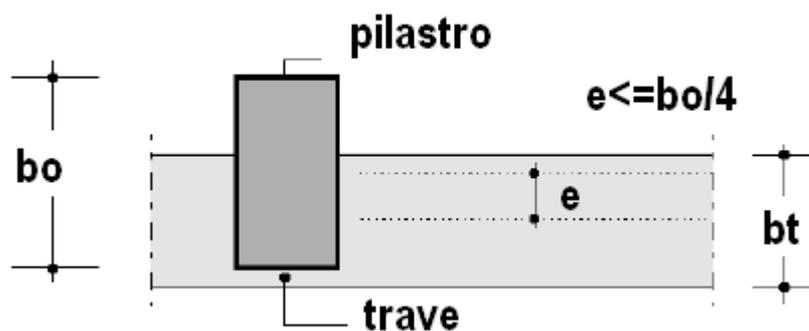
indispensabile.

Nel caso in cui si passi da un elemento in spessore di solaio ad una trave ribassata, è sempre opportuno creare una zona di transizione adeguata:



di lunghezza pari ad almeno il doppio dell'altezza della trave ribassata.

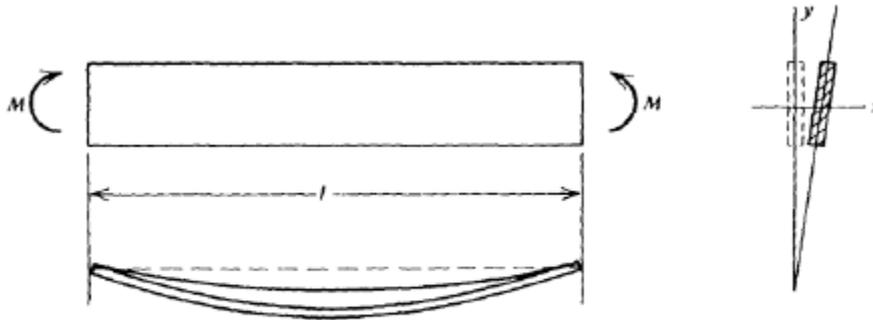
In questo modo è possibile creare una zona ove ancorare efficacemente le armature della trave a spessore.



Eccentricità massima della trave rispetto al pilastro

Una altro parametro da limitare è costituito dall'eccentricità tra trave e pilastro

Il rapporto b/h tra i lati della trave non deve essere minore di 0,25. Questa prescrizione serve a prevenire possibili fenomeni di instabilità flessotorsionale.



Instabilità di una trave inflessa (Park e Paulay, 1975).

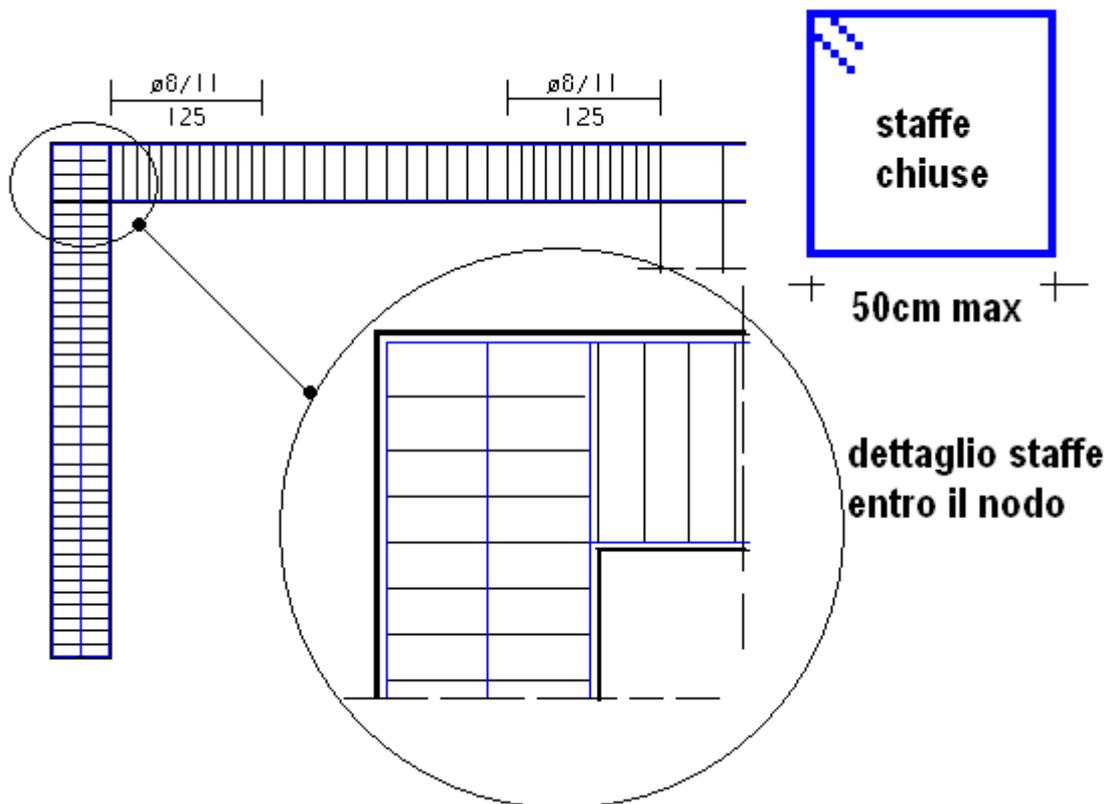
8.2.3 Armature trasversali nelle travi

PAR. 5.5.3.3 DELL'ORDINANZA 3274

L'armatura trasversale 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.
- Contiene e ritarda il degrado del calcestruzzo soggetto a sollecitazione cicliche.

Uno schema tipo è riportato nella figura seguente:



I dettagli più interessanti sono costituiti dal forte infittimento in vicinanza del nodo **e dal confinamento del nodo stesso operato dalle stave che "risalgono dal pilastro.**

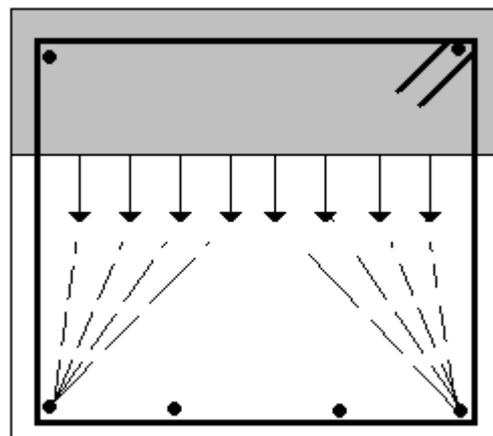
Questa regola può non essere osservata quando nel pilastro si innestano travi su ciascuna delle quattro facce.

Le stave devono essere chiuse e le braccia non troppo lontane, altrimenti le barre interne non sono efficacemente trattenute e quindi "lavorano" poco. È allora opportuno aumentare il numero delle braccia delle stave.

I ferri piegati vanno assolutamente evitati.

Come più volte detto il calcolo sismico è convenzionale; pertanto all'atto del sisma vero le sollecitazioni sono molto maggiori di quelle teoriche e l'inversione dei segni degli sforzi è un fatto molto probabile.

Inoltre i ferri piegati inducono degli sforzi concentrati che tendono a "spaccare" il calcestruzzo.



8.3

Pilastri

Per quanto riguarda le strutture in CD"B" (classe di duttilità bassa), non ci sono prescrizioni particolari, in modo analogo a quanto visto per le travi.

Per i pilastri di strutture in **CD''A''** la verifica più rilevante è quella concernente la formazione di cerniere plastiche nelle travi da essi supportate.

L'Ordinanza 3274, al par. 5.4.2.1 prescrive una condizione che, una volta verificata, assicura questo presupposto con un margine del 20%.

Tale verifica deve essere effettuata su tutti i nodi ad eccezione di quelli dell'ultimo impalcato per i quali, in effetti, una plasticizzazione prematura non crea gravi problemi di stabilità.

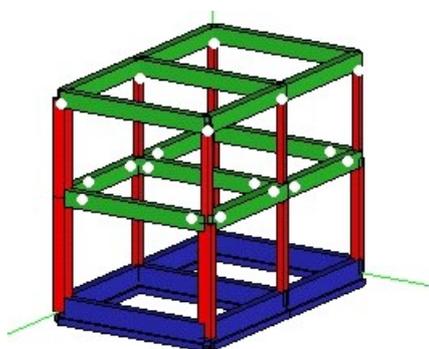
Questa verifica è riassunta dalla formula seguente:

$$\alpha = \gamma_{rd} \frac{\left| \sum M_{rt} \right|}{\left| M_p \right|}$$

dove:

- $\gamma_{rd} = 1.2$ - coeff. di sicurezza
- M_{rt} - somma dei momenti resistenti (ultimi) delle travi convergenti nel nodo
- M_p - somma dei momenti nei pilastri (sopra e sotto il nodo) ricavati dall'analisi strutturale

La figura seguente:



mostra quella che, su una semplice struttura spaziale, con una azione sismica "composta" così come previsto, dovrebbe rappresentare la situazione dissipativa ottimale, con le cerniere plastiche in posizioni non pericolose.

Normalmente, specie nelle costruzioni di modesta entità, il rispetto di questa condizione è difficoltoso.

In linea generale si evidenzia che nelle costruzioni di piccole dimensioni, le sezioni dei pilastri sono quasi sempre insufficienti per sostenere i momenti ultimi delle travi.

Pertanto tali costruzioni saranno generalmente progettate in **classe B**.

Nelle costruzioni a più piani, invece, l'adozione della **classe A** è possibile grazie proprio alle maggiori sezioni strutturali dei montanti.

D'altra parte è facile verificare che i risparmi conseguibili adottando la **classe A**, sono significativi solo per opere di una certa importanza.

Anche questa modalità di verifica dei pilastri è presente da tempo nei programmi Softing, in applicazione dell'Eurocodice e delle norme Statunitensi ACI.

È anche da osservare che, conformemente alle prescrizioni dell'ORDINANZA (par. 4.6) relativamente alla **simultaneità delle azioni sismiche** lungo le direzioni orizzontali, il problema deve essere affrontato in 3D, ovvero prevedendo sui pilastri delle azioni di pressoflessione deviata.

È pertanto necessario che il modello di calcolo spaziale impostato inizialmente sia verificato sempre nella sua globalità, senza semplificarlo in una serie di problemi piani, con la conseguente perdita di informazioni.

La conservazione del modello spaziale in fase di verifica è un'altra delle cose implementate da molti anni in ambito Softing, proprio per far fronte a questo tipo di problematiche che, nelle normative estere sono presenti da tempo immemorabile.

Alta verifica aggiuntiva per i pilastri e quella per gli effetti del taglio sismico, del tutto analoga a quella vista per le travi al paragrafo precedente, qualora si ponga

$$P = 0.$$

$$T = 1.2 \times (M_{us} + M_{ud})/I_n$$

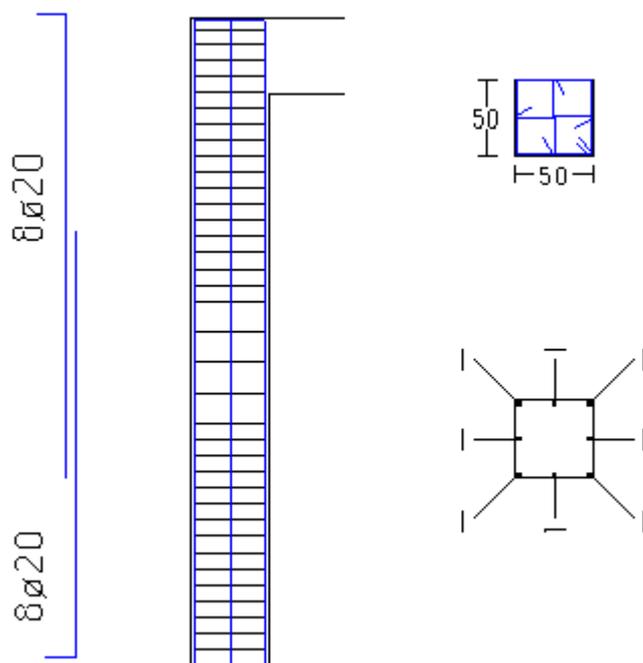
8.3.1 Percentuali d'armatura nei pilastri

PAR. 5.5.3.2 DELL'ORDINANZA 3274

Per i pilastri l'ordinanza fissa i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

Il termine inferiore ha lo scopo di offrire una minima resistenza a trazione nel caso di imprevisti sforzi assiali di trazione. Il secondo termine potrebbe in teoria essere maggiore, ma si avrebbe una congestione notevole di armatura proprio allo spicco dei pilastri, ove sono normalmente ubicate le giunzioni.

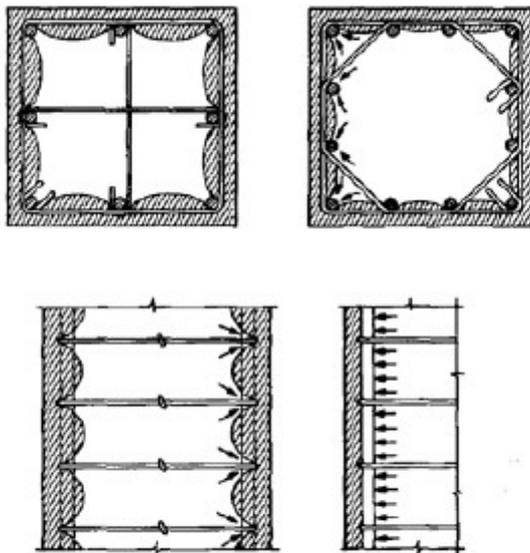


A proposito di queste ultime, almeno nelle zone di forte intensità, sarebbe opportuno e fortemente consigliato realizzarle a metà pilastro, ove il momento flettente è generalmente molto ridotto.

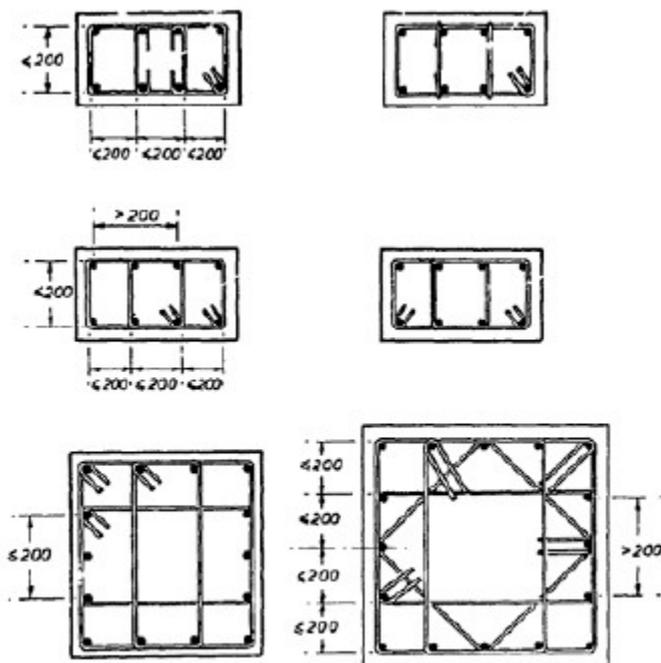
8.3.2 Armature trasversali per i pilastri

PAR. 5.5.3.3 DELL'ORDINANZA 3274

Per le armature trasversali dei pilastri vale all'incirca quanto detto per le travi



Confinamento trasversale e longitudinale offerto dalle staffe (Paulay e Priestley, 1992).



Esempi di disposizione delle staffe (Park, 1986).

Particolarmente importante diventa la capacità delle staffe di impedire lo sbandamento laterale delle barre compresse, che rappresenta una grossa fonte di problemi in caso di sisma.

8.3.3 Limiti geometrici per i pilastri

PAR. 5.5.3.1 DELL'ORDINANZA 3274

I limiti geometrici imposti dall'ordinanza hanno lo scopo di impedire eventuali fenomeni di instabilità laterale di tali elementi e, nello stesso tempo, garantire una duttilità minima a tutti i pilastri di uno stesso edificio.

È, infatti, facile dimostrare che a parità di sezione ed armatura, maggiore è l'altezza del pilastro (**e quindi maggiore è la snellezza**) minore è la sua duttilità.

I limiti geometrici previsti sono i seguenti:

- Il rapporto tra i lati minimo e massimo della sezione trasversale del pilastro non deve essere inferiore a 0.30; in caso contrario l'elemento sarà assimilato alle "pareti" portanti trattate nel paragrafo successivo.
- La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 30 cm
- Il valore della sollecitazione assiale massima ammissibile non cambia rispetto al valore previsto nella 1086 (maggiore è lo sforzo normale, minore è la duttilità e più rapido è il degrado per sollecitazioni cicliche)

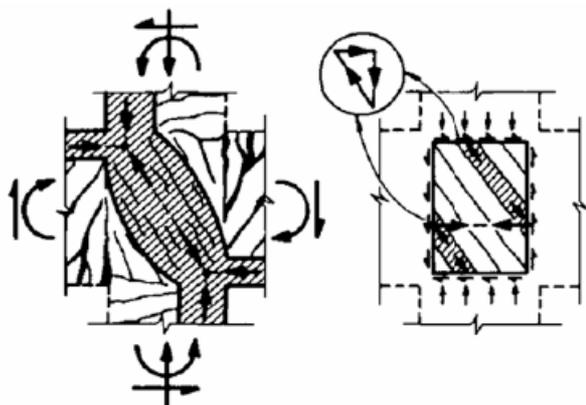
8.4

Nodi trave

pilastro

La verifica di resistenza del nodo, a rigor di logica obbligatoria solo per pilastri non completamente confinati da travi (**par. 5.4.3.2 dell'ORDINANZA**), ha lo scopo di determinare l'interasse delle staffe orizzontali presenti all'interno del nodo, o meglio consente di accertare che il passo delle staffe agli estremi del pilastro, immaginando di prolungare tale passo entro il nodo, sia sufficiente o vada infittito.

Questa verifica, obbligatoria per entrambe le classi di duttilità previste dall'ORDINANZA; ha lo scopo di prevenire rotture fragili all'interno di un nodo non confinato da travi disposte lungo tutte la facce del pilastro.



La formula da verificare è la seguente:

$$\frac{n_{st} A_{st}}{ib} \geq 0.15 \frac{R_{ck}}{f_y}$$

dove:

- N_{st} rappresenta il numero di braccia orizzontali delle staffe presenti nel nodo
- A_{st} l'area della staffa
- i l'interasse tra le staffe
- \bar{b} la larghezza utile del nodo (interasse barre verticali)
-

QUESTA VERIFICA DEVE ESSERE EFFETTUATA QUALE CHE SIA LA CLASSE DI DUTTILITÀ ADOTTATA DAL PROGETTISTA.

In pratica è conveniente includere questa formula nel calcolo del passo minimo che le staffe devono avere, per altri motivi, agli estremi dei pilastri; in questo modo è sufficiente prolungare la disposizione di queste staffe entro il nodo.

Per effettuare correttamente la verifica è inoltre indispensabile disporre di una visione **tridimensionale** del problema, tipica del software specializzato Softing; senza le informazioni sulle caratteristiche geometriche del nodo (confinamento, dimensioni delle travi convergenti nel nodo sui quattro lati), infatti, la verifica non può essere automatizzata ed è necessario immettere, non per nodo, i parametri mancanti.

8.5

Pareti di

irrigidimento

8.5.1 Generalità

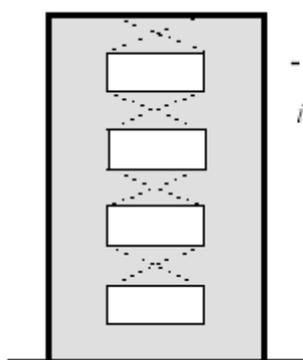
In questo paragrafo si riportano solo brevi cenni sulle pareti in cemento armato. Le "pareti di taglio" sono mensole verticali incastrate al piede che posseggono, in genere, una forma allungata ed uno spessore sottile con elevata rigidità e resistenza in una direzione ma di efficacia praticamente nulla nell'altra (direzione ortogonale). Il comportamento delle pareti dipende essenzialmente dalla loro snellezza (ossia, in pratica, dal rapporto H/b tra altezza e dimensione in pianta della base).

Quando la snellezza è piccola ($H/b < 4$) il comportamento della parete è fortemente condizionato dalla sollecitazione di taglio e risulta fragile.

Anche per ciò che riguarda le pareti i requisiti essenziali che vanno perseguiti in fase di progettazione sono:

- ❖ **Elevata resistenza;**
- ❖ **Buona capacità di dissipazione energetica;**
- ❖ **Minimo fenomeno di degrado della rigidità.**

In un progetto basato sulla duttilità, in analogia a quanto già detto per le strutture intelaiate, assumono particolare importanza i particolari costruttivi delle zone critiche ove è opportuno predisporre un adeguato confinamento del calcestruzzo e curare la disposizione delle armature (si ricorda l'importanza di un opportuno ancoraggio delle barre). Diviene pertanto importante identificare, al variare delle possibili situazioni, le zone critiche della parete. Le pareti di taglio possono essere suddivise in due categorie: **pareti senza aperture e pareti con aperture**. Nel primo caso il comportamento della parete è simile a quello di una mensola (le modalità di collasso sono descritte in seguito) e la zona critica, dove si concentrano le maggiori richieste di duttilità, si troverà al piede della parete. Nel secondo caso il comportamento della parete risulta influenzato principalmente dalla dimensione e dalla forma delle aperture dei vani. In genere, per le usuali



- *Collasso di taglio
in una parete con aperture
(Wakabayashi, 1989).*

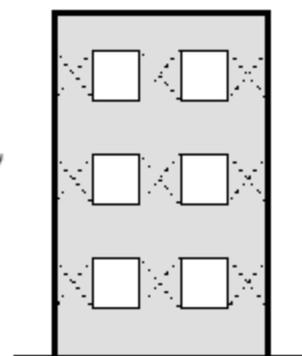
dimensioni e disposizioni di tali aperture, lo schema può essere ricondotto a quello di pareti accoppiate collegate tra loro da traversi orizzontali. In tal caso il collasso della parete si manifesta in genere per **taglio nei traversi** di collegamento che rappresentano, dunque, assieme alla sezione al

piede, le zone critiche della parete

E' necessario, quindi, curare in particolare l'armatura di tali traversi: la capacità dissipativa di questi viene ad essere significativamente incrementata dalla presenza di una fitta staffatura e appare molto utile la disposizione di un'armatura diagonale.

Al variare della disposizione e della dimensione delle aperture può verificarsi un comportamento diverso, con **collasso dei setti verticali** che si trovano in corrispondenza dei vani: tali setti divengono quindi le zone critiche della parete e, in fase di progetto, è necessario prevedere un'adeguata armatura di tali zone.

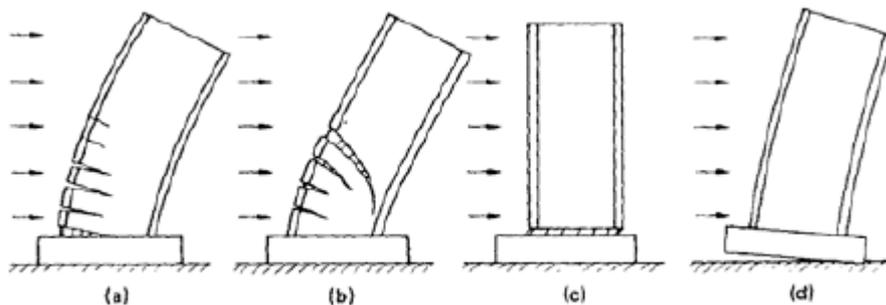
- *Collasso di taglio
in una parete con aperture
(Wakabayashi, 1989).*



Per meglio comprendere il comportamento delle pareti di **taglio piene** e, in particolare, riconoscere l'ubicazione delle zone critiche, vengono riesaminate di seguito le modalità di collasso tipiche:

Nella figura seguente sono riproposti i 4 modi di collasso delle pareti di taglio a mensola (le pareti forate, che, come detto, si comportano in genere come pareti accoppiate, saranno trattate in seguito). Si distinguono:

- **Collasso per flessione;**
- **Collasso per taglio;**
- **Collasso per scorrimento;**
- **Collasso per sollevamento della fondazione.**



- Modi di collasso delle pareti di taglio (Park e Paulay, 1975).

Nel primo caso (collasso per flessione), comportamento della parete è condizionato dall'entità dello sforzo assiale di compressione e dalla percentuale dell'armatura verticale necessariamente presente per assorbire gli sforzi di trazione.

Quanto più elevato è il valore dello sforzo assiale tanto più bassa sarà la duttilità disponibile (regola generale valida anche per i pilastri).

La duttilità viene comunque assicurata confinando opportunamente il calcestruzzo nella zona compressa per una certa estensione in corrispondenza della base della parete (zona critica).

In genere il valore dello sforzo assiale è limitato e, a rottura, l'acciaio teso risulta snervato. In conseguenza di ciò, il comportamento è generalmente duttile e caratterizzato da buona capacità di dissipazione Energetica.

Il collasso per taglio avviene quando la parete ha un fattore di forma (rapporto altezza/lunghezza) piccolo (parete tozza). Si verificano in tal caso fessure diagonali ed il collasso può avvenire per compressione o per trazione a seconda che l'armatura orizzontale sia o meno in quantità sufficiente.

Il collasso per scorrimento (in realtà piuttosto raro) si manifesta con uno spostamento orizzontale di tipo quasi rigido della parete rispetto alla base. Per prevenire questo tipo di collasso è efficace una distribuzione uniforme di armatura verticale come pure una armatura diagonale.

- b) *Le armature presenti sulle due facce devono essere collegate con legature in ragione di almeno 6 per ogni metro quadrato;*
- c) *Il passo tra le barre deve essere non maggiore di 300 mm;*
- d) *Il diametro delle barre deve essere non maggiore di 1/10 dello spessore b della parete;*
- e) *Il rapporto geometrico dell'armatura totale verticale ed orizzontale deve essere compreso tra i seguenti limiti* **PAR. 5.5.5.2 DELL'ORDINANZA 3274:**

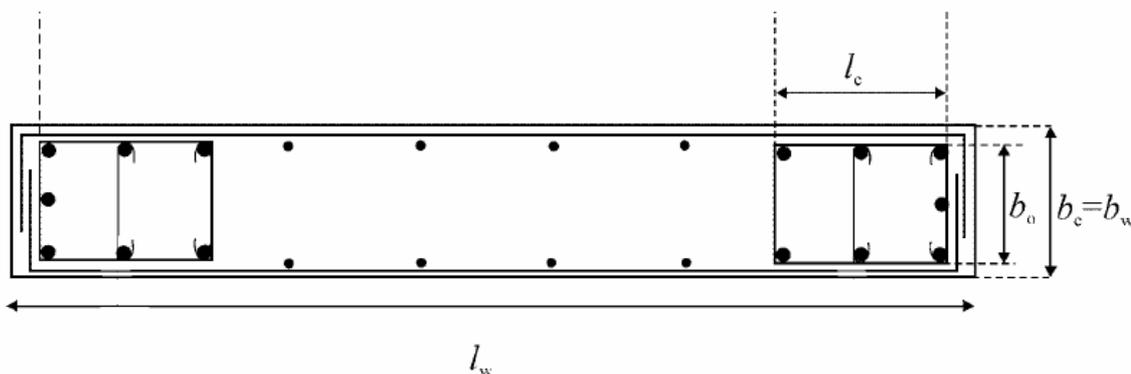
$$0.0025 < \rho < 0.04$$

Per i limiti suddetti vanno ricordate le osservazioni già riportate a proposito delle strutture intelaiate.

Per ciò che concerne il minimo regolamentare va ricordato che quando l'armatura è minore di un valore limite inferiore all'atto della fessurazione del calcestruzzo si verificano aperture delle lesioni inaccettabili. Ciò accade perché l'armatura è insufficiente ad assorbire gli sforzi di trazione in precedenza sopportati dal calcestruzzo circostante e, pertanto, all'atto dell'apertura della lesione l'armatura si snerva deformandosi in maniera considerevole e causando l'ampia dimensione della lesione suddetta. Questo fenomeno causa, in occasione di terremoti moderati un danneggiamento eccessivo della parete con un aumento, anche considerevole, dei costi di riparazione, mentre, in caso di terremoti violenti, le deformazioni imposte alle armature possono divenire eccessive e si può assistere alla rottura per trazione delle barre (Paulay e Priestley, 1992).

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

- f) *Un'armatura trasversale orizzontale più fitta va disposta alla base della parete per un'altezza pari alla lunghezza in pianta della parete stessa, in vicinanza dei due bordi per una lunghezza pari a $0.20 \times l$ su ciascun lato. In tali zone l'armatura trasversale deve essere costituita da tondini di diametro non inferiore ad 8 mm, disposti in modo da fermare tutte le barre verticali con un passo pari a 10 volte il diametro della barra ma non inferiore a 250 mm.*

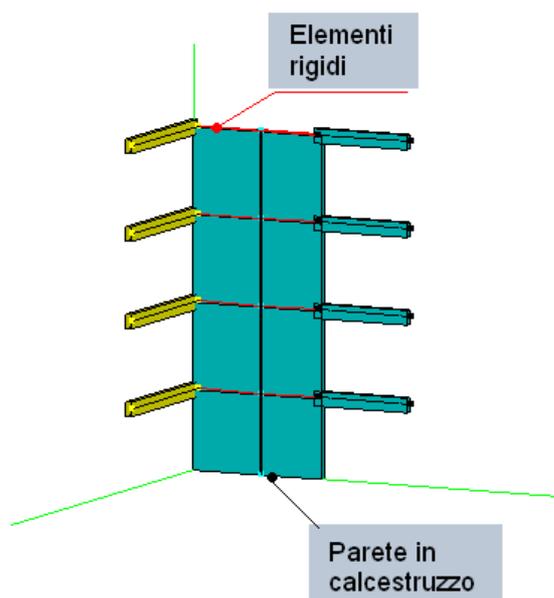


Si è detto in precedenza dell'importanza di una adeguata armatura di confinamento del calcestruzzo compresso da disporre nella regione critica alla

base della parete: un buon confinamento del calcestruzzo consente di migliorare la duttilità della parete.

8.5.2 Verifiche strutturali delle pareti

Si definiscono "pareti" gli elementi portanti verticali per i quali il rapporto tra il lato minore e quello maggiore risulta inferiore a 0.3.

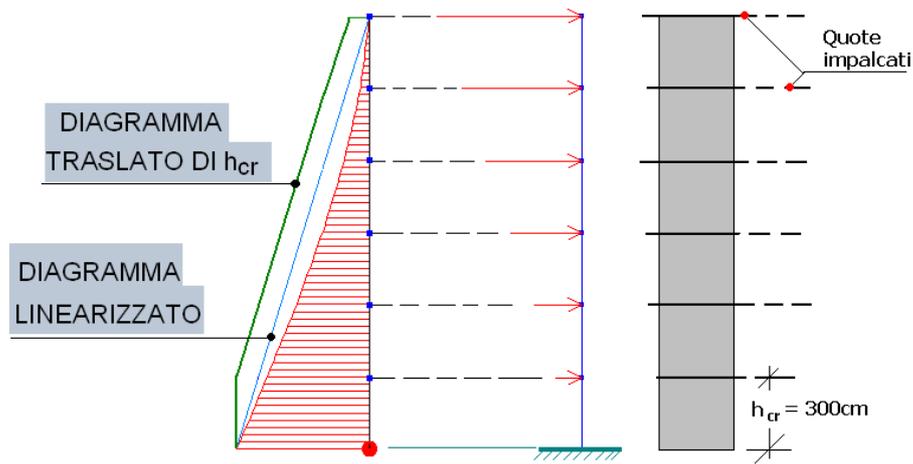


Nel modello matematico, di norma, il collegamento tra le pareti e gli altri elementi strutturali è realizzato tramite elementi di rigidezza infinita.

Anche nel caso delle pareti, per le costruzioni in classe di duttilità bassa (B) non sussistono prescrizioni particolari.

Per le strutture in CD "A" ci sono delle prescrizioni consistenti, sia per le sollecitazioni di flessione che per il taglio (**par. 5.4.5.1 dell'ORDINANZA**).

Per quanto riguarda la flessione, le prescrizioni sono illustrate nella figura seguente:



tali prescrizioni consistono nell'utilizzare, ai fini del dimensionamento delle armature, un diagramma dei momenti più gravoso di quello risultante dall'analisi effettuata.

Tale diagramma è ottenuto da quello di base linearizzando quest'ultimo e trasladandolo di una quantità pari a h_{cr} , definita come l'altezza della zona plastica ed individuabile come il maggiore dei valori seguenti:

- a) Altezza dell'interpiano
- b) Lato maggiore della parete
- c) 1/6 dell'altezza totale del fabbricato

Appare ovvio l'intento del legislatore di mantenere un'armatura costante nella zona critica, ove avviene la quasi totalità della dissipazione dell'energia assorbita dal sisma.

Questa maggiorazione non si applica per le pareti tozze ($H/I < 2$).

Anche per le sollecitazioni taglianti (nel piano della parete) sono previste delle maggiorazioni adeguate; la legge di maggiorazione è costituita dalla formula seguente:

$$\alpha = \gamma_{rd} \frac{|\sum M_{rd}|}{|M_{sd}|}$$

dove:

- γ_{rd} = 1.2 - coeff. di sicurezza
- M_{rd} - momento resistente (ultimo) alla base della parete
- M_{sd} - momento ricavato dall'analisi strutturale

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza (**par. 5.4.5.2 dell'ORDINANZA**), sono previste le seguenti condizioni:

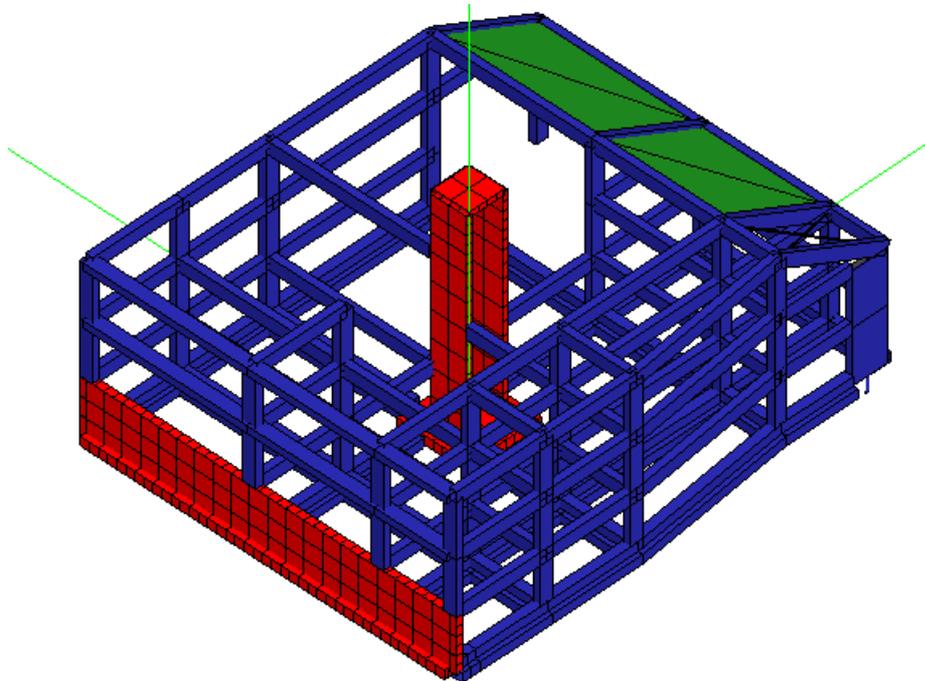
- **Verifica a flessione, sulla base del diagramma modificato**
- **Verifica a compressione dell'anima della parete** (è una verifica al taglio che si riferisce alla resistenza delle bielle compresse)
- **Verifica del meccanismo resistente a trazione** (è una verifica al taglio che si riferisce alla trazione nelle "staffe", ovvero nell'armatura orizzontale)
- **Verifica allo scorrimento lungo piani orizzontali** (corrisponde ad un meccanismo di rottura molto fragile, per il quale la parete "scorre" lungo un piano orizzontale generico; normalmente tale piano è rappresentato dalla ripresa di getto lungo il piano di spiccato)

Da quanto sopra emerge che il progetto delle pareti assume connotazioni alquanto diverse da quello dei normali pilastri e, quindi, necessita di algoritmi di calcolo implementati appositamente.

La problematica affrontata dalla nuova normativa esaurisce il discorso per le pareti semplici, ma non risolve, ad avviso dello scrivente, quelli che sono i problemi di uso più corrente.

In effetti le pareti strutturali vere e proprie sono degli elementi non molto frequenti nell'ambito delle costruzioni Italiane.

È molto più frequente, perlomeno nelle nuove costruzioni, imbattersi in situazioni tipo la seguente:



in cui sono presenti sia pareti perimetrali che nuclei ascensore.

Questi ultimi, in particolare, pur costituendo un elemento strutturale importante, non sono minimamente presi in considerazione nell'ambito **dell'ORDINANZA**.

È vero che, almeno in prima approssimazione, è possibile trattarli come un insieme di pareti sostanzialmente indipendenti, ma il fatto di trascurare la

collaborazione tra le varie pareti lungo gli spigoli appare un'approssimazione eccessivamente grossolana.

La cosa più realistica, e vicina a quanto previsto **nell'ORDINANZA**, è quella di estendere le prescrizioni delle pareti ai nuclei, trasportando le varie prescrizioni (relative al piano della parete) in un ambito più generale, ovvero tenendo conto della terza dimensione.

A esempio il momento al piede della parete, su cui operare la traslazione, diventa il momento totale (somma vettoriale delle due componenti) al piede del nucleo, e così via per le altre grandezze.

È quindi sempre più necessario operare mantenendo il concetto di modello tridimensionale, senza cioè semplificazioni nel piano che non potrebbero portare in conto l'effetto simultaneo delle sollecitazioni sismiche secondo le due direzioni classiche.

9. STRUTTURE

DUTTILITÀ GLOBALE DELLE

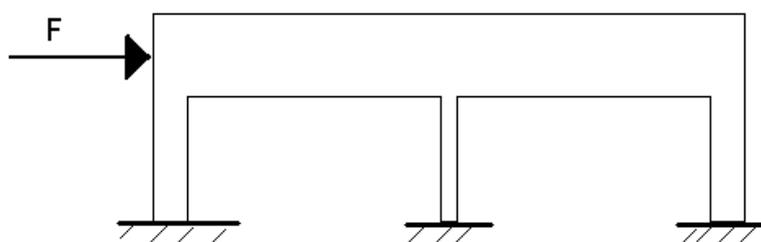
Come già indicato in precedenza è relativamente semplice comprendere come una struttura composta di elementi fragili non potrà mai possedere un comportamento duttile.

Non altrettanto semplice è comprendere il motivo per cui deve essere sempre e comunque garantita la duttilità di ogni singolo elemento resistente (pilastri in particolare), nessuno escluso.

Per arrivare a questo è necessario tener presente che, con riferimento al sisma catastrofico, l'opera esce dalla fase elastica e opera in campo elastoplastico.

Ne consegue che è necessario ragionare secondo delle logiche diverse da quelle che normalmente sono considerate scontate nell'ingegneria strutturale.

Per inquadrare correttamente il problema è opportuno ricorrere ad un esempio molto semplice, costituito da una semplice telaio piano a due campate:



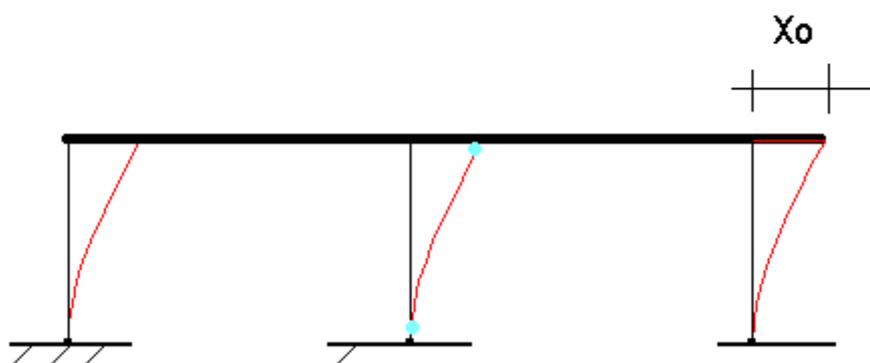
In tale schema la trave superiore può essere considerata infinitamente rigida ed i pilastri laterali sono molto più rigidi del pilastro centrale.

Operando in fase elastica,

si trova che, applicata una forza F , i momenti assorbiti dai pilastri laterali sono molto maggiori di quello assorbito dal pilastro centrale, Quest'ultimo, alla fine, risulterà probabilmente quello meno critico (Sforzo normale maggiore e bassa sollecitazione flessionale).

Nel caso di sisma catastrofico la struttura è chiamata ad operare oltre il campo elastico; non ha più senso parlare di Forza F esterna, poiché tale forza, superato il limite elastico, non può più crescere ulteriormente, come ampiamente visto in precedenza.

In condizioni elastoplastiche, con o senza semplificazioni, quello che viene impresso dal sisma è lo spostamento dell'impalcato.



Con tali presupposti il pilastro centrale:

- a) **Ha una snellezza maggiore degli altri due**
- b) **Presenta un valore di sforzo assiale molto superiore a quello dei pilastri laterali.**

In tali condizioni la duttilità del pilastro centrale, presumibilmente inferiore a quella dei laterali, condiziona la duttilità di tutto il telaio, in quanto il suo collasso avrebbe ovviamente effetti disastrosi per il telaio stesso.

Come si vede le conclusioni sono diametralmente opposte a quelle cui si perviene ragionando in campo elastico.

In campo elastico, infatti, i tre pilastri operano in "parallelo", dividendosi l'azione esterna secondo la propria rigidità. In campo plastico i tre elementi operano praticamente in "serie", nel senso che il collasso del più debole provoca il collasso generale (**una sorta di anello debole della catena**).

Questo aspetto è fondamentale in tutte le strutture, di qualunque natura e/o forma, chiamate a resistere ad azioni sismiche di tipo eccezionale ($T_r \approx 500$ anni).

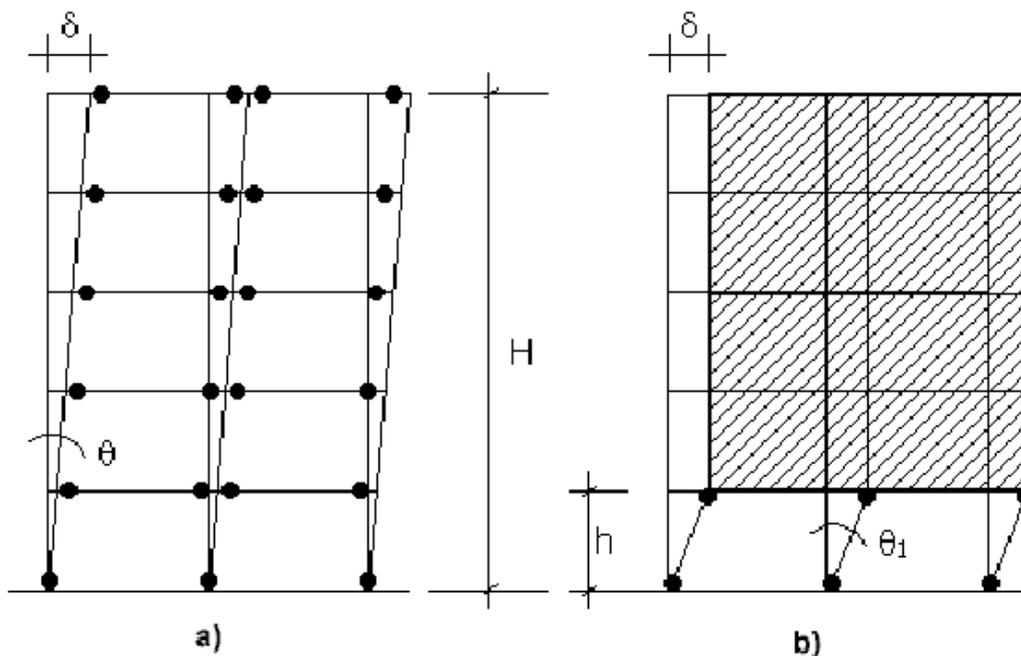
Il problema può essere visto in modo semplice da un punto di vista energetico.

L'insorgenza di zone plastiche per effetto di un sisma è un modo di dissipare l'energia che il sisma stesso trasmette alla struttura.

Per avere un comportamento globalmente duttile è necessario che tale dissipazione avvenga in modo distribuito nelle varie parti dell'opera; tutte le volte che si hanno dissipazioni concentrate, ovvero elementi che, per la loro natura e geometria, entrano in campo plastico ed arrivano al collasso molto prima di altri, la struttura, nel suo insieme, avrà quasi certamente un comportamento globalmente poco duttile.

9.1.1 Effetto di irregolarità strutturali lungo l'altezza

Edificio su rigido con piano terra flessibile



*Meccanismi di plasticizzazione; (a) cerniere nelle travi ed alla base dei pilastri;
(b) cerniere ai pilastri del piano terra*

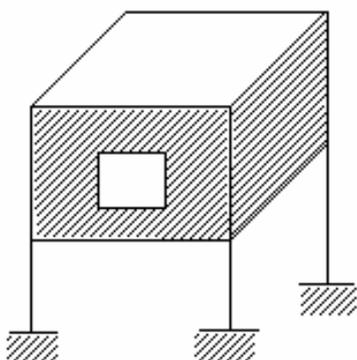
In questo schema, non raro (fig. b), il primo piano è libero da tamponature mentre i piani superiori sono "chiusi" da murature di tamponamento; se queste ultime non sono sottili, e quindi irrigidiscono le maglie del telaio, l'indebolimento della struttura in campo plastico (nel senso di riduzione della capacità dissipativa dell'energia assorbita dal sisma) è evidente.

La concentrazione della dissipazione al piano base comporta una riduzione del fattore di comportamento $q(T, \mu)$ notevole (**è possibile dimostrare che q passa da un valore ≥ 5 ad un valore di ≈ 2.5**).

Nella Circolare n. 65/AA.GG. del 10 aprile 1997 – p.to B.8., per casi simili si raccomandava un incremento della azione sismica del 40% per edifici di altezza fino ad 8 piani, e valori superiori per edifici più alti.

Nell'Ordinanza 3274 si trova una prescrizione del tutto simile al par. **5.6.2 – Irregolarità provocate dai tamponamenti.**

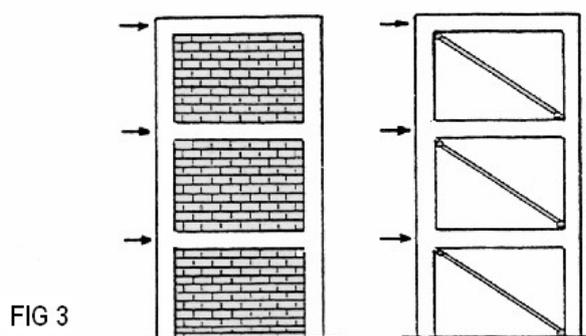
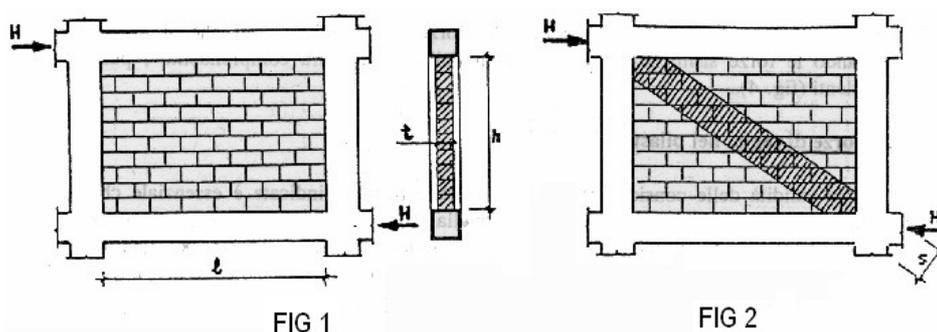
È inoltre previsto un ulteriore aumento dell'azione sismica per le irregolarità strutturali vere e proprie – **par. 5.3.2 – Fattori di struttura** (tab. 5.1).



Quanto indicato per le tamponature vale ovviamente qualora la struttura, per qualunque motivo, presenti una qualche brusca variazione di rigidità lungo l'altezza (ad esempio l'interruzione di una parete di controvento).

Soluzioni architettoniche del tipo di quella riportata a lato sono pertanto da evitare.

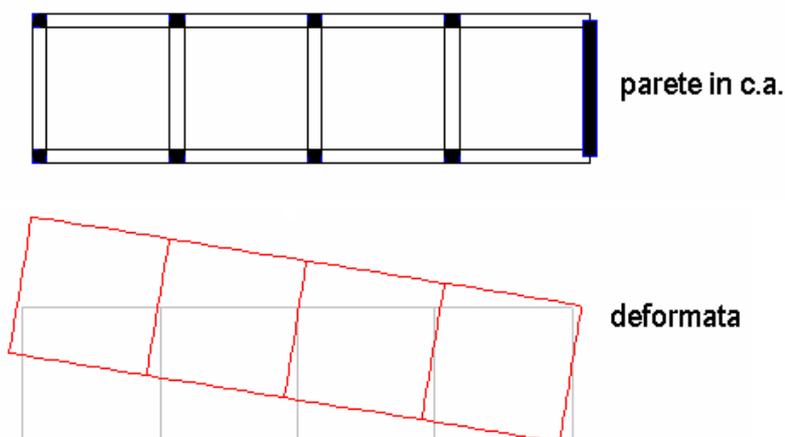
Per quanto riguarda le pareti di muratura, **la Circolare n. 65/AA.GG. del 10 aprile 1997, allegato 2** - fornisce tutti gli elementi necessari sia per inserire gli effetti della tamponatura nel modello di calcolo sia per verificare la resistenza della tamponatura stessa che dei pilastri irrigiditi.



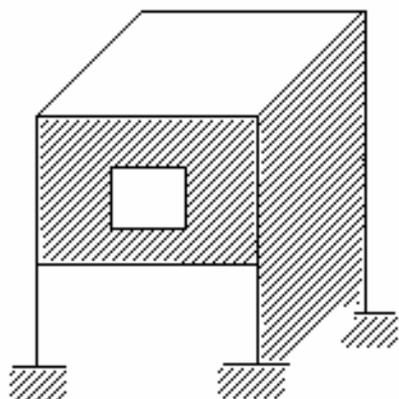
9.1.2 Effetto di irregolarità strutturali in pianta

Le eventuali irregolarità strutturali lungo la pianta di un fabbricato comportano a loro volta una riduzione sensibile della duttilità globale.

Con riferimento alla figura a lato, è possibile dimostrare che la presenza della parete, e della conseguente eccentricità, riduce fortemente la quantità di energia che è possibile dissipare prima di raggiungere il collasso generale (ovviamente è stato fatto il



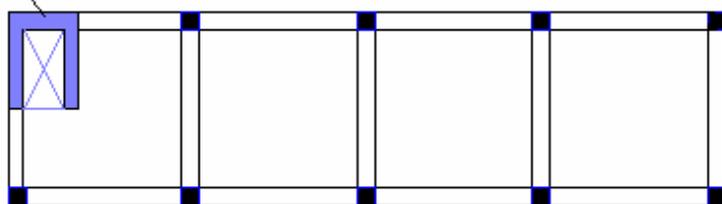
confronto con una struttura analoga in cui la parete è stata sostituita da una coppia di normali pilastri - INGEGNERIA ANTISISMICA - C. GAVARINI).



La somma dei due effetti peggiora ulteriormente la situazione e la valutazione corretta del coefficiente q (ovvero della duttilità globale μ) diventa sempre più incerta.

Quando le irregolarità planimetriche sono inevitabili per motivi architettonici, è opportuno equilibrarle con adeguati provvedimenti strutturali:

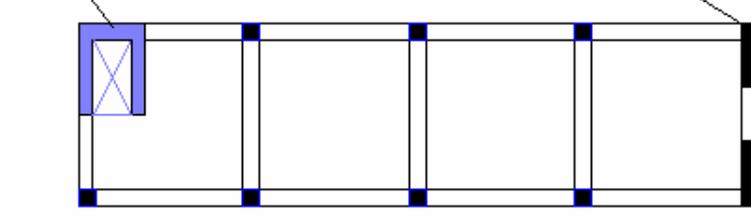
Vano ascensore



Vano ascensore

pareti portanti

10



**INGEGNERIA DEGLI
SOFTWARE**

SOFTING

10.1

Generalità

In questo capitolo sono illustrate le implementazioni principali già presenti nei programmi Nòlian ed EasyBeam che consentono di sviluppare la progettazione completa di strutture intelaiate in c.a. secondo quanto previsto dall'Ordinanza 3274.

Queste implementazioni saranno illustrate, per una comprensione più diretta, contestualmente ad alcuni esempi pratici di strutture ordinarie; alcune di queste implementazioni, peraltro, sono state già illustrate ai punti precedenti.

È opportuno osservare che al momento l'applicazione dell'Ordinanza 3274 è facoltativa, sia per le opere pubbliche sia per quelle private, e che, per quanto a conoscenza dello scrivente, è al lavoro una commissione di tecnici qualificati per

revisionare il contenuto di alcuni punti chiave, la cui applicazione pratica è risultata molto problematica.

Questo ha portato, su scala nazionale, ad una notevole incertezza sulle strade da seguire per adeguare il software alle nuove esigenze, con il conseguente rallentamento degli investimenti tecnici ed economici in questa direzione.

Nel seguito, pertanto, si è fatto riferimento alla progettazione di strutture con Bassa duttilità, indubbiamente più semplici e, presumibilmente, più diffuse per le opere minori, ritenendo che la progettazione di questo tipo di opere sarà poco interessata dalla revisione annunciata dell'Ordinanza 3274.

Per le strutture in classe A sono comunque fornite delle indicazioni sulla base delle prescrizioni attuali.

10.2 Nolian

Impiego di

10.2.1 Plug-in spettro

Il Plug-in spettro consente di individuare lo spettro di progetto "normalizzato" (ovvero la forma spettrale da moltiplicare per il valore assunto per a_g) assegnando semplicemente e direttamente i parametri caratteristici (tipo di suolo, tipologia dell'opera, regolarità, ecc..).



Parametro	Valore
Intervalli	32
Durata totale	2.0000000
Tipo spettro	SLU
Categoria suolo	A
Tipologia	Telaio di un piano
Classe duttilità	Alta
Regolarità altezza	Regolare
Componente azione sismica	Orizzontale
Materiale	Calcestruzzo
Risorse duttilità (acciaio)	Duttili
Smorzamento	5.0000000
q	4.9500000

Buttons: Grafico, Salva, Continua

Il Plug-in restituisce la forma spettrale sia come grafico)



per un giudizio immediato, sia come file di testo che può essere successivamente richiamato ed utilizzato tramite Nolian.

10.2.2 Analisi dinamica modale SRSS ed effetti del secondo ordine

Come visto in precedenza, le componenti dell'azione sismica devono essere considerate come agenti contemporaneamente e, talvolta, devono essere presi in conto gli effetti del secondo ordine.

Queste opzioni possono essere attivate dal seguente menù di dialogo:

Materiali		Dinamica		Metodi		Damping	
Frequenze da calcolare		12					
<input checked="" type="checkbox"/>	Abilitate masse secondo X	<input checked="" type="checkbox"/>		Effetti 2° ordine			
<input checked="" type="checkbox"/>	Abilitate masse secondo Y	<input checked="" type="checkbox"/>		Combinazione SRSS direzioni sismiche			
<input checked="" type="checkbox"/>	Abilitate masse secondo Z						
Accelerazione spettrale	X	Y	Z	Spettro			
<input checked="" type="checkbox"/>	1a condizione	147.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	SPETTRO.TXT		Cambia
<input checked="" type="checkbox"/>	2a condizione	0.0000000000	147.0000000000	0.0000000000	SPETTRO.TXT		Cambia
<input checked="" type="checkbox"/>	3a condizione	0.0000000000	0.0000000000	98.0000000000	SPETTRO.TXT		Cambia

È anche necessario stabilire il metodo di combinazione delle sollecitazioni corrispondenti ai singoli modi di vibrare (SRSS - CQC Ordinanza 3274- CQC ASCE STANDARD).

Materiali	Dinamica	Metodi	Damping
Damping			<input type="text" value="0.0700000"/>
Fattore Rayleigh Masse			<input type="text" value="0.0000000"/>
Fattore Rayleigh Rigidezza			<input type="text" value="1.0000000"/>
Metodo combinazione			<input type="text" value="CQC"/>

10.2.3 Massa modale relativa

L'Ordinanza 3274, al pari della Legge N° 64, prevede che il calcolo dinamico venga spinto sino a mobilitare una quantità di massa collaborante non inferiore all'85% della massa totale;

La verifica del raggiungimento di tale obiettivo è immediata; i valori delle masse associate ai vari modo di vibrare, ed i valori totali, sono visualizzati direttamente tra i risultati di Nòlian:

Risultati	Aiuto	Plug-in
Spostamenti		
Sforzi		
Sforzi principali		
Periodi propri		
Residui		
Informazioni		
Diagramma deformato		
Forme modali		
Diagramma sforzi		
Direzioni principali		
Isosforzi		
Isospostamenti		
Definibile		
Valutazione mesh		
Modifica scala		Ctrl+M

Modo	Periodo (sec)	
1	0.3922827	
Masse modali relative		
x	y	z
0.8420919	0.0398183	0.0002994
Masse modali relative totali		
0.9997015	0.9979564	0.8353193
<input type="button" value="Continua"/>		

Qualora il valore minimo richiesto (85%) non venga raggiunto, è necessario aumentare progressivamente il numero dei modi da calcolare. Qualora non si riesca ugualmente a raggiungere la soglia richiesta per tutte le direzioni, è possibile procedere analizzando separatamente le due/tre direzioni x, y e, se necessario, z; in questo caso la combinazione SRSS delle singole componenti così ottenute dovrà essere effettuata all'interno dei postprocessori (in particolare EasyBeam) sfruttando la funzione che effettua il "merge" degli sforzi.

10.2.4 Plug – in spostamenti

Serve a verificare che, per lo stato limite di danno, non vengano superati i valori limite previsti per le varie situazioni

a) per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_r < 0.005 h$$

b) per edifici con tamponamenti collegati elasticamente alla struttura

$$d_r < 0.0075 h$$

d) per edifici con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_r < 0.003 h$$

e) per edifici con struttura portante in muratura armata

$$d_r < 0.005 h$$

Ovviamente il Plug-in opera correttamente solo qualora l'analisi dinamica sia stata effettuata con lo spettro SLD e le masse statisticamente associate ad esso.

10.3

Impiego di

EasyBeam

10.3.1 Travi

Per quanto riguarda le strutture in DD"B" (classe di duttilità bassa), non ci sono prescrizioni particolari

Per le strutture in CD"A" sono invece necessarie alcune verifiche aggiuntive.

La prima riguarda le sollecitazioni di calcolo ed in particolare la necessità di escludere rotture "fragili" per effetto del taglio.

Per questo motivo, nelle strutture di classe A il contributo al taglio del calcestruzzo deve essere trascurato la qual cosa e deve essere impostata direttamente in EasyBeam nel dialogo di assegnazione delle caratteristiche dell'armatura al taglio

Materiali | Progetto | Staffe | Speciali | Regole

Nome barra: Area:

Passo massimo:

Tensione minima:

Contributo cls al taglio:

Ancoraggio (ø):

Massima distanza braccia:

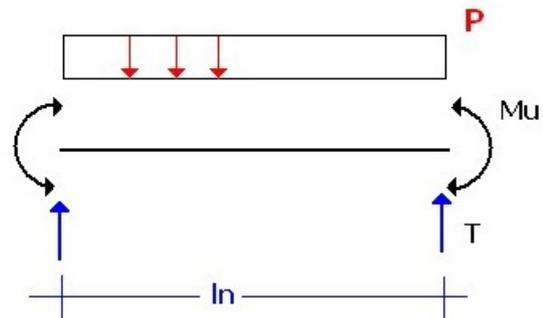
Massima dist. legature Stf. pilastri:

Staffe filo pilastro

Lunghezza infittimento estremi travi:

Passo infittimento estremi travi:

Sempre in classe A, inoltre, le armature al taglio devono essere tali da garantire, con un margine adeguato, che la rottura a flessione preceda quella al taglio, in modo tale da assicurare un comportamento duttile e dissipativo. Con riferimento alla figura a lato, il problema è quello di determinare il massimo taglio T a cui una trave può essere assoggettata quando, in seguito ad un sisma, si sviluppano alle estremità i massimi valori possibili dei momenti flettenti (in pratica i valori dei momenti ultimi plastici, maggiorati del 20%). In pratica il valore di T risulta:



$$T = (M_{us} + M_{ud})/l_n + p \times l/2$$

Dove i momenti plastici ultimi sono differenziati tra estremo destro ed estremo sinistro.

Condizione:

Moltiplicatore:

Molt. Resist. acciaio:

Coef. Riduz. Azioni:

Forza assiale considerata

Piano locale xy

Piano locale xz

Automatico

Questa modalità di progetto delle armature, presente da molti anni in EasyBeam, deve essere a sua volta abilitata assegnando i corretti parametri nel dialogo "taglio sismico" all'interno del menù carichi. In particolare devono essere assegnate le condizioni di carico permanente ed

accidentale applicando un moltiplicatore pari ad 1 e deve essere applicato un moltiplicatore $\gamma_{rd} = 1.2$ alla resistenza dell'acciaio (Par 5.4.1.1 dell'Ordinanza 3274).

È infine opportuno attivare il pulsante "automatico" che distingue automaticamente tra travi e pilastri (per questi ultimi il problema è all'incirca analogo).

Le altre condizioni di verifica, che richiedono ad esempio l'inserimento di staffe diagonali, sono gestite direttamente dalle regole con dei messaggi di errore. Non si ritiene infatti realistico proporre questo tipo di soluzione.

10.3.2 Pilastri

Per i pilastri la verifica più significativa è quella relativa alla formazione di cerniere plastiche nelle travi da essi supportate.

L'Ordinanza 3274, al par. 5.4.2.1 prescrive appunto una condizione che, una volta verificata, assicura questa condizione con un margine del 20%.

Tale verifica deve essere effettuata su tutti i nodi ad eccezione di quelli dell'ultimo impalcato per i quali, in effetti, una plasticizzazione prematura crea meno problemi.

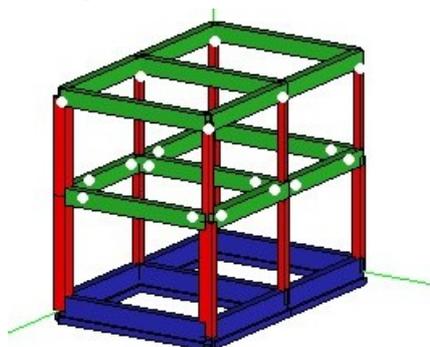
La verifica, riassunta dalla formula seguente:

$$\alpha = \gamma_{rd} \frac{|\sum M_{rt}|}{|M_p|}$$

dove:

- $\gamma_{rd} = 1.2$
- M_{rt} è la somma dei momenti resistenti (ultimi) delle travi convergenti nel nodo
- M_p è la somma dei momenti dei pilastri sopra e sotto il nodo ricavati dall'analisi

La figura seguente:

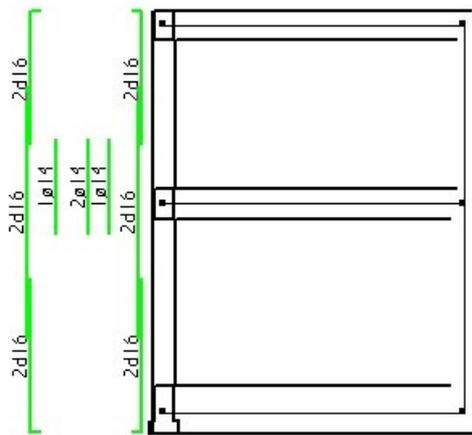


mostra quella che, su una semplice struttura spaziale, con una azione sismica "composta" così come previsto, dovrebbe rappresentare la situazione dissipativa ottimale, con le cerniere plastiche in posizioni non pericolose.

Il dimensionamento dei pilastri con questa condizione è attivabile in EasyBeam direttamente dal dialogo di progettazione attivando la funzione di verifica di duttilità del nodo.

The image shows a screenshot of the 'Regole' (Rules) dialog box in the EasyBeam software. The dialog is divided into several sections:

- Materials and Design Parameters:** Includes input fields for 'Massima distanza barre' (1000.00), 'Lunghezza ancoraggio (ø)' (20.0000), 'Ancoraggio deviato (ø)' (10.0000), 'Fattore normalizzazione' (0.50000), 'Lunghezza unificazione' (100.000), 'Armatura minima Tesa' (0.00000), 'Armatura massima Tesa' (0.01591), 'Bilanciamento' (0.00000), and 'Lunghezza massima barra' (1200.00).
- Method:** A dropdown menu set to 'Stati limite'.
- Anchor Settings:** Checkboxes for 'Ancoraggio maggiorato' (unchecked) and 'Ancoraggio singola piegatura' (checked).
- Total Reinforcement:** Two 'Totale' input fields showing 0.00000 and 0.04000.
- Symmetries:** Checkboxes for 'Verticale', 'Orizzontale', 'Radiale', and 'Automatica' (checked).
- Advanced Options:** A grid of checkboxes including 'Controllo sul contorno', 'Ancoraggio angolari piano Y', 'Eccentricità', 'Disposizione baricentrica', 'Diametro unico pilastri', 'Duttilità nodo' (checked and circled in red), 'Disposizione regolare', 'Continuità nel nodo', 'Traslazione', 'Gruppo barre eguali', and 'Barre continue pilastri'.
- Buttons:** An 'Easy' button is located in the middle-right area.



Si ottiene una distribuzione delle armature che, prescindendo per un istante dai quantitativi minimi di legge, è costituita da una serie di barre di rinforzo poste a cavallo del nodo (è necessario disattivare l'opzione barre continue nel nodo).

In linea generale si evidenzia che nelle costruzioni di piccole dimensioni, le sezioni dei pilastri sono quasi sempre insufficienti per sostenere i momenti ultimi delle travi.

Pertanto tali costruzioni saranno generalmente progettate in classe B.

Nelle costruzioni a più piani, invece, l'adozione della classe a è possibile grazie proprio alle maggiori sezioni strutturali dei montanti.

D'altra parte è facile verificare che i risparmi conseguibili adottando la classe A, sono significativi solo per opere di una certa importanza.

Alta verifica aggiuntiva per i pilastri e quella per gli effetti del taglio sismico, del tutto analoga a quella vista per le travi al paragrafo precedente, qualora si ponga

$$P = 0.$$

10.3.3 Nodi trave pilastro

La verifica di resistenza del nodo, a rigor di logica obbligatoria solo per pilastri non confinati, di cui al par. 5.4.3.2 dell'Ordinanza, serve a determinare l'interasse delle staffe orizzontali presenti all'interno del nodo, o meglio serve a verificare che il passo delle staffe agli estremi del pilastro, impaginando di prolungare tale passo entro il nodo, sia sufficiente o debba essere infittito.

La formula da verificare:

$$\frac{n_{st} A_{st}}{ib} \geq 0.15 \frac{R_{ck}}{f_y}$$

dove:

- N_{st} rappresenta il numero di braccia orizzontali delle staffe presenti nel nodo

- A_{st} l'area della staffa
- i l'interasse tra le staffe
- \bar{b} la larghezza utile del nodo (interasse barre verticali)

è stata implementata direttamente nelle regole per il progetto.

La verifica deve essere effettuata quale che sia la classe di duttilità adottata dal progettista.