

DATA MANAGEMENT snc

Corso di aggiornamento

INGEGNERIA SISMICA

Nuova normativa sismica per la progettazione e l'adeguamento
sismico degli edifici

Ordinanza del Presidente del consiglio dei ministri (20 marzo 2003):

“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”

Ing. Edoardo Michele Marino

Università degli studi di CATANIA

FILOSOFIA DEL DOPPIO LIVELLO DI PROGETTO

SI PROPONE DI GARANTIRE

Sicurezza nei confronti della stabilità (stato limite ultimo – SLU)

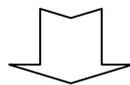
La struttura deve essere progettata e costruita per sopportare un'azione sismica avente periodo di ritorno molto elevato (500-1000 anni), pur subendo danni di grave entità agli elementi strutturali e non strutturali, senza subire fenomeni di collasso sia a livello locale che globale. Inoltre bisogna garantire che la struttura conservi dopo il sisma una residua resistenza e rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

(La struttura non crolli in occorrenza di un evento sismico che ha bassa probabilità di verificarsi durante la vita della struttura.)

Sicurezza nei confronti del danno (stato limite di danno – SLD)

La struttura deve essere progettata e costruita per sopportare un'azione sismica avente basso periodo di ritorno (pari alla vita nominale della costruzione stessa), senza subire danni gravi agli elementi strutturali e non strutturali, nonché alle apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio. Il danno può essere tollerato fintantoché non costituisca una limitazione nell'utilizzo del manufatto e comporti bassi costi di riparazione.

(La struttura sopporti un evento sismico che ha alta probabilità di verificarsi durante la vita della struttura subendo danni limitati)



PROPRIETA' STRUTTURALI

Rigidità

Resistenza

Capacità di deformazione plastica

Capacità di dissipazione energetica

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI DANNO – SLD

Napoli, Facoltà di Ingegneria
interno dell'Istituto di Tecnica delle costruzioni

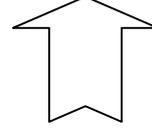


23/11/1980 – Irpinia e Basilicata



Foto di A. Gherzi

Forti danni agli elementi non strutturali
Elevati costi di riparazione
Perdita di funzionalità dell'edificio



Verifica allo stato limite di danno
non soddisfatta

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO – SLU

Foto reperite su Internet

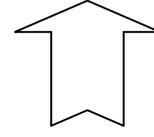


1997 - Umbria

Forti danni agli elementi strutturali
Assenza di collasso
Resistenza residua nei confronti
delle azioni orizzontali



1999 - Turchia



Verifica allo stato limite ultimo
soddisfatta

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO – SLU

Foto reperite su Internet

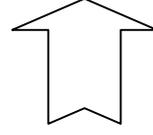


1997 - Umbria



1999 - Turchia

Verifica allo stato limite ultimo
non soddisfatta



Collasso a livello locale o globale

EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA SISMICA

D.M.LL.PP. 24/01/86

Lo stato di sollecitazione degli elementi strutturali, valutato con forze sismiche ridotte per tener conto della capacità di deformarsi plasticamente, non deve eccedere la loro resistenza.

N.B.: Tale approccio garantisce esplicitamente la struttura dal collasso nei confronti del terremoto severo e assume, abbastanza arbitrariamente, che, se il predetto controllo sulle sollecitazioni è soddisfatto, in occorrenza di eventi sismici caratterizzati da intensità modesta il danno rimanga contenuto a livelli accettabili.

D.M.LL.PP. 9/01/96

Richiede l'esecuzione di due diverse verifiche: la prima, che limita ancora una volta l'entità delle sollecitazioni, è finalizzata ad evitare il collasso strutturale; la seconda, che si considera soddisfatta quando gli spostamenti relativi d'interpiano risultano inferiori a dei limiti prestabiliti, intende assicurare il contenimento del danno causato da un terremoto avente basso periodo di ritorno.

N.B.: entrambe le verifiche vengono eseguite con le stesse forze sismiche.

EUROCODICE 8 e ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI 20/03/2003

Richiedono l'esecuzione di due diverse verifiche: “verifica di sicurezza nei confronti della stabilità” e “verifica di sicurezza nei confronti del danno”. **Ciascuna di tali verifiche viene eseguite utilizzando un diverso livello d'intensità sismica.**

LA PROGETTAZIONE DEGLI EDIFICI

PRINCIPI DI BASE DEL “*CONCEPTUAL DESIGN*”

Semplicità strutturale

Uniformità, simmetria ed iperstaticità

Resistenza e rigidezza bi-direzionale

Resistenza e rigidezza torsionale

Resistenza e rigidezza dell'impalcato

Adeguate fondazione

SEMPLICITA' STRUTTURALE

La semplicità strutturale, caratterizzata dall'esistenza di chiari e diretti percorsi di trasmissione delle forze sismiche, è un importante obiettivo da perseguire, cosicché la modellazione, l'analisi, il dimensionamento, la definizione dei dettagli e la costruzione di semplici strutture siano soggetti a minori incertezze e dunque la previsione del loro comportamento sismico sia più affidabile.

UNIFORMITÀ, SIMMETRIA ED IPERSTATICITÀ

L'uniformità è caratterizzata da una omogenea distribuzione degli elementi strutturali. Se presente in pianta, ciò consente una diretta trasmissione delle forze di inerzia generate dalla massa distribuita dell'edificio. Se necessario, l'uniformità può essere realizzata dividendo mediante giunti sismici l'intero edificio in unità dinamicamente indipendenti.

L'uniformità nello sviluppo in altezza della struttura è anch'essa importante, dal momento che tende ad impedire l'occorrenza di concentrazioni di tensione o elevate richieste di duttilità che possano prematuramente causare il collasso strutturale.

Se la configurazione dell'edificio è simmetrica o quasi simmetrica, una disposizione simmetrica degli elementi resistenti è una ovvia soluzione per il raggiungimento dell'uniformità.

L'impiego di elementi strutturali ben distribuiti in pianta incrementa l'iperstaticità e consente una più favorevole distribuzione delle azioni sismiche ed una più diffusa dissipazione di energia all'interno della struttura.

RESISTENZA E RIGIDEZZA BI-DIREZIONALE

Il moto sismico orizzontale è un fenomeno bi-direzionale e dunque la struttura dell'edificio deve essere in grado di resistere ad azioni orizzontali agenti in qualsiasi direzione.

RESISTENZA E RIGIDEZZA TORSIONALE

Oltre ad avere sufficiente resistenza e rigidezza laterale, le strutture dell'edificio dovrebbero possedere adeguata resistenza e rigidezza torsionale al fine di limitare lo sviluppo di moti torsionali che tendono a sollecitare in modo non uniforme i differenti elementi strutturali.

RESISTENZA E RIGIDEZZA DELL' IMPALCATO

Gli impalcati dovrebbero essere dotati di elevata rigidezza e resistenza nel proprio piano e di efficaci collegamenti con gli elementi strutturali verticali.

ADEGUATA FONDAZIONE

Con riferimento all'azione sismica il progetto e la costruzione delle fondazioni e del collegamento alla sovrastruttura devono assicurare che l'intero edificio sia soggetto ad una uniforme eccitazione sismica.

IPERSTATICITÀ

Foto reperite su Internet



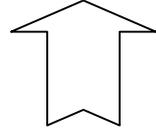
1994 – Northridge

Mancanza di iperstaticità



1999 – Turchia

La crisi dei pochi elementi resistenti
porta rapidamente al collasso



UNIFORMITÀ, SIMMETRIA ED IPERSTATICITÀ RESISTENZA E RIGIDEZZA TORSIONALE

Foto reperite su Internet

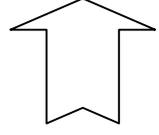


1995 – Kobe



Data ? – Stati Uniti

Mancanza di regolarità planimetrica
e modesta rigidezza torsionale
Mancanza di regolarità altimetrica
(pilastrini tozzi)



Concentrazione del danno su
Pochi elementi strutturali

RESISTENZA E RIGIDEZZA BI-DIREZIONALE

Foto di A. Gherzi



1908 - Messina

Mancanza di un valido
collegamento tra pareti ortogonali



Le pareti ortogonali
al sisma si ribaltano

ADEGUATA FONDAZIONE

Foto di A. Gherzi



1999 – Turchia



1999 – Turchia

ANALISI DEL COMPORTAMENTO DI STRUTTURE IN ZONA SISMICA

Per analizzare il comportamento della struttura occorre in generale:

1) definire un modello per l'edificio

l'edificio (o, più in generale, l'oggetto del calcolo) non è costituito solo dalla struttura; occorre quindi definire

- quali elementi considerare e quali trascurare
- lo schema geometrico
- ipotesi semplificative

2) definire un modello per le azioni

possediamo registrazioni di diversi eventi sismici, ma per progettare una struttura dobbiamo “prevedere” quelle che saranno le azioni future che essa dovrà sopportare; occorre quindi definire

- terremoti di progetto
- spettri di risposta elastica e di progetto

3) definire un modello di comportamento

occorre indicare in che modo valutare la risposta della struttura all'azione sismica; ciò può essere fatto con

- analisi dinamica non lineare
- analisi statica non lineare
- analisi modale
- analisi statica

REGOLARITÀ STRUTTURALE

La regolarità

- è importante in generale, anche se non si è in zona sismica
- diventa particolarmente rilevante in zona sismica

La regolarità condiziona

- la *capacità di prevedere* il comportamento della struttura
- la *qualità* del comportamento della struttura
- il *costo* necessario per rendere la struttura accettabile

Regolarità vuol dire:

1) **semplicità strutturale**

cioè esistenza di percorsi chiari e diretti per la trasmissione dei carichi verticali e delle azioni sismiche

questo consente una facilità di

- dimensionamento
- modellazione della struttura
- analisi (risoluzione dello schema)
- definizione dei dettagli costruttivi

2) **uniformità**

cioè

- uniforme distribuzione dei carichi (verticali o sismici)
 - uniforme distribuzione degli elementi resistenti
- o, per lo meno,
- stretta relazione tra distribuzione dei carichi e distribuzione degli elementi resistenti

in zona sismica occorre curare l'uniformità di

- *masse*, perché l'azione sismica è proporzionale alle masse presenti
- *rigidezze*, perché in fase elastica l'azione sismica si distribuisce tra gli elementi in proporzione alle rigidezze
- *resistenze e duttilità*, perché queste condizionano il comportamento quando si supera la fase elastica

La regolarità, o la mancanza di regolarità, influenzano il modo in cui analizziamo una struttura; in particolare condizionano

- la scelta del modello strutturale
- il comportamento elastico (risposta a sismi deboli)
- il comportamento inelastico (risposta a sismi forti)

REGOLARITÀ E MODELLO STRUTTURALE

Nello schematizzare un edificio si effettuano di solito una serie di ipotesi, quali

- trascurare gli elementi non strutturali (tramezzi e tompagni)
- considerare ciascun impalcato come infinitamente rigido nel proprio piano
- assumere uno schema geometrico di telaio spaziale o di insieme spaziale di telai piani
- considerare la struttura incastrata al piede ed analizzare separatamente la fondazione, soggetta alle azioni di incastro

Queste ipotesi possono essere inficcate, in misura minore o maggiore, dalla mancanza di regolarità.

ELEMENTI NON STRUTTURALI

Possibili schematizzazioni del tompagno

- insieme di lastre, collegate in più punti alla maglia di telaio
problemi: difficoltà a tenere conto dell'unilateralità del vincolo
complessità dello schema
vantaggi: possibilità di analizzare tompagni con aperture
- pendolo, disposto nella diagonale compressa
larghezza B del pendolo (essendo l_d la lunghezza della diagonale, A l'area del pannello di muratura):
studi sperimentali di B. Stafford Smith: $B = 0.15 \div 0.30 l_d$
M. Pagano: $B = 0.5 A l_d \Rightarrow B \cong 0.20 \div 0.25 l_d$
D.M. 2/7/81 (Riparazione edifici ...): $B = 0.10 l_d$

Effetto locale su travi e pilastri della presenza dei tompagni

- variazione dello sforzo normale nei pilastri (dovuto alla componente verticale della forza nella diagonale)
- variazione del taglio nella zona di estremità dei pilastri (dovuto alla componente orizzontale della forza nella diagonale), perché il pannello murario ha un contatto diffuso con le aste e non trasmette la forza direttamente nel nodo
- variazione del momento flettente nella zona di estremità dei pilastri, valutabile con $\Delta M = V l / 10$ (essendo V la componente orizzontale della forza nella diagonale ed l la lunghezza dell'asta)
- analoghe variazioni del taglio e del momento flettente nelle travi

Effetto globale su travi e pilastri della presenza dei tompagni

- se la distribuzione dei tompagni è regolare
 - i tompagni assorbono una parte dell'azione sismica (in genere dal 10 al 50%)
 - le sollecitazioni nelle aste si riducono globalmente della stessa aliquota
 - l'incremento di sollecitazioni dovuto all'effetto locale dei tompagni è minore della riduzione globale
- in definitiva:
 - travi e pilastri stanno meglio \Rightarrow trascurare i tompagni è a vantaggio di sicurezza
- occorre però fare attenzione a:
 - comportamento dinamico: la presenza di tompagni riduce il periodo proprio della struttura; ciò può comportare un incremento dell'azione sismica
 - comportamento inelastico: la rottura dei tompagni è fragile; quando essa avviene, l'aliquota di azione sismica portata dai tompagni si scarica istantaneamente sulla struttura
- se la distribuzione dei tompagni non è regolare
 - se vi sono pochi tompagni molto robusti, l'incremento di sollecitazioni dovuto all'effetto locale dei tompagni è maggiore della riduzione globale; pilastri e travi adiacenti a tali tompagni possono andare in crisi prima del previsto
 - gli aspetti dinamici ed inelastici possono peggiorare ulteriormente la situazione: l'azione sismica, maggiorata per la riduzione di periodo, anticipa ulteriormente la rottura dei pilastri; la rottura dei tompagni può scaricare l'aliquota di azione sismica portata su pilastri già danneggiati o prossimi al collasso
- in definitiva:
 - travi e pilastri possono stare peggio \Rightarrow non è corretto trascurare i tompagni nello schematizzare la struttura

Altri problemi globali dovuti ad una distribuzione non regolare dei tompagni

- una distribuzione planimetricamente irregolare dei tompagni altera il comportamento statico della struttura e può provocare incrementi anche notevoli di sollecitazione sugli elementi più eccentrici; particolarmente fuorviante è il caso di edifici con struttura simmetrica o bilanciata (baricentro delle masse coincidente con quello delle rigidezze) ed elementi non strutturali dissimmetrici
- una distribuzione planimetricamente irregolare dei tompagni può accentuare i problemi di resistenza e rigidezza degli impalcati (vedi più avanti: impalcato)
- una distribuzione irregolare dei tompagni in pianta o lungo l'altezza può accentuare i problemi di risposta dinamica in campo elastico ed inelastico (vedi più avanti: irregolarità in pianta ed irregolarità in elevazione)

IMPALCATO

Col termine “impalcato” si intende l’insieme di solai e travi posti ad una stessa quota, in particolare quando li si considera soggetti ad azioni orizzontali; in tal caso la parte resistente di questo elemento è quindi, soprattutto, la soletta del solaio. Per carichi verticali si considera separatamente il solaio come trave continua appoggiata sulle travi (o vincolata con incastro parziale) e le travi come appartenenti al telaio spaziale e caricate con l’azione uniforme trasmessa dal solaio.

Possibili schematizzazioni dell’impalcato

- insieme di lastre, collegate ai nodi del telaio spaziale
 - problemi: complessità dello schema
 - vantaggi: possibilità di tenere conto della deformabilità dell’impalcato nel suo piano
- elemento infinitamente rigido nel suo piano e quindi vincolo mutuo tra i nodi del telaio spaziale

Verifiche necessarie

- verifica di rigidità dell’impalcato
 - è necessaria solo se si è formulata l’ipotesi di impalcato infinitamente rigido nel suo piano
 - richiede di:
 - analizzare l’impalcato estratto dalla struttura e soggetto ad un insieme di azioni equilibrate
 - calcolarne la deformazione (con schema di lastra o, se una dimensione è predominante, con schema di trave deformabile a taglio)
 - confrontare le deformazioni relative tra impalcati adiacenti con gli spostamenti relativi forniti dalla risoluzione del telaio spaziale
- verifica di resistenza dell’impalcato
 - è sempre necessaria
 - richiede di:
 - analizzare l’impalcato estratto dalla struttura e soggetto ad un insieme di azioni equilibrate; eventualmente utilizzare azioni ottenute mediante schemi limite per tenere conto di elementi trascurati nello schema risolutivo (ad esempio i tompagni)
 - calcolarne lo stato tensionale (con schema di lastra o, se una dimensione è predominante, con schema di trave)
 - confrontare le tensioni con i valori ammissibili (o le caratteristiche di sollecitazione con i valori limite); valutare l’ammissibilità della sezione in calcestruzzo e l’eventuale necessità di armature aggiuntive per garantire la resistenza

Irregolarità strutturali e conseguenti problemi

- forma poco compatta e presenza di grosse rientranze o parti mancanti nell'impalcato: riduce localmente la resistenza e rende possibili grosse deformazioni localizzate
- presenza di un numero molto basso di elementi resistenti verticali (singole pareti o nuclei irrigidenti): per riportare l'azione sismica a tali elementi nascono sollecitazioni e deformazioni rilevanti
- variazione della rigidezza degli elementi resistenti verticali (telai e soprattutto pareti) tra un piano e l'altro: nel trasferire azioni rilevanti da un punto all'altro l'impalcato può essere molto sollecitato e quindi deformarsi molto
- presenza di elementi trascurati nel modello geometrico (tompagni): se questi elementi hanno una rigidezza rilevante, possono dar luogo ai problemi innanzi elencati; anche quando trascurare questi elementi è a vantaggio di sicurezza per travi e pilastri, può non esserlo per l'impalcato

SCHEMA GEOMETRICO DI TELAIO

- l'uso di sezioni molto diverse, la presenza di travi che scaricano su altre travi o di pilastri che scaricano su travi ed altre irregolarità geometriche analoghe creano problemi nell'uso del modello di telaio (piano o spaziale) che richiede che gli assi delle aste che si uniscono in un nodo convergano in un punto
- la mancanza di alcune aste verticali può inficiare il modello di insieme spaziale di telai piani, che trascura la congruenza verticale dei telai ortogonali nei punti di contatto
- la non ortogonalità di alcune travi può inficiare il modello di insieme spaziale di telai piani, che trascura la interazione flesso-torsionale tra i telai ortogonali

SEPARAZIONE TRA STRUTTURA E FONDAZIONE

L'ipotesi di struttura incastrata al piede è accettabile se la rigidezza degli elementi di fondazione è maggiore di quella delle travi e dei pilastri. Questo si può ottenere facilmente se le aste in elevazione hanno rigidezze tra loro comparabili.

La presenza di alcune aste molto più rigide (ad esempio pareti) renderebbe necessario conferire una rigidezza molto elevata agli elementi di fondazione. Ciò può essere anche non sufficiente, a causa della inevitabile deformabilità del terreno, a meno di non realizzare una fondazione scatolare estremamente rigida.

REGOLARITÀ E COMPORTAMENTO ELASTICO

TIPO DI ANALISI

Analisi al passo in regime elastico

Analisi modale

Analisi statica

IRREGOLARITÀ IN ELEVAZIONE

Cause di irregolarità e loro influenza sul tipo di analisi

IRREGOLARITÀ IN PIANTA

Cause di irregolarità e loro influenza sul tipo di analisi

Formule per una eccentricità correttiva che consenta di cogliere con l'analisi statica il comportamento dinamico elastico di schemi irregolari

vedi articolo: B. Calderoni, A. Ghersi, F.M. Mazzolani, "In-plan irregularity in the seismic design of buildings: critical analysis of the code provisions and new proposals"

REGOLARITÀ E COMPORTAMENTO INELASTICO

TIPO DI ANALISI

Analisi al passo in regime inelastico

richiesta di duttilità e duttilità disponibile

significato dell'uso dell'analisi modale o statica

IRREGOLARITÀ IN ELEVAZIONE

Cause di irregolarità e loro influenza sulla richiesta di duttilità

IRREGOLARITÀ IN PIANTA

Cause di irregolarità e loro influenza sulla richiesta di duttilità

Formule per una eccentricità aggiuntiva che consenta di cogliere con l'analisi elastica (modale) il comportamento dinamico inelastico di schemi irregolari

vedi articolo: A. Ghersi, P.P. Rossi, "Formulation of design eccentricity to reduce ductility demand in asymmetric buildings"

CLASSI DI IMPORTANZA PER EDIFICI

Gli edifici sono classificati in 4 classi di importanza, in funzione delle conseguenze del collasso sulle vite umane, dell'importanza per la pubblica incolumità e per la protezione civile nell'immediato post-terremoto e in funzione delle conseguenze economiche del collasso

Classe di importanza	edifici
I	Edifici la cui integrità durante il terremoto è di vitale importanza per la protezione civile
II	Edifici la cui resistenza al sisma è di importanza in vista delle conseguenze associate al collasso
III	Edifici ordinari
IV	Edifici di minore importanza

Il fattore di importanza della III classe è per definizione uguale a 1. I valori raccomandati del fattore di importanza per edifici di classi I, II e IV sono rispettivamente 1.4, 1.2 e 0.8.

VERIFICHE DI SICUREZZA

Stato limite ultimo

La richiesta di assenza di collasso nella condizione di progetto sismica è ritenuta soddisfatta se sono verificate le seguenti condizioni pertinenti:

Resistenza
Duttilità
Fondazioni
Giunti sismici
Diaframmi orizzontali

RESISTENZA

$$E_d \leq R_d$$

essendo:

R_d è la corrispondente resistenza di progetto dell'elemento, calcolata secondo le regole specifiche del materiale in esame e secondo i modelli meccanici relativi al particolare tipo di sistema strutturale.

E_d è il valore di progetto della sollecitazione, dovuta alla situazione di progetto sismica

Non occorre tenere in conto gli effetti del secondo ordine se è soddisfatta la seguente condizione a tutti i piani:

$$\Theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0.10$$

P_{tot} è il carico verticale totale di tutti i piani superiori a quello in esame;

d_r è lo spostamento d'interpiano provocato dall'azione sismica (punto 4.8);

V_{tot} è il taglio totale di piano;

h è l'altezza d'interpiano.

Se $0.1 < \Theta \leq 0.2$, gli effetti del secondo ordine possono approssimativamente essere presi in considerazione moltiplicando gli effetti conseguenti all'azione sismica per $1/(1 - \Theta)$.

Il valore del coefficiente Θ non deve eccedere 0.3.

DUTTILITÀ

Dovrà essere verificato che i singoli elementi strutturali (duttilità locale) e la struttura (duttilità globale) nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura (q) adottato. Questa condizione si potrà ritenere soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive. Alternativamente, e coerentemente con modello e metodo di analisi utilizzato, si dovrà verificare che la struttura possieda una capacità di spostamento superiore alla domanda.

FONDAZIONI

Le strutture di fondazione devono essere verificate applicando quanto prescritto nelle *“Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno”*.

GIUNTI SISMICI

Il martellamento tra strutture contigue deve essere evitato, creando giunti di dimensione non inferiore alla somma degli spostamenti allo stato limite ultimo delle strutture medesime. Lo spostamento massimo di un eventuale edificio contiguo esistente potrà essere stimato in 1/100 dell'altezza dell'edificio.

DIAFRAMMI ORIZZONTALI

I diaframmi orizzontali devono essere in grado di trasmettere le forze tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale. A tal fine si considereranno agenti sui diaframmi le forze ottenute dall'analisi aumentate del 30%.

VERIFICHE DI SICUREZZA

Stato limite di danno

Per l'azione sismica di progetto (combinazione per lo stato limite di danno) dovrà essere che gli spostamenti strutturali (punto 4.8) non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio. Ciò si può ritenere soddisfatto quando gli spostamenti d'interpiano (d_r) ottenuti dall'analisi sono inferiori ai limiti indicati nel seguito:

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

$$d_r \leq 0.0050 h$$

- b) per edifici con tamponamenti collegati elasticamente alla struttura:

$$d_r \leq 0.0075 h$$

- c) per edifici con struttura portante in muratura ordinaria:

$$d_r \leq 0.0030 h$$

- d) per edifici con struttura portante in muratura armata:

$$d_r \leq 0.0050 h$$

dove:

d_r è lo spostamento d'interpiano di progetto

h altezza d'interpiano

Punto 4.8

..... Gli spostamenti indotti dall'azione sismica relativa allo stato limite di danno potranno essere valutati moltiplicando gli spostamenti ottenuti utilizzando lo spettro di progetto corrispondente per il fattore di importanza utilizzato (γ_I).

LE TIPOLOGIE STRUTTURALI

Edifici in cemento armato

Strutture a telaio

Strutture a pareti

Strutture miste telaio – pareti

Strutture a nucleo

Definizioni

1. Strutture a telaio: sistemi strutturali in cui le forze orizzontali e verticali sono sopportate principalmente da telai spaziali, cioè i telai sopportano almeno il 65% delle azioni orizzontali.

2. Strutture a pareti: sistemi strutturali in cui le forze orizzontali e verticali sono principalmente sopportate da pareti, sia singole che accoppiate, cioè le pareti sopportano almeno il 65% delle azioni orizzontali.

3. Strutture miste telaio – pareti: sistemi strutturali in cui i carichi verticali sono principalmente sopportati da un telaio spaziale mentre le azioni orizzontali sono assorbite prevalentemente da pareti, singole o accoppiate.

Ulteriore classificazione secondo l'Eurocodice 8

- **Sistema duale telaio-equivalente:** sistema duale in cui il taglio resistente del telaio alla base dell'edificio è maggiore del 50% della resistenza a taglio dell'intero edificio.
- **Sistema duale parete-equivalente:** sistema duale in cui il taglio resistente delle pareti alla base dell'edificio è maggiore del 50% della resistenza a taglio dell'intero edificio.

4. Strutture con nucleo: sistemi strutturali, composti da telai e o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r_k / l_s > 0.8$ (sistemi dotati di rigidezza torsionale modesta).

CAPACITA' DI DISSIPAZIONE ENERGETICA E CLASSI DI DUTTILITA'

Le strutture in cemento armato devono possedere, in ogni caso, una adeguata capacità di dissipare energia in campo inelastico per azioni cicliche ripetute, senza che ciò comporti riduzioni significative della resistenza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali.

In funzione della capacità di dissipazione isteretica sono distinte per gli edifici in conglomerato cementizio armato due classi di duttilità (CD"A" e CD"B").

CD"A" (alta duttilità e capacità di dissipazione energetica)

Sotto l'azione sismica di progetto la struttura si trasforma in un meccanismo dissipativo ad elevata capacità: le deformazioni plastiche interessano globalmente un volume elevato della struttura, sono diffuse all'interno di differenti elementi resistenti di tutti i piani. A tal fine i modi di rottura duttili dovranno precedere i modi di rottura fragili.

CD"B" (bassa duttilità e capacità di dissipazione energetica)

Tutti gli elementi strutturali a funzionamento flessionale (travi, pilastri e pareti) possiedono una soglia minima di duttilità.

Per garantire agli elementi di strutture di entrambe le classi di duttilità (CD"A" e CD"B") un'appropriata capacità di deformazione plastica dovranno essere rispettate specifiche regole di progetto.

FATTORE DI STRUTTURA

$$q = q_o K_D K_R \geq 1.5$$

dove :

q_o valore base del fattore di struttura, dipendente dalla tipologia strutturale

K_D fattore che dipende dalla classe di duttilità della struttura

K_R fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio

Per tipologie strutturali diverse da quelle definite i 5.3.1, ove s'intenda adottare un valore di $q > 1.5$, il valore adottato dovrà essere adeguatamente giustificato dal progettista.

————— q_o —————

VALORE BASE DEL FATTORE DI STRUTTURA

Tipologia	q_o
Strutture a telaio	4.5 α_u/α_1
Strutture a pareti	4.0 α_u/α_1
Strutture miste telaio-pareti	4.0 α_u/α_1
Strutture a nucleo	3.0

Sono stati indicati in tabella con i simboli α_1 e α_u :

α_1 moltiplicatore delle forze orizzontali corrispondente al primo raggiungimento della resistenza flessionale in uno qualunque degli elementi della struttura (formazione della prima cerniera plastica)

α_u moltiplicatore delle forze orizzontali corrispondente alla formazione di cerniere plastiche in un numero di tali da rendere la struttura labile.

CALCOLO DEL RAPPORTO α_u/α_1

Il rapporto α_u/α_1 può essere calcolato utilizzando due approcci alternativi:

- Per via diretta, valutando i moltiplicatori α_u ed α_1 attraverso un'analisi statica non lineare (analisi pushover) e calcolandone il rapporto.

Comunque deve essere $\alpha_u/\alpha_1 \leq 1.5$

- Senza effettuare alcuna analisi, utilizzando i valori forniti dalla normativa in funzione della tipologia strutturale a cui appartiene l'edificio in esame attraverso la seguente tabella:

Valori del rapporto α_u/α_1

Tipologia strutturale	α_u/α_1
Edifici a telaio ad un solo piano	1.1
Edifici a telaio a più piani con una sola campata	1.2
Edifici a telaio con più piani e più campate	1.3
Edifici a pareti con pareti non accoppiate	1.1
Edifici a pareti accoppiate o miste telaio-pareti	1.2

FATTORE K_D

Il fattore K_D vale:

1.0	per CD "A"
0.7	per CD "B"

FATTORE K_R

Il fattore K_D vale:

1.0	per edifici regolari in altezza
0.8	per edifici non regolari in altezza

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Classe di duttilità CD”B”

Travi	Momento flettente	}	Si ottengono dall’analisi della struttura combinando nella maniera più gravosa gli effetti dei carichi agenti
	Taglio		
Colonne	Momento flettente		
	Sforzo normale		
	Taglio		

Classe di duttilità CD”A”

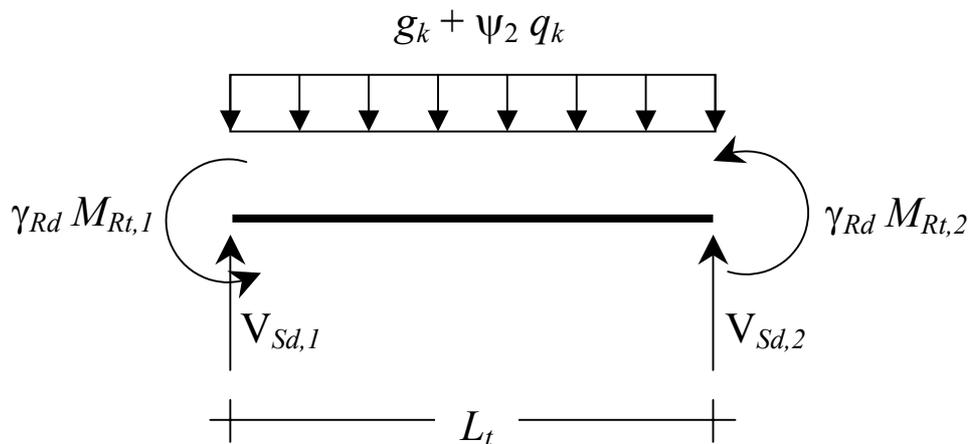
Travi	Momento flettente	Si ottiene dall’analisi della struttura	
	Taglio	}	Si determinano utilizzando il <i>criterio di gerarchia delle resistenze</i>
Colonne	Momento flettente		
	Sforzo normale		
	Taglio		

CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Taglio di Progetto delle Travi

Il taglio di progetto è determinato considerando l'equilibrio della trave sollecitata da:

- carico trasversale agente su di essa nella combinazione di carico sismica ($g_k + \psi_2 q_k$)
- momenti resistenti delle sezioni di estremità M_{Rt} , ivi applicati ed incrementati del fattore γ_{Rd}



$$V_{Sd,1} = (g_k + \psi_2 q_k) \frac{L}{2} + \gamma_{Rd} \frac{\sum_{i=1}^2 M_{Rt,i}}{L_t}$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1.2$ fattore che tiene conto principalmente della sovraresistenza dovuta all'incrudimento dell'acciaio

- Ad ogni estremità della trave bisogna calcolare due valori del taglio, $V_{Sd,max}$ e $V_{Sd,min}$, assumendo rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti di estremità con i due possibili segni, da assumere in ogni caso concordi.

CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

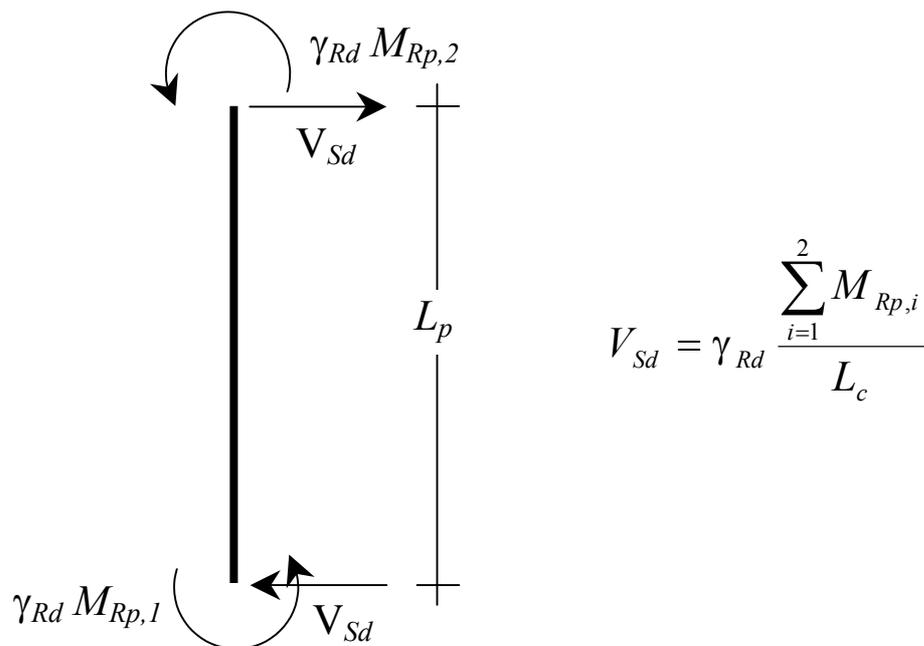
Sforzo Normale di Progetto dei Pilastrri

La conoscenza dello sforzo normale è necessaria per poter effettuare le verifiche a taglio ed a presso-flessione.

Il valore di progetto dello sforzo normale va determinato di volta in volta dall'analisi della struttura combinando nella maniera più gravosa per la verifica in questione gli effetti dei carichi agenti.

Taglio di Progetto dei Pilastrri

Il taglio di progetto è determinato considerando l'equilibrio del pilastro sollecitato dai momenti resistenti delle sezioni di estremità M_{Rp} , ivi applicati ed incrementati del fattore γ_{Rd}



dove:

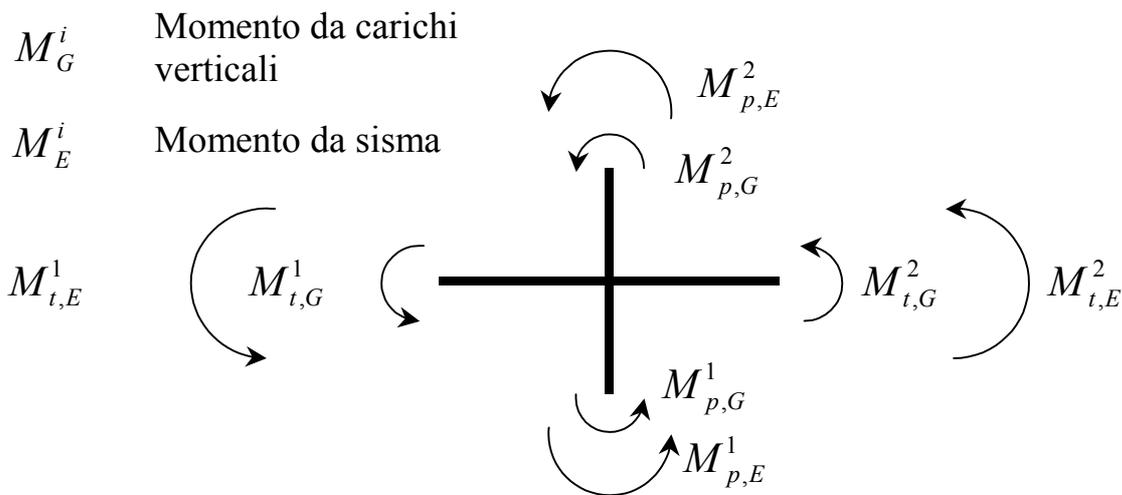
- $\gamma_{Rd} = 1.2$ fattore che tiene conto principalmente della sovraresistenza dovuta alle incertezze sulle caratteristiche del materiale
- Il generico momento resistente è il più grande tra quelli corrispondenti ai valori di sforzo normale determinati dall'analisi della struttura

CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

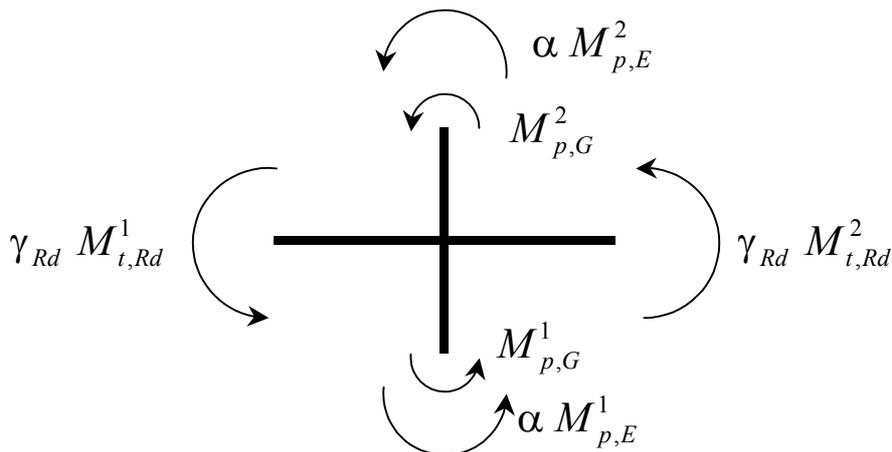
Momento flettente di Progetto delle colonne

La resistenza flessionale assegnata alle colonne deve essere tale che, in corrispondenza di ogni nodo i momenti di progetto delle colonne che convergono nel nodo siano maggiori delle sollecitazioni flessionali che si possono verificare nelle stesse nell'ipotesi che le travi abbiano raggiunto la loro resistenza flessionale ultima.

Sollecitazioni nodali per un terremoto con PGA pari al valore di progetto a_g



Sollecitazioni in condizioni ultime per un terremoto con PGA pari ad αa_g



Imponendo l'equilibrio in condizioni si ricava il momento di progetto della generica colonna convergente nel nodo.

CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Momento flettente di Progetto delle colonne

$$M_{p,Sd}^i = M_{p,G}^i + \alpha M_{p,E}^i$$

$$\alpha^i = \frac{\gamma_{Rd} \sum M_{t,Rd}^i - \sum M_{p,G}^i}{\sum M_{p,E}^i}$$

$$\alpha = \max(\alpha^1, \alpha^2)$$

M_G^i momento da carichi verticali della generica trave/colonna convergente nel nodo

M_E^i momento da sisma della generica trave/colonna convergente nel nodo

$M_{t,Rd}^i$ momento resistente della generica trave convergente nel nodo

$\gamma_{Rd} = 1.2$ fattore che tiene conto principalmente della sovraresistenza dovuta alle incertezze sulle caratteristiche del materiale

Sforzo normale di Progetto delle colonne

È il più sfavorevole ottenuto dall'analisi per ciascun verso dell'azione sismica.

VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE TRAVI

Verifiche a Flessione

Per entrambe le classi di duttilità

In ogni sezione, il momento resistente, calcolato con gli stessi coefficienti parziali γ_m applicabili per le situazioni non sismiche, deve risultare non inferiore al momento flettente di progetto.

Verifiche a Taglio

Per entrambe le classi di duttilità

In ogni sezione, il taglio resistente, calcolato con gli stessi coefficienti parziali γ_m applicabili per le situazioni non sismiche, deve risultare non inferiore al taglio di progetto.

Classe di duttilità CD”A”

In ogni sezione, il taglio resistente, da confrontare con il taglio di progetto, è calcolato come segue:

- i coefficienti parziali γ_m sono uguali a quelli applicabili per le situazioni non sismiche;
- il contributo del calcestruzzo viene considerato nullo e si considera esclusivamente il contributo dell'acciaio;
- Se il più grande tra i valori assoluti di $V_{Sd,max}$ e $V_{Sd,min}$ supera il valore:

$$V_{Rd1} = 10 \tau_{Rd} b_w d$$

dove $\tau_{Rd} = R_{ck}^{2/3} / 28$ in MPa, mentre b_w e d sono rispettivamente la larghezza dell'anima e l'altezza utile della sezione.

Allora la resistenza deve essere affidata ad un'apposita armatura diagonale nei due sensi, con inclinazione di 45° rispetto all'asse della trave.

- In ogni caso il più grande tra i valori assoluti di $V_{Sd,max}$ e $V_{Sd,min}$ non deve superare il valore $V_{Rd1} = 15 \tau_{Rd} b_w d$.

VERIFICHE DI RESISTENZA DEI PILASTRI

Verifiche a Presso-Flessione

Per entrambe le classi di duttilità

In ogni sezione, il momento resistente, calcolato con gli stessi coefficienti parziali γ_m applicabili per le situazioni non sismiche e per il valore più sfavorevole dello sforzo normale, deve risultare non inferiore al momento flettente di progetto.

Verifiche a Taglio

Per entrambe le classi di duttilità

In ogni sezione, il taglio resistente, calcolato con gli stessi coefficienti parziali γ_m applicabili per le situazioni non sismiche, deve risultare non inferiore al taglio di progetto.

CONDIZIONE DI DUTTILITA' LOCALE

Affinché sia garantita un'adeguata capacità dissipativa della struttura, le potenziali regioni per la formazione delle cerniere plastiche devono possedere elevate capacità di deformazione plastica.

Tale principio è soddisfatto se sono verificate le condizioni:

- Sono adottate appropriate qualità del calcestruzzo e dell'acciaio per assicurare la duttilità locale come segue:

Calcestruzzo

Non è ammesso l'uso di conglomerati di classe inferiore a C20/25, cioè aventi R_{ck} inferiore a 25 MPa

Acciaio

Per le strutture di classe CD''A'' da realizzarsi nelle zone 1, 2 e 3, l'acciaio deve possedere i seguenti requisiti:

$\varepsilon_{su,k} > 8\%$ elevato allungamento uniforme al carico massimo

$1.15 < (f_t / f_y)_{med} < 1.35$ lo snervamento deve avvenire prima della rottura e l'incrudimento non deve essere eccessivo

$(f_{y,eff})_{med} / f_{y,nom} < 1.25$ la tensione di snervamento effettiva deve essere prossima a quella assunta in progetto

- Una sufficiente duttilità rotazionale è fornita a tutte le regioni critiche degli elementi resistenti che devono resistere alle azioni sismiche, incluse le sezioni di estremità delle colonne.
- A causa della natura aleatoria dell'azione sismica e delle incertezze del comportamento dinamico inelastico delle strutture in conglomerato cementizio, l'incertezza globale è sostanzialmente maggiore di quella relativa ad azioni non sismiche. Pertanto, per ridurre le incertezze relative alla configurazione, all'analisi, alla resistenza ed alla duttilità, vanno rispettate alcune condizioni.
 - Limiti riguardanti la geometria delle sezioni
 - Limiti riguardanti i dettagli di armatura

LIMITI GEOMETRICI

Per entrambe le classe di duttilità

Travi

- La larghezza della trave b_w deve essere non inferiore a 20 cm
- La larghezza delle travi a spessore b_w deve essere non superiore alla somma della larghezza del pilastro e l'altezza della trave $b_c + h_w$
- Il rapporto b_w / h_w non deve essere minore di 0.25
- Al fine di ottenere un efficace trasferimento dei momenti flettenti da una trave alla colonna l'eccentricità tra l'asse della trave e quello della colonna dovrebbe essere non superiore di 0.25 volte la maggiore dimensione della sezione trasversale della colonna ortogonale all'asse della trave.

Colonne

- La dimensione minima della colonna deve essere non inferiore a 30 cm
- Il rapporto tra i lati minimo e massimo della sezione trasversale non deve essere inferiore a 0.3

DETTAGLI DI ARMATURA NELLE TRAVI

Per entrambe le classi di duttilità

Per tutta l'estensione della trave

- Almeno due barre di armatura di diametro non inferiore a 12 mm devono essere presenti inferiormente e superiormente
- il rapporto di armatura longitudinale al bordo superiore ed a quello inferiore deve soddisfare i seguenti limiti:

$$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \frac{7}{f_{yk}}$$

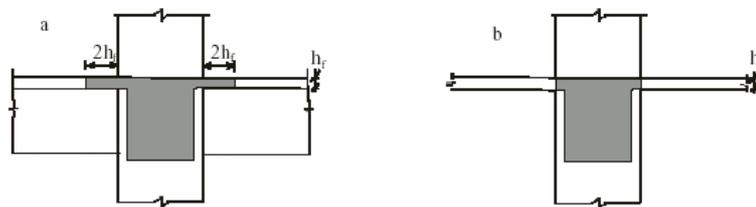
ρ è il rapporto geometrico di armatura = $A_s / b_w h_w$ oppure $A_i / b_w h_w$

A_s ed A_i rappresentano rispettivamente le armature longitudinali superiore ed inferiore

f_{yk} è il valore caratteristico della tensione di snervamento dell'acciaio (MPa)

- L'armatura superiore deve essere almeno pari un quarto di quella disposta alle estremità

Alle estremità delle travi l'armatura superiore deve essere contenuta per almeno il 75% entro la larghezza dell'anima e comunque entro una fascia di soletta di larghezza pari alla larghezza efficace



DETTAGLI DI ARMATURA NELLE TRAVI

Classe di duttilità CD''B''

Sono considerate *regioni critiche* le zone di trave estese, dalla sezione dove la trave interseca un nodo trave-colonna, così come da entrambi i lati di una qualsiasi altra sezione a rischio di plasticizzazione in situazione di progetto sismico, fino ad una distanza pari all'altezza utile della trave

Estensione della regione critica = $1.0 d_w$.

Nelle regioni critiche

- L'armatura longitudinale compressa deve essere non inferiore a metà di quella disposta nella zona tesa
- Le staffe devono soddisfare le seguenti condizioni:
 - Il diametro d_{bw} delle staffe è non minore di 6 mm;
 - La prima staffa è posta a non più di 5 cm dalla sezione al filo del pilastro;
 - La spaziatura delle staffe non supera:
 - un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale
 - 15 cm

Classe di duttilità CD''A''

Estensione della regione critica = $2.0 d_w$.

Nelle regioni critiche

- L'armatura longitudinale deve soddisfare i limiti validi per strutture a bassa duttilità (CD''B'')
- Le staffe devono soddisfare, oltre i limiti validi per strutture a bassa duttilità (CD''B''), la seguente condizione:
 - La spaziatura delle staffe non è superiore a sei volte il diametro minimo $d_{bl,min}$ delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche

DETTAGLI DI ARMATURA NEI PILASTRI

Per entrambe le classi di duttilità

Per tutta l'estensione del pilastro

- La percentuale di armatura longitudinale del pilastro deve soddisfare i seguenti limiti:

$$1\% < \frac{A}{A_c} < 4\%$$

A è l'area totale dell'armatura longitudinale

A_c è l'area della sezione lorda del pilastro

- L'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm

Alle estremità dei pilastri si devono disporre staffe di contenimento e legature per una lunghezza, misurata a partire dalla sezione di estremità, pari alla maggiore delle seguenti quantità:

- il lato maggiore della sezione trasversale
- un sesto dell'altezza netta del pilastro
- 45 cm

Le staffe devono inoltre soddisfare le seguenti condizioni:

- le barre longitudinali disposte negli spigoli devono essere contenute da staffe
- almeno una barra su due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe o da legature
- le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata
- Il diametro d_{bw} delle staffe e delle legature deve essere non inferiore a 8 mm

DETTAGLI DI ARMATURA NEI PILASTRI

Classe di duttilità CD”B”

Le legature vanno disposte con un passo non superiore a:

- Un quarto del lato minore della sezione trasversale
- 15 cm

Classe di duttilità CD”A”

Le legature, oltre a soddisfare i limiti validi per strutture a bassa duttilità (CD”B”), deve soddisfare la seguente condizione:

- La spaziatura delle legature non è superiore a sei volte il diametro d_{bl} delle barre longitudinali che collegano

LE TIPOLOGIE STRUTTURALI

Strutture in acciaio

Strutture intelaiate

Strutture con controventi concentrici

Strutture con controventi eccentrici

Strutture a mensola od a pendolo invertito

Strutture intelaiate controventate

Definizioni

1. Strutture intelaiate: le forze orizzontali sono principalmente sopportate da elementi sollecitati prevalentemente a flessione. In tali strutture le zone dissipative sono principalmente posizionate alle estremità delle travi in prossimità dei collegamenti trave-colonna e l'energia viene dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica.

2. Strutture con controventi concentrici: sistema strutturale in cui le forze orizzontali sono principalmente sopportate da elementi sollecitati a sforzo normale. In tali strutture le zone dissipative sono principalmente posizionate nelle diagonali tese. I controventi reticolari concentrici possono essere distinti in tre categorie:

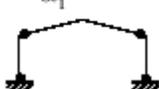
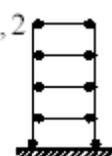
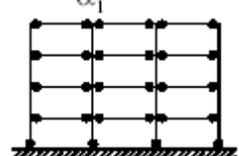
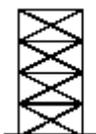
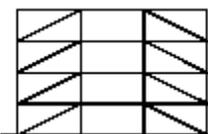
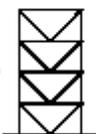
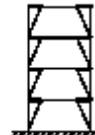
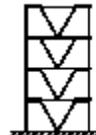
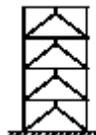
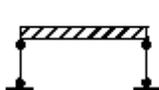
- **Controventi con diagonale tesa attiva:** le forze orizzontali vengono assorbite solo dalle diagonali tese trascurando quelle compresse.
- **Controventi a V:** le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione delle diagonali giace su di una membratura orizzontale che deve essere continua.
- **Controventi a K:** le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione delle diagonali giace su di una colonna. Questa categoria non deve essere considerata dissipativa poiché il meccanismo di collasso coinvolge la colonna ($q = 1.0$).

3. Strutture con controventi eccentrici: sistema strutturale in cui le forze orizzontali sono principalmente sopportate da elementi sollecitati prevalentemente a sforzo normale. Grazie all'eccentricità dei controventi l'energia è dissipata per flessione e/o taglio ciclico.

4. Strutture a mensola o pendolo invertito: costituite da membrature presso-inflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.

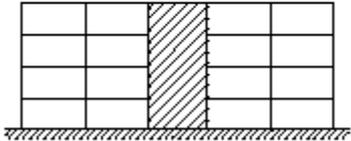
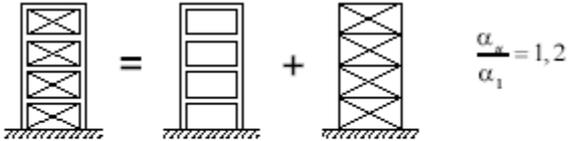
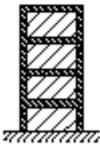
5. Strutture intelaiate controventate: le azioni orizzontali sono assorbite da telai che controventi agenti nel medesimo piano.

Strutture metalliche

		Ductility Class	
		H	M
<p>a) Moment resisting frame.</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,1$  </div> <div style="text-align: center;"> $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$  </div> <div style="text-align: center;"> $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,3$  </div> </div> <p>• Dissipative zones in the beams and bottom of columns</p>		$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4
<p>b) Frame with concentric bracings.</p> <p>Diagonal bracings.</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;">    </div> <p>Dissipative zones -tension diagonals only-</p>		4	4
<p>V - bracings.</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> <p>a)</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>b)</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>c)</p>  </div> </div> <p>Dissipative zones (tension & compression diagonals).</p>		2,5	2
<p>c) Frame with eccentric bracings.</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;">     </div> <p>- Dissipative zones (bending or shear links).</p>		$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4
<p>d) Inverted pendulum.</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1$  </div> <div style="text-align: center;"> $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,1$  </div> </div> <p>- Dissipative zones at the column base. $N_{sd} / N_{PL,Rd} > 0,3$</p>		$2 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	2

FATTORE DI STRUTTURA

Strutture metalliche

		Ductility Class	
		H	M
<p>e) Structures with concrete cores or concrete walls.</p> <div style="text-align: center;">  </div>		<p>See section 5.</p>	
<p>f) Moment resisting frame with concentric bracing.</p> <div style="text-align: center;">  <p style="text-align: center;">Dissipative zones: in moment frame and in tension diagonals.</p> </div>		$4 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	<p>4</p>
<p>g) Moment resisting frames with infills.</p> <div style="text-align: center;">  </div>			
<p>Unconnected concrete or masonry infills, in contact with the frame.</p>		<p>2</p>	<p>2</p>
<p>Connected reinforced concrete infills.</p>		<p>See section 7.</p>	
<p>Infills isolated from moment frame: see moment frames.</p>		$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	<p>4</p>

FATTORE DI STRUTTURA

Il comportamento degli edifici sismo-resistenti in acciaio può essere *non dissipativo* o *dissipativo*. Nel primo caso lo spettro di progetto v'è determinato assumendo un fattore di struttura unitario. Nel secondo, invece, il fattore di struttura (>1.0) v'è determinato come segue

$$q = q_o \Psi_R$$

dove :

q_o valore base del fattore di struttura, dipendente dalla tipologia strutturale e dai criteri di dimensionamento adottati (classe di duttilità)

Ψ_R fattore riduttivo che tiene conto delle risorse di duttilità locale delle membrature impiegate

$$\text{————— } q_o \text{ —————}$$

VALORE BASE DEL FATTORE DI STRUTTURA

Tipologia	Bassa duttilità	Alta duttilità
Strutture intelaiate	4	$5 \alpha_u / \alpha_y$
Controventi reticolari concentrici	4	4
Controventi eccentrici	4	$5 \alpha_u / \alpha_y$
Strutture a mensola	2	2

Sono stati indicati in tabella con i simboli α_y e α_u :

α_y moltiplicatore delle forze orizzontali corrispondente al primo raggiungimento della resistenza flessionale in uno qualunque degli elementi della struttura (formazione della prima cerniera plastica)

α_u moltiplicatore delle forze orizzontali corrispondente alla formazione di cerniere plastiche in un numero di tali da rendere la struttura labile.

CALCOLO DEL RAPPORTO α_u/α_y

Il rapporto α_u/α_y può essere calcolato utilizzando due approcci alternativi:

- Per via diretta, valutando i moltiplicatori α_u ed α_y attraverso un'analisi statica non lineare (analisi pushover) e calcolandone il rapporto.

Comunque deve essere $\alpha_u/\alpha_y \leq 1.5$

- Senza effettuare alcuna analisi, utilizzando i valori forniti dalla normativa in funzione della tipologia strutturale a cui appartiene l'edificio in esame attraverso la seguente tabella:

Valori del rapporto α_u/α_y

Tipologia strutturale	α_u/α_1
Edifici a telaio ad un solo piano	1.1
Edifici a telaio a più piani con una sola campata	1.2
Edifici a telaio con più piani e più campate	1.3
Edifici con controventi eccentrici	1.2

COMPORTAMENTO DELLE STRUTTURE DISSIPATIVE

Strutture con zone dissipative devono essere progettate in modo tale che queste zone si sviluppino in quelle parti della struttura in cui plasticizzazioni o l'instabilità locale o altri fenomeni dovuti al comportamento isteretico non inficino la stabilità globale della struttura.

Le parti strutturali delle zone dissipative devono avere adeguata duttilità e resistenza.

La resistenza deve essere verificata con la normativa vigente.

Le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura devono possedere una sufficiente sovrarresistenza per consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

REGOLE PER STRUTTURE DISSIPATIVE

Al fine di assicurare il comportamento strutturale desiderato le strutture dissipative in acciaio la normativa impone il rispetto di una serie di regole denominate “*regole di dettaglio*”.

REGOLE DI DETTAGLIO COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE

Parti compresse delle membrature

Sufficiente duttilità locale delle membrature o di membrature soggette a compressione deve essere assicurata limitando i rapporti larghezza-spessore b/t delle parti che compongono la sezione.

In funzione della loro capacità di deformazione plastica, le membrature si distinguono in tre categorie di duttilità:

Duttili: quando l'instabilità locale delle parti compresse della sezione si sviluppa in campo plastico ed è sufficientemente ritardata in maniera tale che la membratura sia in grado di sviluppare grandi deformazioni plastiche in regime incrudente senza significative riduzioni della capacità portante.

Plastiche: quando l'instabilità locale si sviluppa in campo plastico, ma i rapporti larghezza-spessore non sono tali da consentire deformazioni plastiche significative.

Snelle: quando l'instabilità locale avviene in campo elastico, senza consentire l'inizio delle plasticizzazioni.

Nel caso di profili a doppio T, inflessi o presso-inflessi, con riferimento agli usuali acciai da carpenteria, la suddetta classificazione può essere effettuata in funzione del parametro s come segue:

$$s = \frac{1}{0.695 + 1.632 \lambda_f^2 + 0.062 \lambda_w^2 - 0.602 \frac{b_f}{L^*}} \leq \frac{f_u}{f_y}$$

f_u è la tensione ultima

f_y è la tensione di snervamento

b_f è la larghezza delle flange

L^* è la distanza tra il punto di nullo del diagramma del momento e la cerniera plastica

λ_f e λ_w sono parametri di snellezza delle flange e dell'anima dipendenti dai rapporti b/t .

Classificazione delle sezioni e determinazione del fattore ψ_R

$s \geq 1.2$	sezioni duttili	$\psi_R = 1.00$
$1.0 < s \leq 1.2$	sezioni plastiche	$\psi_R = 0.75$
$s \leq 1.0$	sezioni snelle	$\psi_R = 0.50$

REGOLE DI DETTAGLIO COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE

Determinazione dei parametri di snellezza

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \text{snellezza delle flange}$$

$$\lambda_w = \frac{d_{w,c}}{t_c} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \text{snellezza dell'anima}$$

E è il modulo di elasticità dell'acciaio

f_y è la tensione di snervamento

t_f è lo spessore delle flange

t_w è lo spessore dell'anima

$d_{w,c}$ è la parte compressa dell'anima pari a:

$$d_{w,c} = \frac{d_w}{2} \left(1 + \frac{A}{A_w} \rho \right) \leq d_w$$

d_w è l'altezza dell'anima

A è l'area della sezione

A_w è l'area dell'anima

ρ è il rapporto tra lo sforzo normale di progetto e lo sforzo normale plastico.

Prospetto 5.3.1 - Rapporti massimi larghezza-spessore per elementi compressi (foglio 1)

(a) Anima (elementi interni perpendicolari all'asse di flessione):

Classe	Anima soggetta a flessione	Anima soggetta a compressione	Anima soggetta a flessione e compressione	
Distribuzione tensioni negli elementi (compressione positiva)				
1	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	Quando $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quando $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \varepsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \varepsilon$	$d/t_w \leq 38 \varepsilon$	Quando $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quando $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \varepsilon / \alpha$	
Distribuzione tensioni negli elementi (compressione positiva)				
3	$d/t_w \leq 124 \varepsilon$	$d/t_w \leq 42 \varepsilon$	Quando $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \varepsilon / (0,67 + 0,33 \psi)$ Quando $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) \sqrt{(-\psi)}$	
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	f_y	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

Prospetto 5.3.1 - Rapporti massimi larghezza-spessore per elementi compressi (foglio 3)

c) Ali sporgenti:					
		Sezioni laminate		Sezioni saldate	
Classe	Tipo della sezione	Ala soggetta a compressione	Ala soggetta a compressione e flessione		
			Bordo compresso	Bordo teso	
Distribuzione delle tensioni nell'elemento (compressione positiva)					
1	<u>Laminata</u>	$c/t_f \leq 10\varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
	Saldata	$c/t_f \leq 9\varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	<u>Laminata</u>	$c/t_f \leq 11\varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
	Saldata	$c/t_f \leq 10\varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribuzione delle tensioni nell'elemento (compressione positiva)					
3	<u>Laminata</u>	$c/t_f \leq 15\varepsilon$	$c/t_f \leq 23\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	Per k_σ vedere il prospetto 5.3.3.	
	Saldata	$c/t_f \leq 14\varepsilon$	$c/t_f \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$		
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$		f_y	235	275	355
		ε	1	0,92	0,81

REGOLE DI DETTAGLIO COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE

Parti tese delle membrature

Nel caso di membrature o di parti di membrature tese, la resistenza plastica di progetto deve risultare inferiore alla resistenza ultima di progetto nella sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento. Ciò richiede il rispetto della relazione seguente:

$$\frac{A_{net}}{A} \geq 1.25 \frac{f_u}{f_y}$$

f_u è la tensione ultima

f_y è la tensione di snervamento

A_{net} è l'area netta in corrispondenza dei fori

Collegamenti in zone dissipative

I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovreresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate.

Si ritiene che il requisito della sovreresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature di prima classe a completa penetrazione.

Nel caso di collegamenti con saldature a cordone d'angolo o collegamenti bullonati, deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$R_d \geq 1.20 s R_y$$

R_d è la resistenza di progetto del collegamento

R_y è la resistenza plastica della membratura collegata

$1.0 \leq s \leq f_u / f_y$ è il fattore utilizzato per la classificazione delle membrature duttili, plastiche e snelle il quale tiene conto che la tensione nell'acciaio può superare il valore di snervamento

Nel caso di collegamenti bullonati soggetti a taglio, il collasso per rifollamento deve precedere il collasso a taglio dei bulloni.

REGOLE DI DETTAGLIO PER STRUTTURE INTELAIATE

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in maniera che le cerniere plastiche si formino alle estremità delle travi piuttosto che alle estremità delle colonne. Questo requisito non è richiesto con riferimento alle sezioni di base del telaio, alle sezioni in testa alle colonne dell'ultimo piano degli edifici multipiano e nel caso di edifici monopiano.

Tale obiettivo può essere conseguito in maniera più o meno estesa attraverso l'introduzione di opportuni criteri di progettazione. A tal riguardo i telai vanno distinti in due classi di duttilità:

- telai a bassa duttilità
- telai ad alta duttilità

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Telai a bassa duttilità

Travi	Momento flettente	}	Si ottengono dall'analisi della struttura combinando nella maniera più gravosa gli effetti dei carichi agenti
	Taglio		
Colonne	Momento flettente		
	Sforzo normale		
	Taglio		

Telai ad alta duttilità

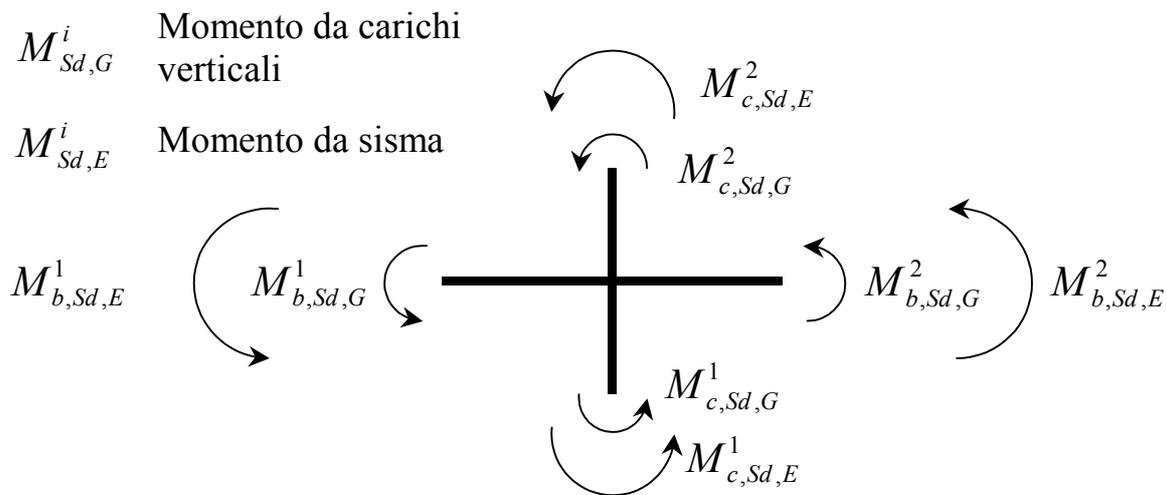
Travi	Momento flettente	Si ottiene dall'analisi della struttura	
Colonne	Taglio	}	Si determinano utilizzando il <i>criterio di gerarchia delle resistenze</i>
	Momento flettente		
	Sforzo normale		
	Taglio		

CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

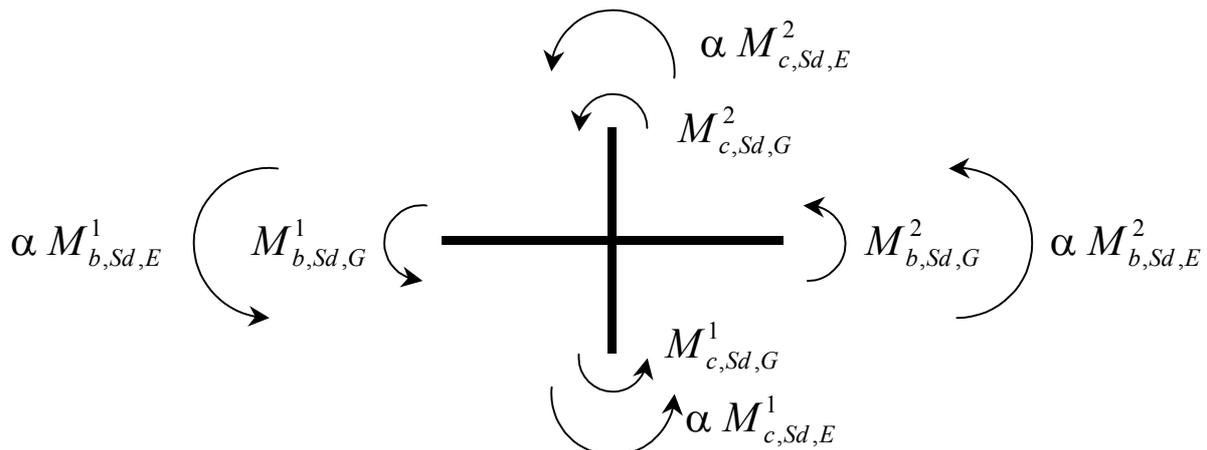
Momento flettente di Progetto delle colonne

La resistenza flessionale assegnata alle colonne deve essere tale che, in corrispondenza di ogni nodo i momenti plastici di progetto delle colonne che convergono nel nodo siano maggiori delle sollecitazioni flessionali che si possono verificare nelle stesse nell'ipotesi che le travi abbiano raggiunto la loro resistenza flessionale ultima ($s M_{b,Rd}$).

Sollecitazioni nodali per un terremoto con PGA pari al valore di progetto a_g



Sollecitazioni nodali per un terremoto con PGA pari ad αa_g



Imponendo l'equilibrio in condizioni ultime ($M_{b,Sd,G}^i + \alpha^i M_{b,Sd,E}^i = s M_{b,Rd}^i$) ed introducendo un coefficiente di sicurezza pari a 1.20 si ricava il momento di progetto della generica colonna convergente nel nodo.

CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Momento flettente di Progetto delle colonne

$$M_{c,Sd}^i = 1.20 \left(M_{c,Sd,G}^i + \alpha M_{c,Sd,E}^i \right)$$

$$\alpha^i = \frac{s M_{b,Rd}^i - M_{b,Sd,G}^i}{M_{b,Sd,E}^i}$$

$$\alpha = \max(\alpha^1, \alpha^2)$$

$M_{Rd,G}^i$ momento da carichi verticali della generica trave/colonna convergente nel nodo

$M_{Rd,E}^i$ momento da sisma della generica trave/colonna convergente nel nodo

$M_{b,Rd}^i$ momento plastico della generica trave convergente nel nodo

$1.0 \leq s \leq f_u / f_y$ è il fattore utilizzato per la classificazione delle membrature duttili, plastiche e snelle il quale tiene conto che la tensione nell'acciaio può superare il valore di snervamento

Sforzo normale di Progetto delle colonne

Il valore dello sforzo normale di progetto della generica colonna convergente al nodo si calcola come segue:

$$N_{c,Sd} = N_{c,Sd,G} + \alpha N_{c,Sd,E}$$

α coefficiente amplificativi delle sollecitazioni sismiche ricavato al punto precedente

$N_{c,Rd,G}^i$ sforzo normale da carichi verticali della colonna

$N_{c,Rd,G}^i$ sforzo normale da sisma della colonna

VERIFICHE DI RESISTENZA

(Per entrambe le classi di duttilità)

Verifiche delle travi

Con riferimento alle cerniere plastiche nelle travi, è necessario verificare che la resistenza flessionale plastica e la capacità rotazionale non siano ridotte dalla contemporanea azione di sforzo normale e taglio. A tale scopo, nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche devono essere verificate le seguenti relazioni:

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$N_{Sd} \leq 0.15 N_{pl,Rd}$$

$$V_{g,Rd} + V_{M;Rd} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$$

$M_{pl,Rd}$ è il valore della *Resistenza plastica a flessione*

$N_{pl,Rd}$ è il valore della *Resistenza plastica assiale*

$V_{pl,Rd}$ è il valore della *Resistenza plastica a taglio* (nelle sezioni a doppio T coincide con il valore del taglio che determina la plasticizzazione dell'anima)

$V_{g,Rd}$ è la sollecitazione di taglio di progetto dovuta alle azioni non sismiche

$V_{M,Rd}$ è la forza di taglio dovuta all'applicazione dei momenti resistenti $M_{pl,Rd}$ alle estremità della trave, con segno tale da produrre un diagramma dei momenti intrecciato

Verifiche delle colonne

Presso-flessione

Il momento flettente di progetto M_{Sd} delle colonne deve soddisfare la seguente condizione:

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd,Red}$$

$M_{pl,Rd}$ è il valore della *Resistenza flessionale* della sezione ridotta per effetto dello sforzo normale di progetto N_{Sd}

Taglio

Il taglio di progetto delle colonne deve soddisfare la seguente condizione:

$$V_{Sd} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$$

REGOLE DI DETTAGLIO

(Per entrambe le classi di duttilità)

Pannelli nodali

I pannelli nodali dei collegamenti trave colonna devono essere progettati in maniera tale da escludere la loro plasticizzazione a taglio. Tale requisito si ritiene soddisfatto quando la seguente relazione risulta verificata:

$$V_{wp,Rd} \geq \frac{\sum M_{pl,Rd}}{h_b - t_f} \left(1 - \frac{h_b - t_f}{H - h_b} \right)$$

$\sum M_{pl,Rd}$ è la somma dei momenti plastici delle travi che convergono nel nodo

h_b è l'altezza della sezione della trave

H è l'altezza d'interpiano

$V_{wp,Rd}$ è il valore della *Resistenza plastica del pannello nodale*, calcolata assumendo come area resistente a taglio:

Per colonne in profilo laminato

$$A_{vc} = A_c - 2 b_{fc} t_{fc} + t_{fc} (t_{wc} + 2 r_c)$$

A_c è l'area della colonna

b_{fc} e t_{fc} sono rispettivamente la larghezza e lo spessore delle flange della colonna

t_{wc} è lo spessore dell'anima della colonna

r_c è il raggio del raccordo flangia-anima della colonna

Per colonne in profilo saldato

L'area dell'anima

REGOLE DI DETTAGLIO PER CONTROVENTI CONCENTRICI

Al fine di conferire agli schemi strutturali con controventi concentrici la capacità di sviluppare un comportamento dissipativo è necessario progettarli in maniera che, la plasticizzazione delle diagonali tese abbia luogo prima della plasticizzazione o dell'instabilità delle travi e delle colonne. Il raggiungimento del comportamento desiderato è influenzato dai criteri di dimensionamento adottati e dalla tipologia di controvento. .

A tal riguardo si distinguono due classi di duttilità:

- controventi concentrici a bassa duttilità
 - tutti gli schemi di controvento in cui il punto d'intersezione delle diagonali giace su di una trave, indipendentemente dal criterio di dimensionamento
 - i controventi concentrici a croce di S. Andrea, quando il dimensionamento di travi e colonne non viene effettuato sulla base del criterio di gerarchia delle resistenze
- controventi concentrici ad alta duttilità
 - i controventi concentrici a croce di S. Andrea, quando il dimensionamento di travi e colonne viene effettuato sulla base del criterio di gerarchia delle resistenze

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Controventi concentrici a bassa duttilità

Diagonali

Travi

Colonne



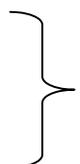
Si ottengono dall'analisi della struttura combinando nella maniera più gravosa gli effetti dei carichi agenti

Controventi concentrici ad alta duttilità

Diagonali

Travi

Colonne



Si ottengono dall'analisi della struttura

Si determinano utilizzando il *criterio di gerarchia delle resistenze*

CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Sforzo Normale di Progetto di travi e colonne

$$N_{Sd} = 1.20 (N_{Sd,G} + \alpha N_{Sd,E})$$

$$\alpha^i = \frac{f_u N_{pl,Rd}^i}{f_y N_{Sd}^i}$$

$\alpha = \max(\alpha^i)$ per tutti i diagonali di controvento

$N_{Sd,G}$ sforzo normale da carichi verticali della trave o colonna

$N_{Sd,E}$ sforzo normale da sisma della trave o colonna

f_u è la tensione ultima

f_y è la tensione di snervamento

VERIFICHE DI RESISTENZA

(Per entrambe le classi di duttilità)

Poiché tutte le membrature sono soggette prevalentemente a sollecitazioni assiali bignerà verificare che:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}(M_{Sd})$$

$N_{Rd}(M_{Sd})$ è il valore della *Resistenza all'instabilità* dell'asta in questione, ridotta per l'eventuale presenza del momento flettente M_{Sd} ricavato dall'analisi della struttura

REGOLE DI DETTAGLIO

(Per entrambe le classi di duttilità)

Le diagonali di controvento devono essere dimensionate in maniera tale che ad ogni piano la struttura esibisca, in ogni direzione controventata, variazioni di rigidezza laterale, sotto inversione delle forze sismiche, inferiori al 2.5%

La snellezza dimensionale delle diagonali $\bar{\lambda}$, data dal rapporto fra la snellezza λ e la snellezza al limite elastico λ_y , deve essere inferiore ad 1.5 allo scopo di prevenire l'instabilità in campo elastico.

La progettazione dei collegamenti delle diagonali alle altre pari strutturali deve garantire il rispetto del seguente requisito di sovrarresistenza:

$$R_{j,d} \geq \frac{f_u}{f_y} N_{pl,Rd}$$

$R_{j,d}$ resistenza di progetto del collegamento

$N_{pl,Pl}$ resistenza plastica di progetto della diagonale collegata

f_u è la tensione ultima

f_y è la tensione di snervamento

Le piastre di nodo delle membrature di controvento devono essere progettate in maniera tale da sopportare la resistenza di progetto a compressione delle stesse, senza instabilità locale del fazzoletto.

Nelle travi con controventi a V, le travi intersecate dalle membrature di controvento devono essere in grado di sostenere i carichi verticali assumendo che il controvento non sia presente.

REGOLE DI DETTAGLIO PER CONTROVENTI ECCENTRICI

I telai con controventi eccentrici devono essere progettati in modo tale che specifici elementi, definiti *link*, siano in grado di dissipare energia attraverso la formazione di cerniere plastiche a flessione e/o a taglio.

I link vengono denominati:

<i>Corti</i>	se dissipano energia per plasticizzazione. essenzialmente da taglio	$e \leq 1.6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$
<i>Intermedi</i>	se il meccanismo plastico è governato da taglio e flessione	$1.6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \leq e \leq 3.0 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$
<i>Lunghi</i>	se dissipano energia per plasticizzazione. essenzialmente da flessione	$e \geq 3.0 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$

$M_{l,Rd}$ *resistenza flessionale plastica* del link

$V_{l,Rd}$ *resistenza plastica a taglio* del link

Il sistema deve essere progettato perché si abbia una omogenea dissipazione in tutti i link della struttura, mentre deve essere evitato l'insorgere di deformazioni plastiche o fenomeni di instabilità nelle colonne e nei diagonali.

Tale obiettivo può essere conseguito in maniera più o meno estesa attraverso l'introduzione di opportuni criteri di progettazione. A tal riguardo i telai vanno distinti in due classi di duttilità:

- controventi eccentrici a bassa duttilità
- controventi eccentrici ad alta duttilità

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Controventi eccentrici a bassa duttilità

Link

Travi (fuori dai link)

Colonne

Diagonali

Si ottengono dall'analisi della struttura combinando nella maniera più gravosa gli effetti dei carichi agenti

Controventi eccentrici ad alta duttilità

Link

Travi (fuori dai link)

Colonne

Diagonali

Si ottiene dall'analisi della struttura

Si determinano utilizzando il *criterio di gerarchia delle resistenze*

CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Sforzo Normale di Progetto di travi e colonne e diagonali

$$N_{Sd} = 1.20 (N_{Sd,G} + \alpha N_{Sd,E})$$

$N_{Sd,G}$ sforzo normale da carichi verticali della trave o colonna o diagonale

$N_{Sd,E}$ sforzo normale da sisma della trave o colonna o diagonale

α fattore di amplificazione

$$\alpha^i = \frac{V_u^i - V_{Sd,G}^i}{V_{Sd,E}^i}$$

$$\alpha^i = \frac{M_u^i - M_{Sd,G}^i}{M_{Sd,E}^i}$$

$$\alpha = \max(\alpha^i) \text{ per tutti i link}$$

$V_{Sd,G}, M_{Sd,G}$ taglio e momento flettente da carichi verticali del link

$V_{Sd,E}, M_{Sd,E}$ taglio e momento flettente da sisma del link

V_u, M_u valori ultimi della resistenza a taglio e della resistenza flessionale del link

$$\text{per } e \leq 1.6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \quad \text{link corti} \quad M_u = 0.75 e V_{l,Rd}$$

$$V_u = 1.5 V_{l,Rd}$$

$$\text{per } e \geq 3.0 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \quad \text{link lunghi} \quad M_u = 1.5 M_{l,Rd}$$

$$V_u = 2.0 M_{l,Rd} / e$$

per link intermedi si procede interpolando linearmente tra i valori precedenti

VERIFICHE DI RESISTENZA

(Per entrambe le classi di duttilità)

Poiché tutte le membrature sono soggette prevalentemente a sollecitazioni assiali bignerà verificare che:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}(M_{Sd})$$

$N_{Rd}(M_{Sd})$ è il valore della *Resistenza all'instabilità* dell'asta in questione, ridotta per l'eventuale presenza del momento flettente M_{Sd} ricavato dall'analisi della struttura

REGOLE DI DETTAGLIO

(Per entrambe le classi di duttilità)

La modalità di collasso dei link corti è rappresentata dall'instabilità inelastica dell'anima. Pertanto al fine di conferire all'elemento una adeguata duttilità locale devono essere disposti irrigidimenti d'anima il cui interasse a deve soddisfare le seguenti limitazioni:

$$a \leq 29 t_w - d / 5 \quad \text{per } \gamma_p = 0.09 \text{ rad}$$

$$a \leq 38 t_w - d / 5 \quad \text{per } \gamma_p = 0.06 \text{ rad}$$

$$a \leq 56 t_w - d / 5 \quad \text{per } \gamma_p = 0.03 \text{ rad}$$

t_w spessore dell'anima

γ_p massima deformazione plastica del link

La modalità di collasso dei link lunghi è rappresentata dall'instabilità locale della flangia compressa. Pertanto devono essere disposti irrigidimenti distanti $1.5 b_f$ (larghezza della flangia) dall'estremità del link.

SISTEMA MONOPIANO

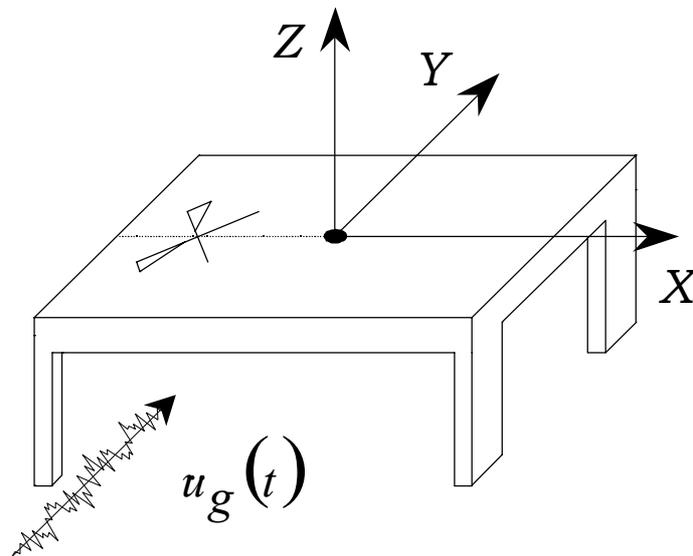
Il comportamento sismico degli edifici irregolari in pianta è stato studiato in passato utilizzando un modello estremamente esemplificato: il *sistema monopiano*.

Il sistema strutturale è costituito da:

- Un impalcato rigido nel proprio;
- Una serie di elementi resistenti (telai, pareti, ecc.), allineati secondo due direzioni ortogonali, che sopportano i carichi verticali e le azioni orizzontali.

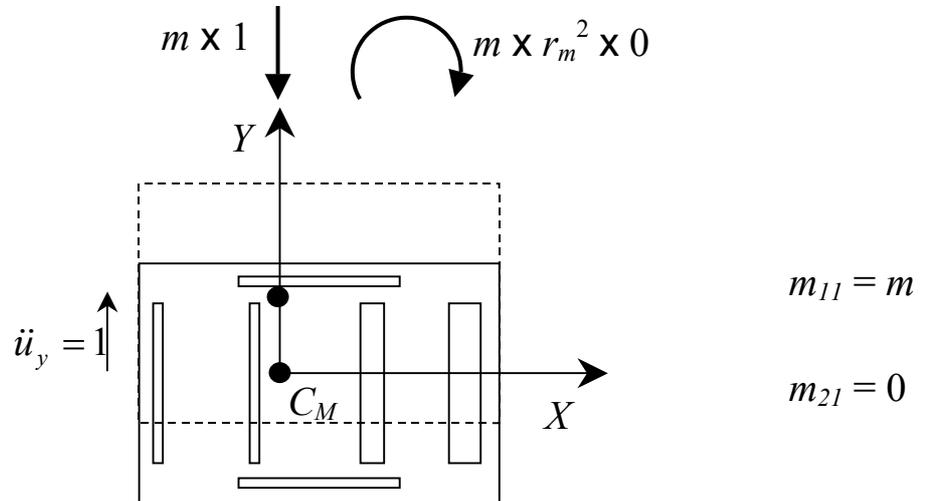
Ipotesi semplificative:

- Si suppone che tutta la massa del sistema strutturale sia concentrata sull'impalcato;
- Si suppone che gli elementi resistenti:
 - siano dotati di rigidezza e resistenza solo nel proprio piano;
 - siano privi di massa;
 - possiedono un comportamento elastico lineare.
- Si suppone che il sistema sia dotato di simmetria rispetto all'asse X

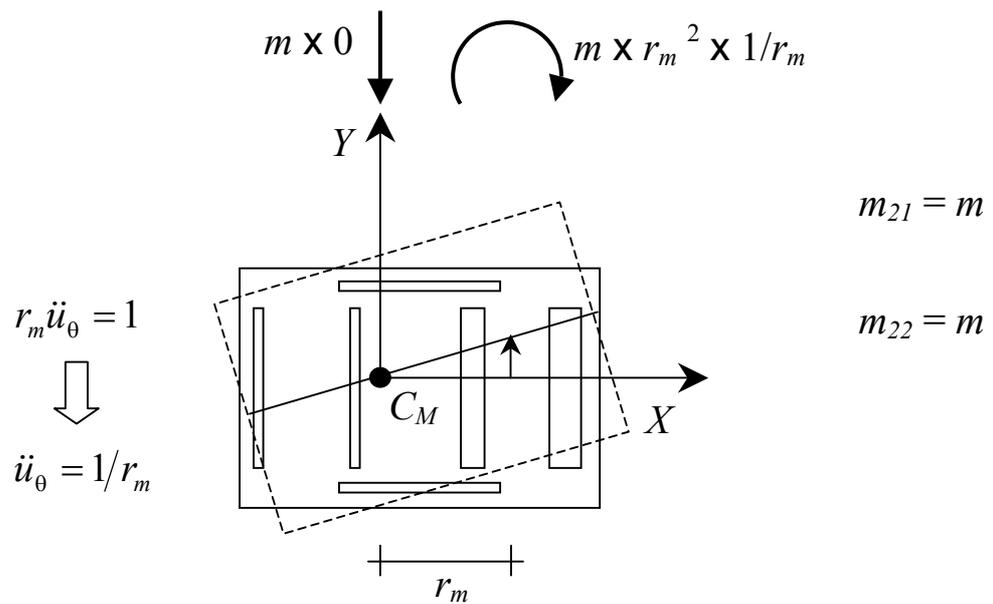


MATRICE DI MASSA DEL SISTEMA MONOPIANO

I COLONNA



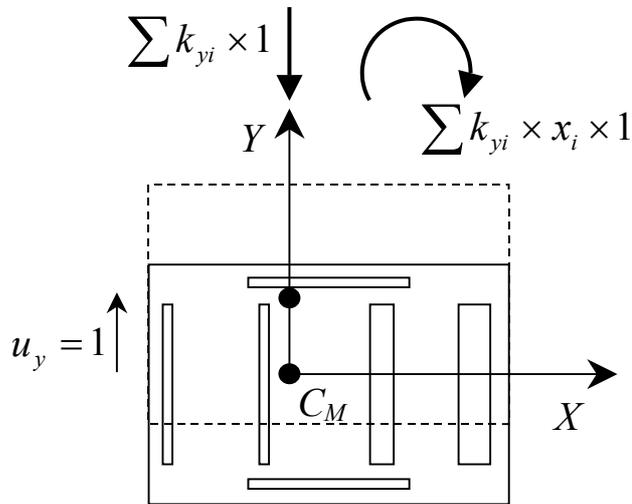
II COLONNA



$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m \end{bmatrix}$$

MATRICE DI RIGIDEZZA DEL SISTEMA MONOPIANO

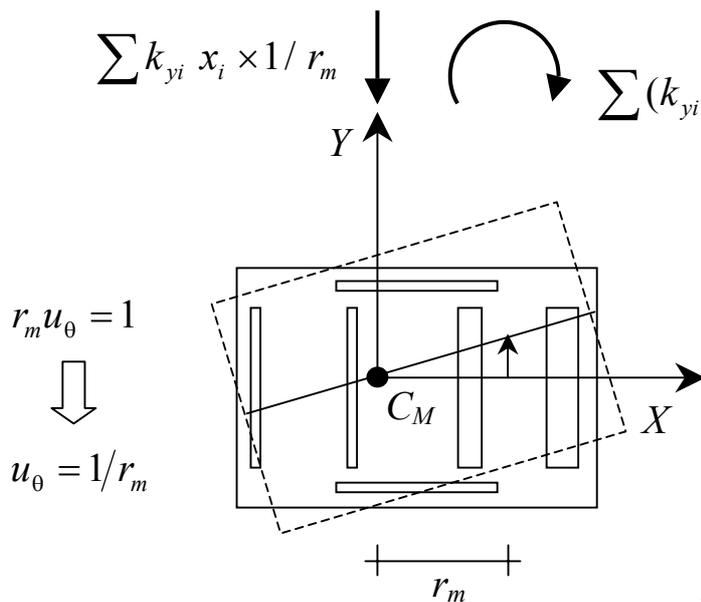
I COLONNA



$$K_{11} = \sum k_{yi} = K_y$$

$$K_{21} = \sum k_{yi} x_i = \frac{K_{y\theta}}{r_m}$$

II COLONNA



$$K_{12} = \sum k_{yi} x_i = \frac{K_{y\theta}}{r_m}$$

$$K_{22} = \frac{\sum (k_{yi} x_i^2 + k_{xi} y_i^2)}{r_m^2} = \frac{K_\theta}{r_m^2}$$

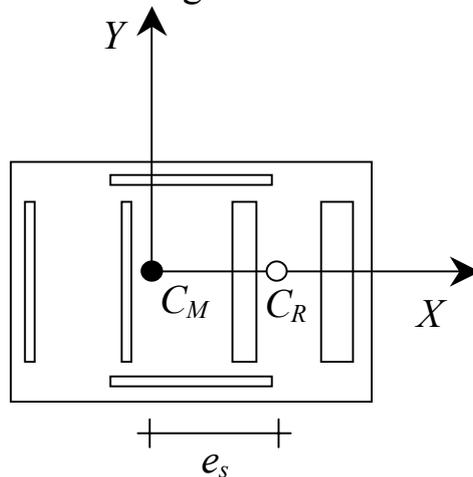
$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} K_y & \frac{K_{y\theta}}{r_m} \\ \frac{K_{y\theta}}{r_m} & \frac{K_\theta}{r_m^2} \end{bmatrix}$$

CENTRO DI RIGIDEZZA ED ECCENTRICITÀ STRUTTURALE

I concetti di *centro di rigidezza* ed *eccentricità strutturale* possono essere introdotti manipolando ed interpretando il termine K_{12} della matrice di rigidezza \mathbf{K} appena determinata.

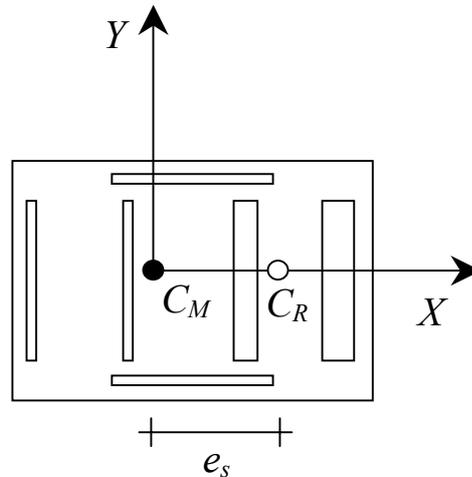
$$K_{12} = \frac{K_{y\theta}}{r_m} = \frac{K_{y\theta}}{K_y} \frac{K_y}{r_m} = \frac{\sum k_{yi} x_i}{\sum k_{yi}} \frac{K_y}{r_m} = e_s \frac{K_y}{r_m}$$

La quantità indicata con e_s fornisce la posizione del *centro di rigidezza* C_R rispetto al *centro di massa* C_M e viene di regola denominata *eccentricità strutturale*.



Quando la quantità e_s è diversa da zero, cioè il centro di rigidezza C_R non coincide con quello di massa C_M lo schema viene definito *sistema planimetricamente irregolare*.

RAGGIO D'INERZIA DELLE RIGIDEZZE



Poiché la rigidezza degli elementi è rappresentata da quantità scalari è possibile valutare il **raggio d'inerzia delle rigidezze** rispetto al centro di rigidezza della struttura mediante il seguente rapporto:

$$r_k = \frac{\sum (k_{yi} x_{Ri}^2 + k_{xi} y_{Ri}^2)}{\sum k_{yi}}$$

Si osserva che tale quantità coincide con il rapporto tra la rigidezza torsionale del sistema $K_{\theta R}$, valutata rispetto al centro di rigidezza C_R , e la rigidezza traslazionale del sistema K_y in direzione Y .

Ricordando che $K_{\theta} = K_{\theta R} + e_s^2 K_y$
 si ottiene $K_{\theta} = (r_k^2 + e_s^2) K_y$

VETTORE DELLE FORZE

Il vettore delle forze si ottiene moltiplicando il vettore pseudo-statico \mathbf{r} per la matrice delle masse e per l'accelerazione al suolo:

$$\mathbf{r} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \mathbf{P} = -\mathbf{r} \mathbf{M} \ddot{u}_g = - \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m \end{bmatrix} \ddot{u}_g = - \begin{bmatrix} m \\ 0 \end{bmatrix} \ddot{u}_g$$

EQUAZIONI DEL MOTO DEL SISTEMA MONOPIANO

SISTEMA ASIMMETRICO

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_y \\ r_m \ddot{u}_\theta \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_y & e_s \frac{K_y}{r_m} \\ e_s \frac{K_y}{r_m} & \left(\frac{r_k^2}{r_m^2} - \frac{e_s^2}{r_m^2} \right) K_y \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_y \\ r_m u_\theta \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m \\ 0 \end{bmatrix} \ddot{u}_g$$

Le equazioni del moto sono accoppiate, dunque, se la struttura è soggetta ad un sisma che agisce lungo la direzione Y , l'impalcato subirà sia moti traslazionali sia rotazionali.

SISTEMA BILANCIATO ($e_s = 0$)

$$\begin{cases} m \ddot{u}_y + K_y u_y = -m \ddot{u}_g \\ m r_m \ddot{u}_\theta + \frac{r_k^2}{r_m^2} K_y u_\theta = 0 \end{cases}$$

Le equazioni del moto sono adesso disaccoppiate, dunque se la struttura è soggetta ad un sisma che agisce lungo la direzione Y l'impalcato subirà esclusivamente moti traslazionali in quella direzione.

APPLICAZIONE NUMERICA DESCRIZIONE DEI SISTEMI

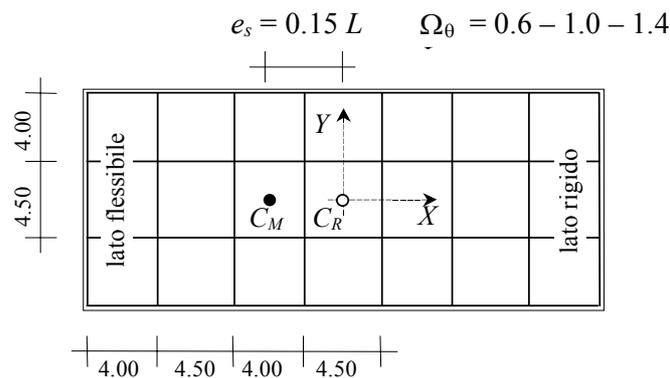
È stato esaminato il comportamento sismico di tre sistemi monopiano asimmetrici che differiscono tra loro solo per il valore del rapporto r_k/r_m che caratterizza li caratterizza e che assume i valori **0.6, 1.0, 1.4**.

Ciascun sistema è costituito da un impalcato, rigido nel proprio piano dotato di massa pari a 187 t, sostenuto da 12 telai.

I 12 sono disposti simmetricamente rispetto al centro geometrico dell'impalcato, pertanto il centro di rigidezza C_R risulta coincidente con il centro geometrico C_G .

Il centro di massa C_M è situato a sinistra del centro di rigidezza C_R ad una distanza $e_s = 0.15 L$, pertanto il sistema è torsionalmente accoppiato nonostante la simmetria della struttura.

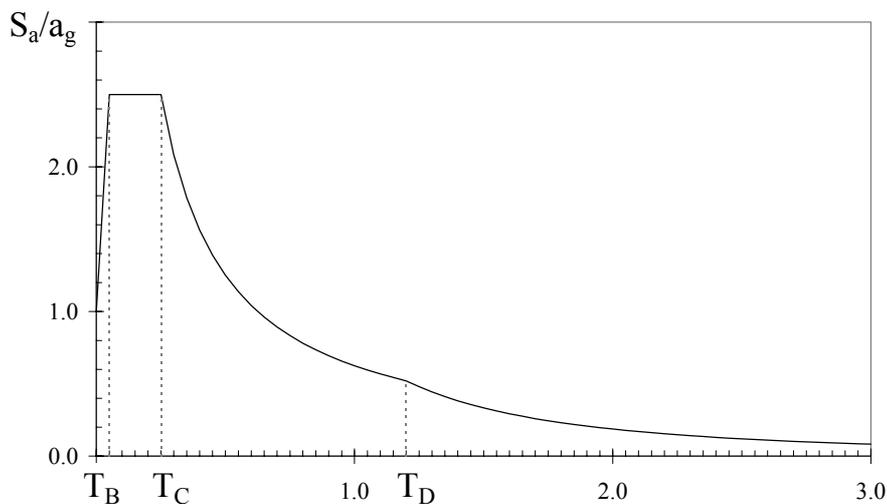
Per ciascuno schema, i periodi fondamentali T_x e T_y dei corrispondenti sistemi bilanciati, ottenuti spostando il centro di massa nei centri di rigidezza, sono entrambi uguali ad 1.0 s.



APPLICAZIONE NUMERICA ANALISI ESEGUITE

È stata determinata la massima risposta sismica dei tre sistemi asimmetrici e dei corrispondenti schemi bilanciati, ottenuti spostando il centro di massa C_M fino a farli coincidere con il centro di rigidezza C_R , mediante l'analisi modale.

Le azioni sismiche sono state valutate mediante lo spettro di risposta elastico dell'Eurocodice 8 per suolo di tipo A, con fattore di smorzamento $\xi = 5\%$ ed accelerazione di picco $a_g = 0.35\text{ g}$.



La sovrapposizione dei modi di vibrazione è stata effettuata con il criterio della combinazione quadratica completa (CQC).

La risposta massima del generico sistema asimmetrico è stata normalizzata rispetto a quella del corrispondente sistema bilanciato.

APPLICAZIONE DELL'ANALISI STATICA CONCETTI

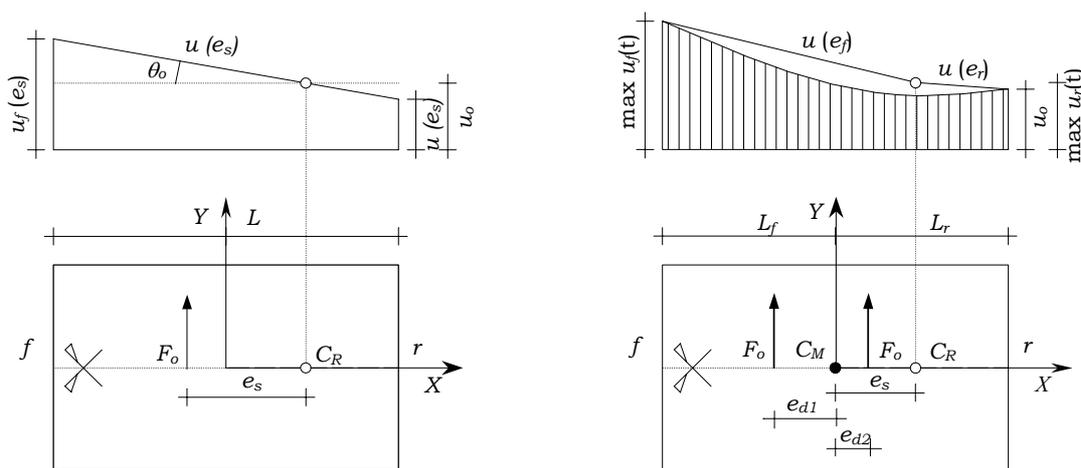
Benché l'analisi modale possa essere attualmente eseguita senza rilevanti difficoltà anche per strutture spaziali, quasi tutte le normative antisismiche consentono ancora l'uso dell'analisi statica nella progettazione di edifici planimetricamente irregolari.

Il diagramma dei massimi spostamenti d'impalcato determinato con analisi modale è curvilineo, soprattutto per sistemi torsio-flessibili, e quindi non potrà essere mai colto con un'analisi statica che fornisce un diagramma lineare.

Ciononostante i limiti dell'analisi statica appena evidenziati possono essere superati se la risposta del sistema viene valutata come involuppo di due analisi statiche.

Ciascuna delle due analisi va eseguita applicando la forza sismica F_o in un punto che è spostato, a destra o a sinistra del centro di massa C_M , di una quantità rispettivamente pari a e_{d1} o e_{d2} .

Il corretto valore delle due eccentricità di progetto e_{d1} ed e_{d2} si valuta imponendo l'eguaglianza tra lo spostamento, rispettivamente del lato sinistro e destro dell'impalcato, determinato mediante analisi statica con quello determinato mediante analisi modale.



APPLICAZIONE DELL'ANALISI STATICA PRESCRIZIONI DI NORMATIVA

I codici antisismici, basandosi sostanzialmente sugli studi elastici di sistemi mono-piano, consentono la valutazione approssimata della risposta alle azioni sismiche di sistemi irregolari in pianta utilizzando l'analisi statica.

Tale risposta deve essere determinata come l'involuppo dei risultati di due analisi statiche dove le forze orizzontali equivalenti al sisma vanno applicate con due eccentricità di progetto rispetto al centro elastico C_R denominate e_{max} ed e_{min} :

$$e_{max} = \alpha \cdot e_s + \beta \cdot L$$

$$e_{min} = \delta \cdot e_s - \beta \cdot L$$

Il termine $\beta \cdot L$, denominato eccentricità accidentale, è stato introdotto per tenere conto delle incertezze sulla distribuzione dei carichi variabili e dei carichi permanenti, nonché delle differenze che vi possono essere tra i valori reali e quelli assunti per la rigidezza e la resistenza degli elementi strutturali. Assume il valore **0.05 L** o **0.10 L** a seconda della normativa considerata.

Il coefficiente α viene introdotto per tener conto dell'amplificazione dinamica della risposta torsionale. Il suo valore, che dipende dalla normativa considerata, è sempre non minore di 1.0.

Il coefficiente δ viene introdotto per prevedere i maggiori spostamenti che si registrano al lato rigido rispetto a quelli causati dall'applicazione della forza sismica in C_M . Il suo valore, che dipende dalla normativa considerata, è sempre non maggiore di 1.0.

Nonostante il principio che ha ispirato i vari codici sia corretto, forse la volontà di fornire ai progettisti poche e semplici relazioni ha portato a formulare eccentricità di progetto che non sempre risultano adeguate.

APPLICAZIONE DELL'ANALISI STATICA PROCEDURA PROPOSTA DA GHERSI ET AL.

Parametri di ingresso (adimensionalizzati dividendo per la lunghezza L dell'impalcato)

α distanza del lato destro dell'impalcato dal baricentro delle masse C_M	R_k raggio di inerzia delle rigidezze rispetto a C_R
E_s eccentricità delle rigidezze, cioè distanza tra C_R e C_M	R_m raggio di inerzia delle masse rispetto a C_M

Analisi modale

1. valutazione delle frequenze

$$\omega_y = \sqrt{\frac{K_y}{m}}$$

$$\Omega_j = \frac{R_m^2 + R_k^2 + E_s^2 \mp \sqrt{(R_m^2 + R_k^2 + E_s^2)^2 - 4 R_m^2 R_k^2}}{2 R_m^2}$$

2. valutazione dell'accelerazione spettrale

3. valutazione del contributo di ciascun modo

$$V_j = S_{a,j} \frac{E_s}{\Omega_j^2 [E_s^2 + R_m^2 (\Omega_j^2 - 1)^2]} E_s$$

$$\theta_j = S_{a,j} \frac{E_s}{\Omega_j^2 [E_s^2 + R_m^2 (\Omega_j^2 - 1)^2]} (\Omega_j^2 - 1)$$

4. valutazione degli spostamenti agli estremi

$$V_{r,j} = V_j + \alpha \theta_j$$

$$V_{l,j} = V_j + (\alpha - 1) \theta_j$$

5. sovrapposizione modale CQC

$$r_{1,2} = \frac{\Omega_2}{\Omega_1}$$

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{8 \zeta^2 (1 + r_{1,2}) r_{1,2}^{3/2}}{(1 - r_{1,2}^2)^2 + 4 \zeta^2 r_{1,2} (1 + r_{1,2})^2}$$

$$V_p = \sqrt{V_{p,1}^2 + V_{p,2}^2 + 2 \varepsilon_{1,2} V_{p,1} V_{p,2}} \quad p = r, l$$

Analisi statica

6. valutazione dell'accelerazione spettrale corrispondente alla frequenza laterale disaccoppiata

7. valutazione degli spostamenti agli estremi provocati da una forza F e da un momento M unitari

$$V_{r,F} = 1 + \frac{E_s^2}{R_k^2} - \alpha \frac{E_s}{R_k^2}$$

$$V_{l,F} = 1 + \frac{E_s^2}{R_k^2} - (\alpha - 1) \frac{E_s}{R_k^2}$$

$$V_{r,M} = -\frac{E_s}{R_k^2} + \alpha \frac{1}{R_k^2}$$

$$V_{l,M} = -\frac{E_s}{R_k^2} + (\alpha - 1) \frac{1}{R_k^2}$$

8. valutazione delle eccentricità necessarie per ottenere con l'analisi statica gli stessi spostamenti dell'analisi modale

$$\Delta E_l = \frac{V_l / S_{a,y} - V_{l,F}}{V_{l,M}}$$

$$\Delta E_r = \frac{V_r / S_{a,y} - V_{r,F}}{V_{r,M}}$$

SISTEMI MULTIPIANO REGOLARMENTE ASIMMETRICI

Un *edificio è regolarmente asimmetrico* se soddisfa le seguenti condizioni:

1. la posizione dei centri di massa ed i raggi d'inerzia delle masse devono essere uguali a tutti i piani;
2. i suoi elementi resistenti devono essere disposti in maniera tale che i loro assi principali individuino una griglia ortogonale;
3. le matrici di rigidezza di tutti gli elementi resistenti secondo ciascuna delle due predette direzioni devono essere tra loro proporzionali; dunque per l'*i*-esimo elemento si verifica che:

$$\mathbf{k}_{xi} = C_{xi} \mathbf{k}$$

$$\mathbf{k}_{yi} = C_{yi} \mathbf{k}$$

dove \mathbf{k} è una matrice di riferimento.

PROPRIETÀ DEI SISTEMI MULTIPIANO REGOLARMENTE ASIMMETRICI

In edificio regolarmente asimmetrico:

1. I centri di rigidezza sono allineati lungo un'asse verticale.
2. Poiché per ipotesi anche i centri di massa sono allineati lungo un asse verticale si può concludere che un edificio regolarmente asimmetrico è caratterizzato dalla stessa eccentricità strutturale e_s a tutti i piani, definita come la distanza tra centro di massa e centro di rigidezza.
3. Il raggio d'inerzia delle rigidezze assume lo stesso valore a tutti i piani.
4. Poiché per ipotesi il raggio d'inerzia delle masse è costante lungo l'altezza, il rapporto tra raggio d'inerzia delle masse e delle rigidezze assume lo stesso valore a tutti i piani
5. Ad ogni sistema regolarmente asimmetrico sono associati due sistemi più semplici:
 - a. un corrispondente sistema multipiano bilanciato che si ottiene spostando i centri di massa in corrispondenza dei centri di rigidezza.
 - b. Un corrispondente sistema monopiano accoppiato caratterizzato dagli stessi valori di e_s ed r_k / r_m .
6. La risposta sismica del sistema multipiano accoppiato può essere ottenuta componendo quella dei sistemi innanzi definiti.

APPLICAZIONE NUMERICA DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

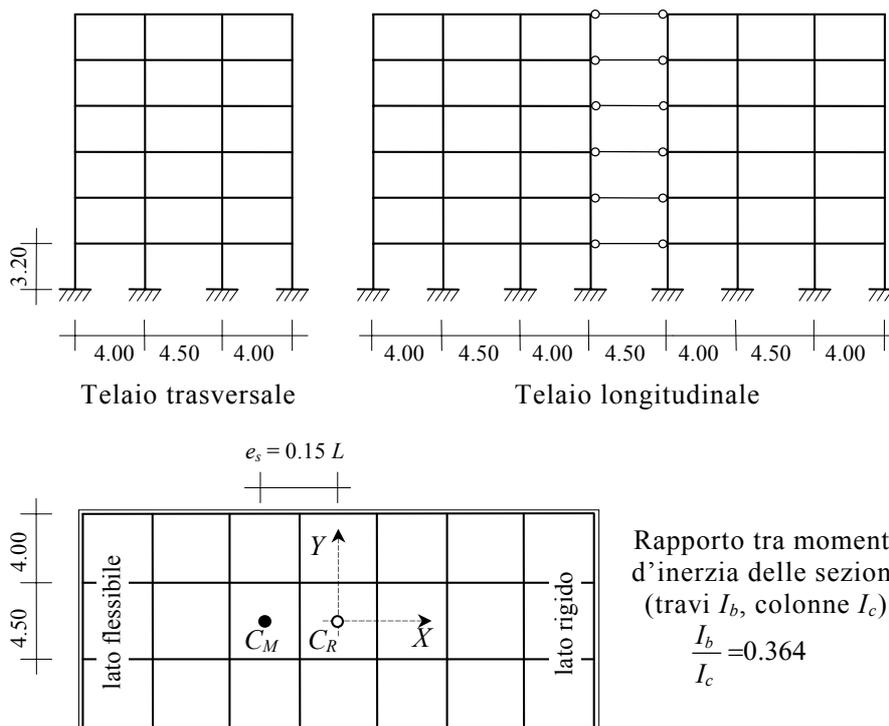
L'edificio è costituito da sei impalcati, rigidi nel proprio piano e dotati di massa pari a 187 t, sostenuti da 12 telai.

I 12 telai possiedono matrici di rigidezza tra loro proporzionali e sono simmetricamente disposti rispetto al centro geometrico dell'impalcato, pertanto i centri di rigidezza C_R risultano allineati su un asse verticale passante per C_G .

I centri di massa sono allineati lungo un'asse verticale che dista $e_s = 0.15 L$ dall'asse dei centri di rigidezza.

Il rapporto r_k/r_m è uguale ad 1.0 a tutti i piani.

I periodi fondamentali T_x e T_y del sistema bilanciato sono entrambi uguali ad 1.0 s.

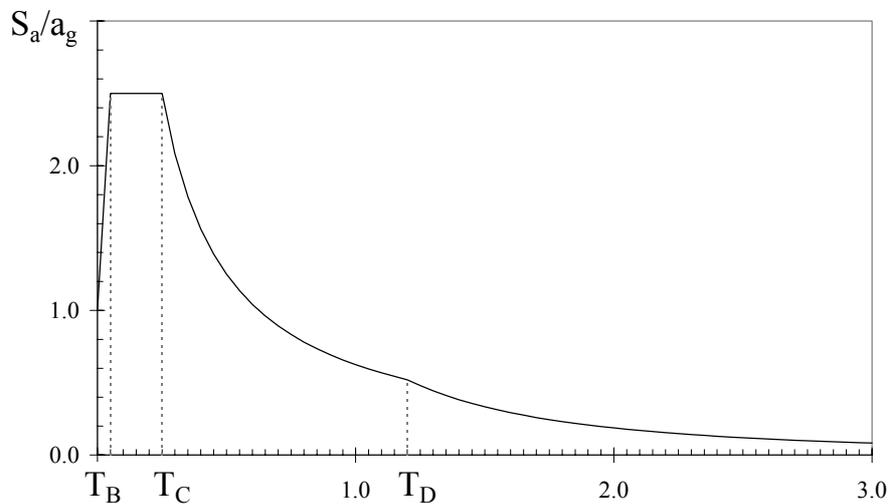


APPLICAZIONE NUMERICA ANALISI ESEGUITE

È stato determinato il corrispondente sistema bilanciato spostando i centri di massa nei centri di rigidità.

È stata determinata la massima risposta sismica sia del sistema asimmetrico che di quello bilanciato mediante l'analisi modale.

Le azioni sismiche sono state valutate mediante lo spettro di risposta elastico dell'Eurocodice 8 per suolo di tipo A, con fattore di smorzamento $\xi = 5\%$ ed accelerazione di picco $a_g = 0.35\text{ g}$.



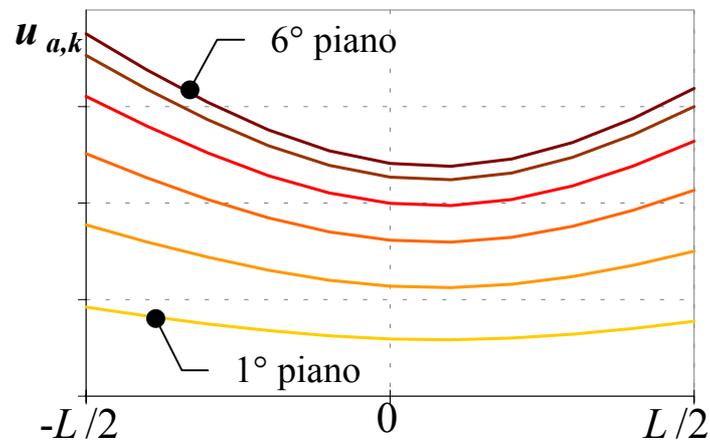
La sovrapposizione dei modi di vibrazione è stata effettuata:

- con il criterio della radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS) nel caso del sistema bilanciato ;
- con il criterio della combinazione quadratica completa (CQC) nel caso del sistema asimmetrico.

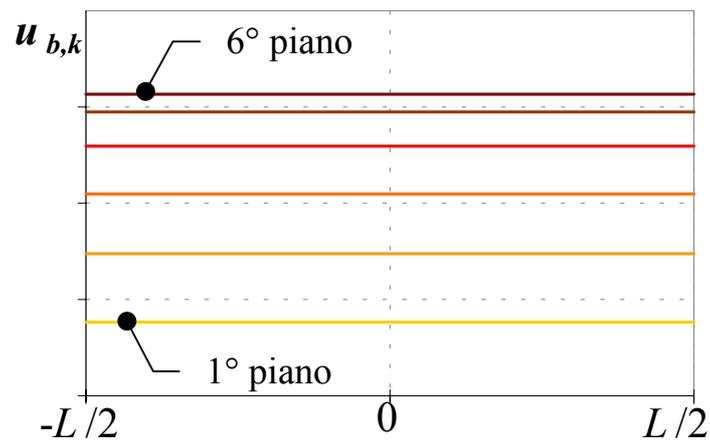
La risposta massima del sistema asimmetrico è stata normalizzata rispetto a quella del sistema bilanciato.

ANALISI MODALE – SPOSTAMENTI DELL'IMPALCATO

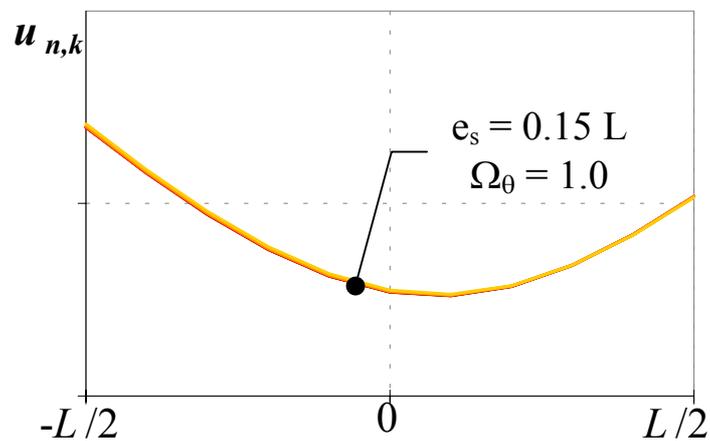
Spostamenti massimi assoluti del sistema asimmetrico



Spostamenti massimi assoluti del sistema bilanciato

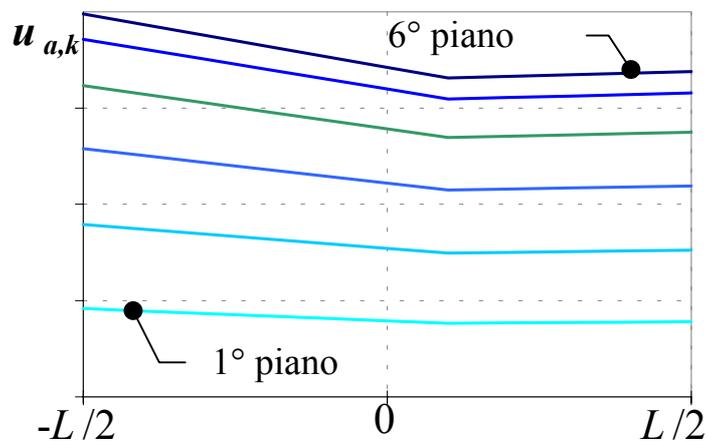


Spostamenti assoluti normalizzati

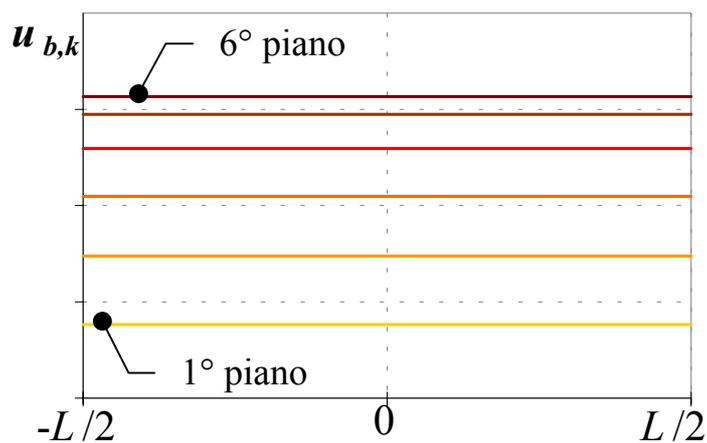


ANALISI STATICA – SPOSTAMENTI DELL'IMPALCATO

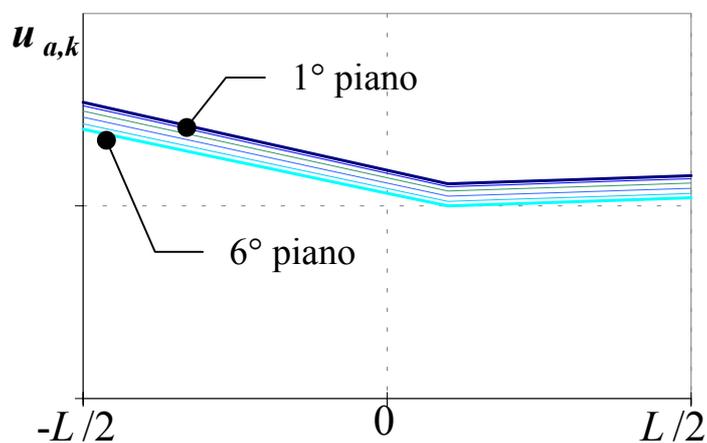
Spostamenti assoluti del sistema asimmetrico – analisi statica



Spostamenti massimi assoluti del sistema bilanciato – analisi modale



Spostamenti assoluti normalizzati

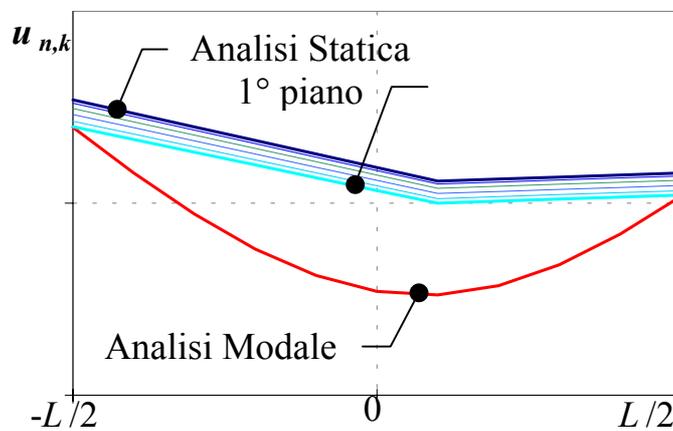


CONFRONTO ANALISI MODALE – ANALISI STATICA

Ci sono solo piccole differenze tra gli spostamenti normalizzati delle due estremità dell'impalcato determinati mediante analisi statica corretta, cioè eseguita con le due eccentricità di progetto e_{d1} ed e_{d2} , e quelli valutati mediante analisi modale

L'analisi statica è:

- moderatamente conservativa ai piani alti;
- meno conservativa ai piani bassi dove fornisce valori di spostamento sostanzialmente identici a quelli determinati mediante analisi modale.



CRITERI PER LA REGOLARITÀ STRUTTURALE

In funzione della regolarità di un edificio saranno richieste scelte diverse in relazione al metodo di analisi e ad altri parametri di progetto.

Si definisce regolare un edificio che rispetta sia i *criteri di regolarità in pianta* sia i *criteri di regolarità in altezza*.

Criteri di regolarità in pianta

- La pianta dell'edificio è compatta e presenta due assi ortogonali di simmetria sia in termini di rigidezza sia in termini di massa.
- Il rapporto tra i due lati dell'edificio sia non superiore a 4.
- Eventuali rientri o sporgenze non superano il 25% della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro o della sporgenza.
- La rigidezza in degli impalcati è sufficientemente elevata, rispetto a quella degli elementi resistenti verticali, così che la deformazione degli impalcati ha effetti modesti sulla ripartizione delle azioni sismiche

Criteri di regolarità in altezza

- Tutti gli elementi resistenti verticali dell'edificio si estendono per tutta l'altezza dell'edificio.
- Massa e rigidezza rimangono costanti o si riducono gradualmente (le variazioni tra un piano ed un altro non superano il 20%).
- Il rapporto tra la resistenza richiesta e quella effettiva non è significativamente diverso piano per piano (rapporti compresi tra 0.85 e 1.15).
- Eventuali restringimenti dell'edificio avvengono gradualmente.

MODELLAZIONE STRUTTURALE

Il modello strutturale, che può essere piano o spaziale, deve rappresentare in modo adeguato la distribuzione di massa e di rigidità, considerando ove necessario il contributo degli elementi strutturali.

In generale il modello della struttura sarà costituito da elementi resistenti piani a telaio o a parete connessi da diaframmi orizzontali.

Per strutture che soddisfano i criteri di regolarità in pianta l'analisi può essere effettuata usando due modelli piani, uno per ciascuna direzione.

Allo scopo di coprire incertezze nella posizione dei centri di massa e nella variazione spaziale dell'eccitazione sismica, il centro di massa di ciascun piano dovrebbe essere spostato in ciascuna direzione dalla sua posizione nominale di un'eccentricità accidentale pari al 5% della dimensione dell'impalcato in direzione perpendicolare a quella del sisma.

Se le rigidità laterali e la massa sono distribuite simmetricamente in pianta e l'eccentricità accidentale non è considerata per mezzo di un metodo più esatto, gli effetti torsionali possono essere valutati moltiplicando sollecitazioni e spostamenti di ciascun elemento resistente con un fattore δ :

$$\delta = 1 + 0.6 \frac{x}{L_e}$$

dove:

x distanza dell'elemento considerato dal centro della pianta della struttura, misurato perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata,

L_e distanza tra i due elementi di estremità resistenti alle azioni orizzontali.

APPLICAZIONE NUMERICA

COMPORTAMENTO INELASTICO DI SISTEMI MONOPIANO

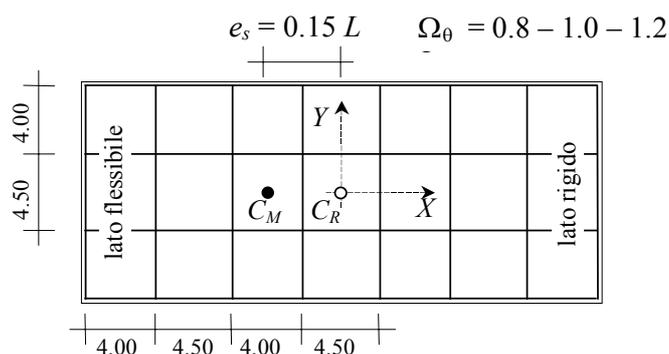
Descrizione dei sistemi

Le analisi riguardano tre sistemi monopiano asimmetrici che differiscono tra loro solo per il valore del rapporto r_k/r_m che li caratterizza e che assume i valori **0.8, 1.0, 1.2**.

Ciascun sistema è costituito da un impalcato, rigido nel proprio piano dotato di massa pari a 187 t, sostenuto da 12 telai disposti simmetricamente rispetto al centro geometrico dell'impalcato.

Il centro di massa C_M è situato a sinistra del centro di rigidità C_R ad una distanza $e_s = 0.15 L$.

Per ciascuno schema, i periodi fondamentali T_x e T_y dei corrispondenti sistemi bilanciati sono entrambi uguali ad 1.0 s.



Dimensionamento

Il progetto di ciascun sistema è stato effettuato tre volte utilizzando le azioni sismiche dedotte dallo spettro dell'EC8, suolo di tipo A, $a_g=0.35 g$, fattore di struttura $q=5$, mediante:

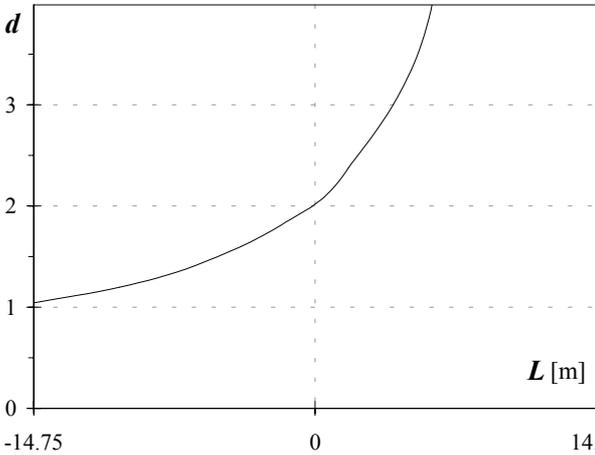
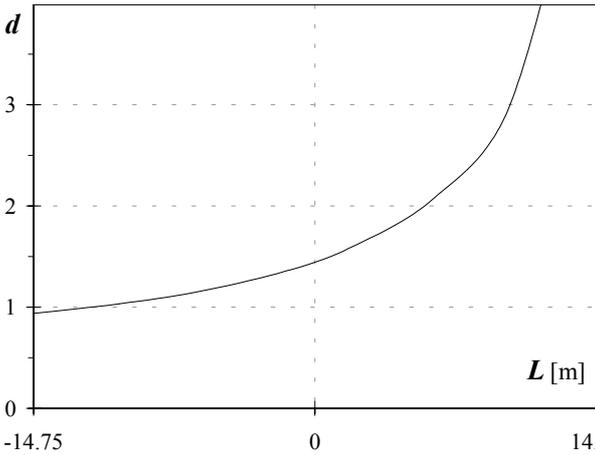
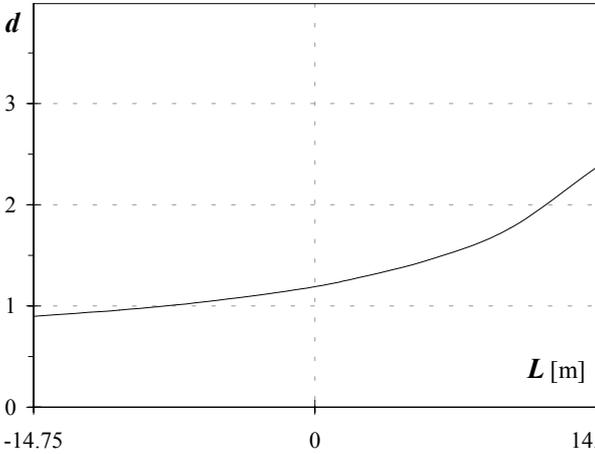
- analisi statica (forza applicata nel centro di massa C_M dell'impalcato);
- analisi modale (centro di massa C_M nella posizione nominale);
- analisi modale + traslazionale (involuppo di due condizioni di carico corrispondenti al centro di massa C_M nella posizione nominale e spostato nel centro di rigidità C_R del sistema).

Analisi svolte

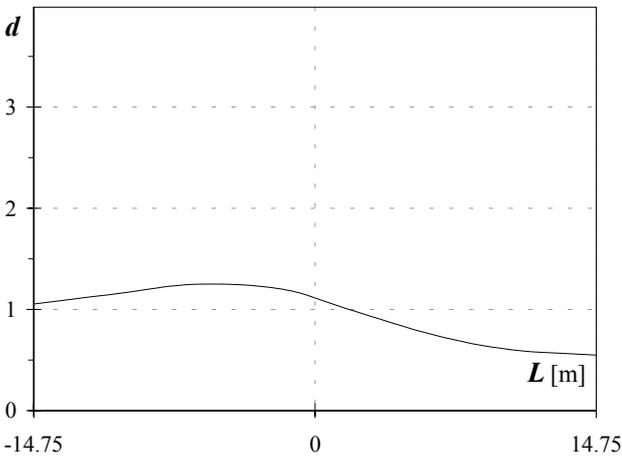
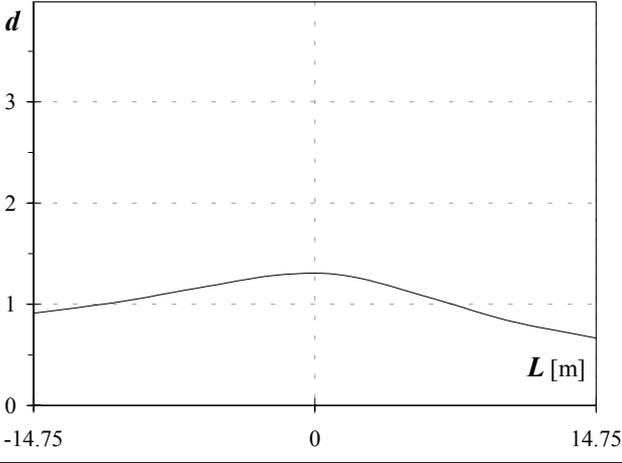
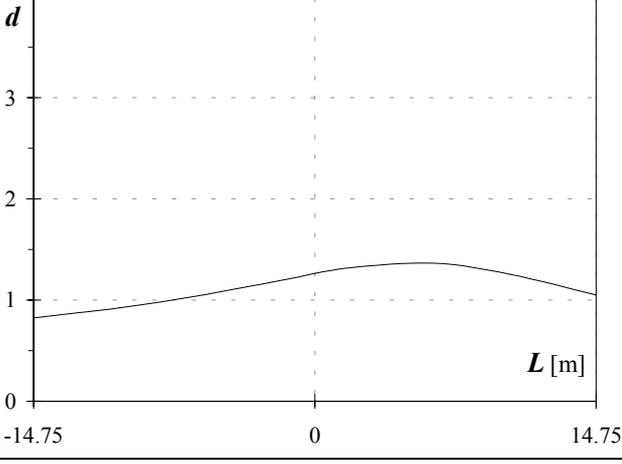
Valutazione della risposta inelastica dei sistemi a 30 terremoti artificiali.

Valutazione della media dei valori della massima richiesta di duttilità, normalizzata rispetto a quella del corrispondente sistema bilanciato.

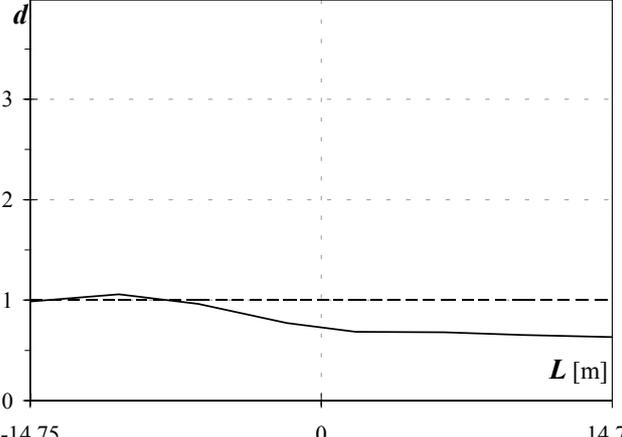
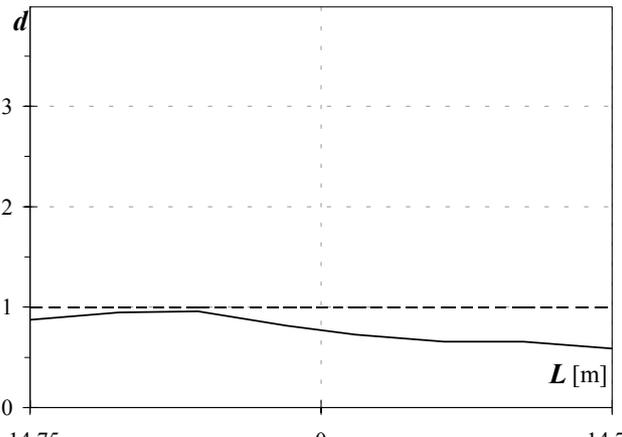
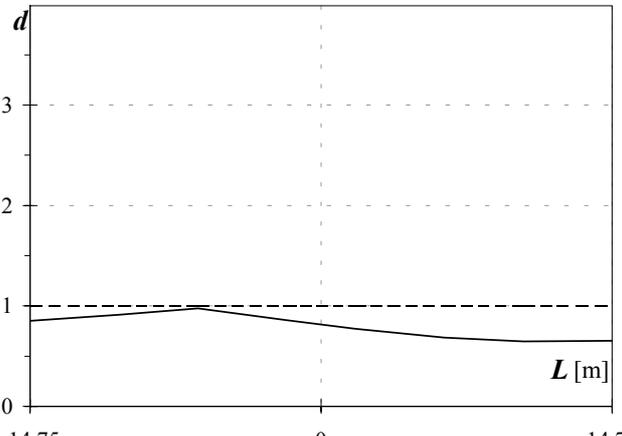
RICHIESTA DI DUTTILITÀ NORMALIZZATA PROGETTO MEDIANTE ANALISI STATICA

Caratteristiche del sistema	Spostamenti
<p>Sistema torsio-flessibile a grande eccentricità</p> <p>$e_s = 0.15 L$</p> <p>$\frac{r_k}{r_m} = 0.8$</p>	
<p>Sistema con $r_k/r_m = 1$ a grande eccentricità</p> <p>$e_s = 0.15 L$</p> <p>$\frac{r_k}{r_m} = 1.0$</p>	
<p>Sistema torsio-rigido a grande eccentricità</p> <p>$e_s = 0.15 L$</p> <p>$\frac{r_k}{r_m} = 1.2$</p>	

RICHIESTA DI DUTTILITÀ NORMALIZZATA PROGETTO MEDIANTE ANALISI MODALE

Caratteristiche del sistema	Spostamenti
<p style="text-align: center;">Sistema torsio-flessibile a grande eccentricità</p> $e_s = 0.15 L$ $\frac{r_k}{r_m} = 0.8$	
<p style="text-align: center;">Sistema con $r_k/r_m = 1$ a grande eccentricità</p> $e_s = 0.15 L$ $\frac{r_k}{r_m} = 1.0$	
<p style="text-align: center;">Sistema torsio-rigido a grande eccentricità</p> $e_s = 0.15 L$ $\frac{r_k}{r_m} = 1.2$	

**RICHIESTA DI DUTTILITÀ NORMALIZZATA
 PROGETTO MEDIANTE ANALISI MODALE
 + TRASLAZIONALE**

Caratteristiche del sistema	Spostamenti
<p>Sistema torsio-flessibile a grande eccentricità</p> <p>$e_s = 0.15 L$</p> <p>$\frac{r_k}{r_m} = 0.8$</p>	
<p>Sistema con $r_k/r_m = 1$ a grande eccentricità</p> <p>$e_s = 0.15 L$</p> <p>$\frac{r_k}{r_m} = 1.0$</p>	
<p>Sistema torsio-rigido a grande eccentricità</p> <p>$e_s = 0.15 L$</p> <p>$\frac{r_k}{r_m} = 1.2$</p>	

PERFORMANCE BASED DESIGN

La progettazione degli edifici in zona sismica deve garantire il raggiungimento di livelli prestazionali diversi in occorrenza di eventi sismici di intensità diversa.

CONCETTI BASE

<i>Livelli di intensità sismica</i>	Earthquake Design Levels
<i>Livelli prestazionali</i>	Earthquake Performance Levels
<i>Obiettivi prestazionali</i>	Design Performance Objectives

EARTHQUAKE DESIGN LEVELS

I livelli di intensità sismica sono caratterizzati dal “tempo di ritorno” e dalla “probabilità di essere maggiorati”.

Livelli di intensità sismica definiti dal Vision 2000

Earthquake Design Levels	Periodo di ritorno	Probabilità di essere maggiorati
Frequent	43 anni	50% in 30 anni
Occasional	72 anni	50% in 50 anni
Rare	475 anni	10% in 50 anni
Very rare	970 anni	10% in 100 anni

EARTHQUAKE PERFORMANCE LEVELS

Near collapse

Stato d'incipiente collasso. La capacità dell'edificio di portare azioni orizzontali e verticali è compromessa. L'uso dell'edificio dopo l'evento sismico comporterebbe un sensibile livello di rischio.

Life safe

Significativi danni agli elementi strutturali e non strutturali. Esiste ancora un consistente margine nei confronti del collasso. La funzionalità dell'edificio è compromessa.

Operational

Danni modesti agli elementi non strutturali e quasi nulli a quelli strutturali. L'utilizzo dell'opera dopo il sisma dovrebbe essere consentito, anche se alcune funzionalità potrebbero risultare compromesse.

Fully operational

Danni estremamente modesti agli elementi non strutturali, tali da non compromettere in alcun modo la funzionalità dell'edificio.

DESIGN PERFORMANCE OBJECTIVES

Gli obiettivi prestazionali definiscono l'associazione tra livelli di intensità sismica e livelli prestazionali.

	Fully operational	Operational	Life Safe	Near Collapse
Frequent (43 anni)			Unacceptable Performances	
Occasional (72 anni)				
Rare (475 anni)		Essential Objectives		
Very rare (970 anni)				

Safety Critical Objectives

APPROCCI PER LA VERIFICA

approccio force based
approccio displacement based

DISPLACEMENT BASED APPROACH

Cosa richiede ed in cosa consiste?

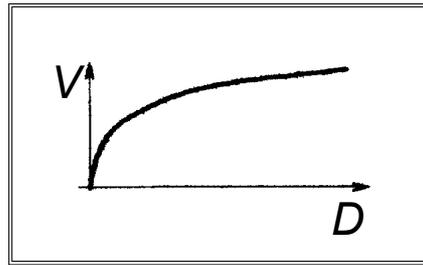
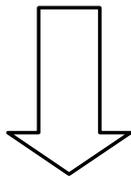
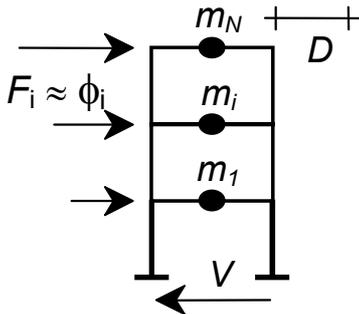
- valutazione della “capacità di spostamento della struttura” (massimo spostamento sopportabile)
- valutazione della “domanda sismica di spostamento” (massimo spostamento imposto alla struttura dal sisma)
- valutazione delle prestazioni sismiche della struttura mediante il confronto tra la domanda di spostamento e la capacità della struttura

Metodi di letteratura	Spostamento disponibile	Spostamento richiesto
Metodo dello spettro di capacità (Freeman)	Analisi push-over	Spettri elastici smorzati
Metodo N2 (Fajfar)	Analisi push-over	Spettri inelastici

METODO N2 - DETERMINAZIONE DEL SISTEMA SDOF

Curva di prestazione V-D
 determinata attraverso analisi
 push-over con forze F_i
 proporzionali al 1° modo di
 vibrazione ϕ_i

Sistema reale MDOF

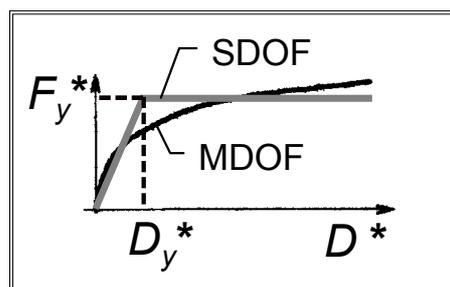
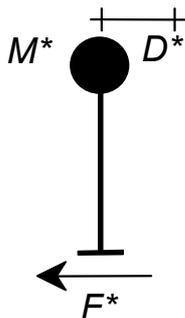


$$F^* = V / \Gamma$$

$$D^* = D / \Gamma$$

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2}$$

Sistema equivalente SDOF



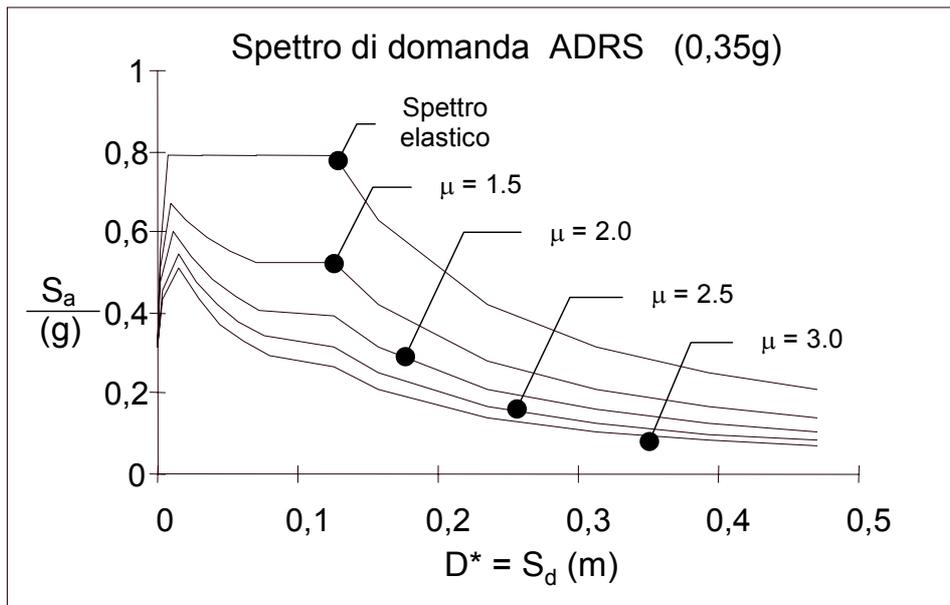
$$m^* = \sum_{i=1}^N m_i \phi_i$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}}$$

METODO N2

SPETTRO DI DOMANDA SISMICA

Spettro elastico EC8 ($\xi = 0.05$) \Rightarrow Riduzione mediante $R_\mu(T)$ (Vidic et al.) \Rightarrow Spettro inelastico a duttilità costante



CONFRONTO TRA LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E LA CAPACITÀ DELLA STRUTTURA

Spettro di domanda
 Spettro di capacità ($S_{ay} = F_y^* / m^* \times 9.81$)

