

Corso di aggiornamento

Corso di aggiornamento sul calcolo
agli stati limite e sulle nuove
normative tecniche

Catania, 22 febbraio - 29 marzo 2007

Coordinatore scientifico: Aurelio Ghersi

Catania, 22 febbraio - 29 marzo 2007

Corso di aggiornamento sul calcolo agli stati limite e
sulle nuove normative tecniche

Edifici antisismici con struttura in cemento armato

Catania, 1 marzo 2007

Edoardo M. Marino

Tipologie strutturali

1. Strutture a pareti (strutture miste telaio-pareti)
 - Le pareti portano prevalentemente le azioni orizzontali;
 - I telai portano prevalentemente i carichi verticali;
 - Le plasticizzazioni si formano in pochi elementi; dunque non sono molto duttili;
 - Richiedono una struttura di fondazione ed impalcati molto rigidi e resistenti;
 - A causa dei condizionamenti architettonici si possono determinare configurazioni planimetriche sfavorevoli.

Tipologie strutturali

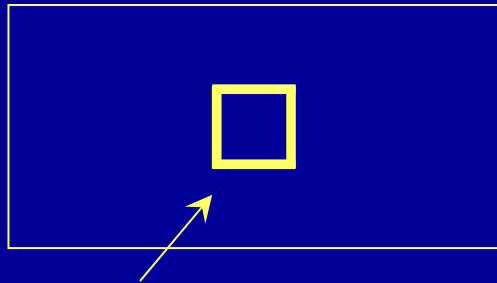
2. Strutture a telaio

- Sia le azioni orizzontali che i carichi verticali sono sopportati da un telaio spaziale;
- Le plasticizzazioni si distribuiscono su un numero elevato di elementi, dunque sono molto duttili;
- Non sono necessari una struttura di fondazione ed impalcati molto rigidi e resistenti;
- Consentono una maggiore flessibilità nella disposizione in pianta e, dunque, si può ottenere più facilmente una configurazione in pianta favorevole.

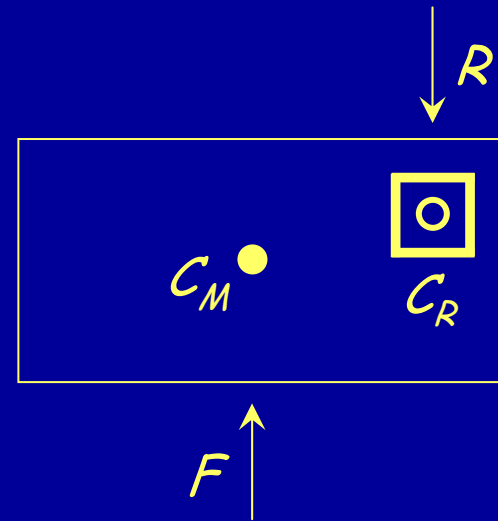
Tipologie strutturali

3. Strutture a nucleo

Sono le strutture deformabili torsionalmente;



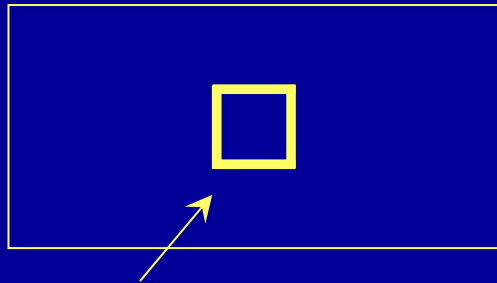
Elementi che portano le azioni sismiche



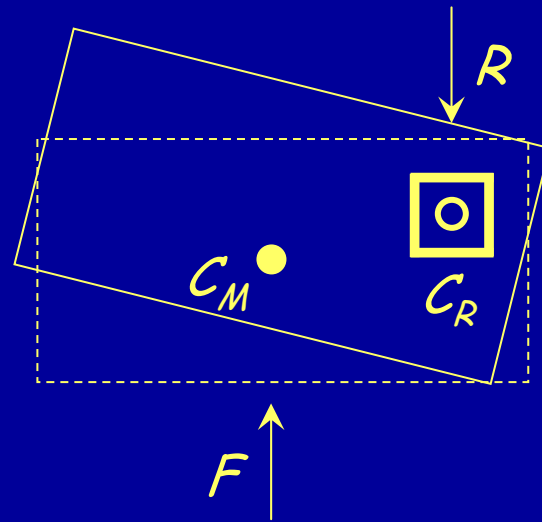
Tipologie strutturali

3. Strutture a nucleo

Sono le strutture deformabili torsionalmente;



Elementi che portano le azioni sismiche



Sviluppano forti rotazioni a causa delle azioni sismiche, che possono essere causa di un cattivo comportamento sismico.

Processo progettuale

1. Concezione generale della struttura, nel rispetto di principi base di buona progettazione
2. Impostazione della carpenteria dell'edificio
3. Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima della struttura
4. Analisi strutturale dettagliata e verifica del comportamento della struttura
5. Definizione delle armature ed elaborati grafici

Principi base della progettazione strutturale

Semplicità strutturale

Uniformità Simmetria Iperstaticità

Resistenza e rigidezza bi-direzionale

Resistenza e rigidezza torsionale

Resistenza e rigidezza dell'impalcato

Adeguate fondazione

Principi base della progettazione strutturale

Regolarità

Condiziona:

- La qualità del comportamento strutturale
- Il costo necessario per rendere la struttura idonea a sopportare le azioni e ad essere adatta all'uso per il quale è prevista
- La capacità di prevedere il comportamento della struttura

Si veda l'articolo "La regolarità strutturale nella progettazione di edifici in zona sismica"

Definizione dello schema geometrico
(modellazione della struttura)

Modellazione della struttura

“Il modello della struttura dovrà rappresentare in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidezza effettiva considerando, laddove necessario, il contributo degli elementi non strutturali e l'interazione terreno-struttura”

Trascurare gli elementi non strutturali?

Oppure, se li si considera, come schematizzarli?

Usare un modello complessivo per struttura, fondazione e terreno, oppure modelli separati?

Elementi non strutturali (tramezzi, tamponature)

Effetto locale su travi e pilastri:

- variazione dello sforzo normale nei pilastri (dovuto alla componente verticale della forza nel pannello murario)
- variazione di taglio e momento 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 di taglio e momento agli estremi delle travi

Elementi non strutturali (tramezzi, tamponature)

Effetti globali:

- comportamento dinamico: l'irrigidimento dovuto alla presenza delle tamponature riduce il periodo proprio della struttura; ciò può comportare un incremento dell'azione sismica
- comportamento inelastico: la rottura delle tamponature è fragile; quando essa avviene, l'aliquota di azione sismica da loro portata si scarica istantaneamente sulla struttura

Elementi non strutturali (tramezzi, tamponature)

Effetti dovuti alla loro distribuzione:

- una distribuzione irregolare in pianta può provocare rotazione degli impalcati e quindi incrementi anche notevoli di sollecitazione sugli elementi più eccentrici
attenzione in particolare agli edifici con struttura simmetrica o bilanciata (baricentro delle masse coincidente con quello delle rigidezze) e tamponature dissimetriche
- una distribuzione irregolare lungo l'altezza può portare a concentrazione di sollecitazione ad un piano ("piano soffice"), con riduzione della duttilità globale

Elementi non strutturali (tramezzi, tamponature)

Tenerne conto è importante quando:

- Sono pochi e molto robusti
(rischio di forti sollecitazioni negli elementi strutturali adiacenti)
- Sono disposti in pianta in maniera molto irregolare
(rischio di rotazione dell'impalcato e quindi di sollecitazioni negli elementi strutturali agli estremi)
- Sono distribuiti irregolarmente lungo l'altezza
(rischio di creazione di piano soffice, con riduzione della duttilità globale)

In caso contrario si può analizzare un modello costituito dai soli elementi strutturali

Elementi non strutturali (tramezzi, tamponature)

Possibili schematizzazioni delle tamponature:

- insieme di lastre, collegate in più punti alla maglia di telaio
 - vantaggi:
possibilità di analizzare pareti con aperture
 - svantaggi:
complessità dello schema;
difficoltà a tenere conto dell'unilateralità del vincolo

Elementi non strutturali (tramezzi, tamponature)

Possibili schematizzazioni delle tamponature:

- pendolo, disposto nella diagonale compressa
 - lunghezza del pendolo l_d = lunghezza diagonale
 - spessore della sua sezione s = spessore muratura
 - larghezza della sua sezione B indicata da fonti bibliografiche:

$$\text{M. Pagano} \quad B = 0.5 A_p / l_d \Rightarrow \quad B \cong 0.20 \div 0.25 l_d$$

$$\text{B. Stafford Smith} \quad B \cong 0.15 \div 0.30 l_d$$

$$\text{D.M. 2/7/81} \quad B = 0.10 l_d$$

A_p = area del pannello murario

Struttura, fondazione e terreno

Effetto della deformabilità della fondazione:

- cedimenti verticali differenziali
- rotazioni al piede dei pilastri del primo ordine



variazione della rigidezza relativa dei diversi pilastri e quindi diversa distribuzione delle azioni sismiche

attenzione in particolare agli elementi molto rigidi, come le pareti, la cui rigidezza può essere vanificata dalla rotazione al piede

Struttura, fondazione e terreno

Ulteriore effetto della deformabilità del terreno:

- maggiore deformabilità complessiva



aumento del periodo proprio della struttura;
ciò comporta in genere una riduzione dell'azione
sismica, ma un aumento degli spostamenti

Struttura, fondazione e terreno

È necessario modellare insieme struttura, fondazione e terreno quando:

- La fondazione non è adeguatamente rigida (rischio di cedimenti differenziali, rotazioni al piede, ridistribuzione dell'azione sismica)
- Il terreno è molto deformabile (rischio di variazione notevole del periodo proprio)

In caso contrario (fondazione più rigida della struttura in elevazione, terreno non particolarmente deformabile), si può considerare la struttura incastrata al piede ed analizzare poi separatamente l'insieme fondazione-terreno con le azioni trasmesse dalla struttura sovrastante

Modellazione della struttura

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

Se i diaframmi orizzontali sono in grado di raccogliere le forze d'inerzia e trasmetterle ai sistemi resistenti verticali (telai, pareti e nuclei) comportandosi il più possibile come corpi rigidi nel proprio piano, i gradi di libertà dell'edificio possono essere ridotti a tre per piano”

Modello di telaio spaziale con impalcati indeformabili, o di insieme spaziale di telai piani

Evoluzione del modello di telaio

Evoluzione legata allo sviluppo dei mezzi di calcolo:

- Singoli telai piani, con ripartizione delle forze orizzontali in base alla rigidità dei telai
- Insieme spaziale di telai piani, collegati da impalcati planimetricamente indeformabili
- Telaio spaziale, con impalcati planimetricamente indeformabili (o con impalcati deformabili)

Il modello di telaio

Problemi:

- La presenza di aste con sezioni di dimensioni non trascurabili e diverse tra loro può inficiare il modello di telaio (piano o spaziale), che richiede che gli assi delle aste convergano in un punto (nodo)
Aggiunta di tratti rigidi o offset, che complicano il modello
- La mancanza di 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 travi può inficiare il modello di insieme spaziale di telai piani, che trascura la interazione flesso-torsionale tra i telai ortogonali

L'impalcato planimetricamente indeformabile

“I solai e le coperture devono essere dotati della resistenza necessaria e di una rigidezza nel proprio piano grande rispetto alla rigidezza sotto carichi orizzontali dei sistemi resistenti verticali; inoltre debbono essere efficacemente connessi a tali sistemi”

È necessario verificare
la rigidezza e la resistenza dell'impalcato

L'impalcato

Impalcato =

insieme di solai e travi posti ad una stessa quota (in particolare, soggetti ad azioni orizzontali); la parte resistente di questo elemento è, soprattutto, la soletta del solaio.

Impalcato rigido:

modellato come vincolo mutuo tra i nodi del telaio

Impalcato deformabile:

modellato come insieme di lastre (o più grossolanamente come diagonali), collegate ai nodi del telaio spaziale

Verifica di rigidezza dell'impalcato

È necessaria solo se si è effettuata l'ipotesi di impalcato planimetricamente indeformabile

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
- calcolarne lo stato tensionale (con schema di lastra o, se una dimensione è predominante, con schema di trave)
- valutare l'ammissibilità della sezione in calcestruzzo e l'eventuale necessità di armature aggiuntive per garantire la resistenza

Gerarchia delle resistenze: incrementare del 30% le forze ottenute dall'analisi (OPCM 3431, punto 4.11.1.5)

Irregolarità strutturali per l'impalcato

Forma poco compatta, presenza di grosse rientranze, grossi fori 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):

nascono sollecitazioni e deformazioni rilevanti per riportare l'azione sismica a tali elementi

Variazione della rigidezza degli elementi resistenti verticali (soprattutto se pareti) tra un piano e l'altro :

nel trasferire azioni rilevanti da un punto all'altro l'impalcato può essere molto sollecitato e deformarsi molto

Modellazione della struttura modulo elastico e rigidezza

Modulo elastico:

“In sede di progettazione si può assumere il valore

$$E_c = 11000 \sqrt[3]{R_{cm}} \text{ ”}$$

Nota: $R_{cm} \cong R_{ck} + 9.6 \text{ MPa}$

Esempio: per $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$ si ottiene $E_c = 35844 \text{ MPa}$, maggiore del 25% rispetto al valore fornito dalla norma precedente

Riflessione:

- Considerare un modulo elastico più alto fa ridurre il periodo proprio (quindi spesso aumenta le forze)

Modellazione della struttura modulo elastico e rigidità

“La rigidità degli elementi può essere riferita a condizioni fessurate.

Nel caso di edifici con struttura in cemento armato, la rigidità degli elementi può essere valutata assumendo la rigidità secante a snervamento.

In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in cemento armato può essere assunta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, ad esempio in funzione dello sforzo normale permanente.”

Differenza tra travi e pilastri

Modellazione della struttura modulo elastico e rigidezza

Riflessioni:

- Ridurre la rigidezza per tener conto delle condizioni fessurate, se fatto in misura uguale per tutti gli elementi, fa aumentare il periodo proprio (quindi spesso riduce le forze e proporzionalmente le sollecitazioni)
- Ridurre la rigidezza in maniera differenziata tra travi (di più) e pilastri (di meno) può aumentare le sollecitazioni nei pilastri

meglio lasciar perdere

Processo progettuale

- ✓ 1. Concezione generale della struttura, nel rispetto di principi base di buona progettazione
2. Impostazione della carpenteria dell'edificio
3. Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima della struttura
4. Analisi strutturale dettagliata e verifica del comportamento della struttura
5. Definizione delle armature ed elaborati grafici

Impostazione della carpenteria

Definizione dell'orditura dei solai e della posizione di travi e pilastri (pensando anche alla fondazione)

La struttura deve essere in grado di portare

- i carichi verticali
- le azioni orizzontali equivalenti al sisma

Obiettivi generali

Rendere la struttura il più regolare possibile

Valutare la possibilità di dividere il fabbricato in blocchi staticamente separati da giunti

Prestare molta attenzione alla scala

La soluzione con travi a ginocchio introduce elementi molto rigidi con conseguente:

- concentrazione delle sollecitazioni e riduzione della duttilità globale
- possibilità di introdurre una forte asimmetria nella distribuzione di rigidità

Edifici a struttura intelaiata

Travi e pilastri portano sia carichi verticali che azioni orizzontali

Può essere utile scindere il problema in due fasi:

1. Impostare la carpenteria pensando innanzi tutto ai soli carichi verticali
tenendo però presenti i criteri derivanti dalla contemporanea presenza di azioni orizzontali
2. Rivedere la carpenteria per renderla più idonea a sopportare azioni orizzontali

Edifici a struttura intelaiata

Nell'impostazione per carichi verticali:

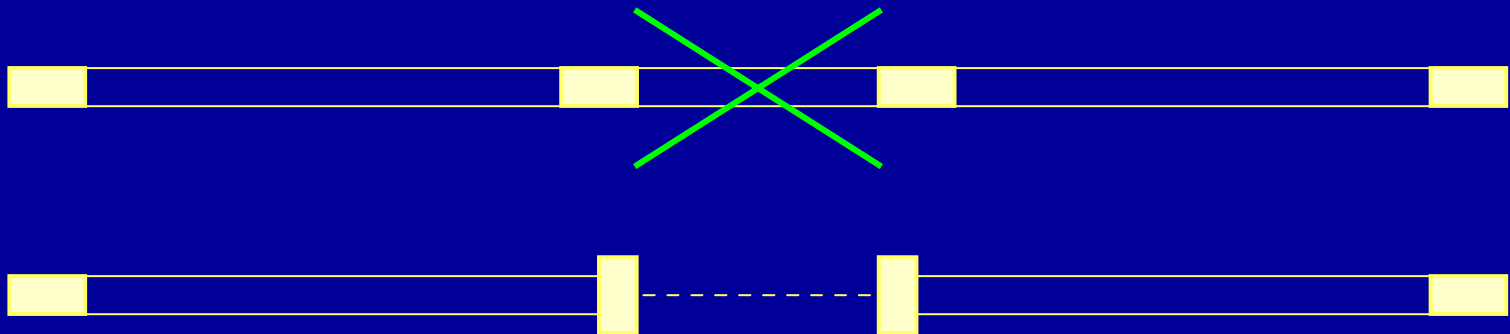
- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi limiti massimi leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma

Elemento	Per soli carichi verticali	In zona sismica
Solaio	7.00 m	6.00 m
Sbalzo	2.50 m	2.00 m
Trave emergente che porta rilevanti carichi verticali	6.00 m	5.50 m
Trave a spessore che porta rilevanti carichi verticali	5.00 m	4.50 m

Edifici a struttura intelaiata

Nell'impostazione per carichi verticali:

- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi limiti massimi leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma
- Evitare campate di trave troppo corte, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni



Edifici a struttura intelaiata

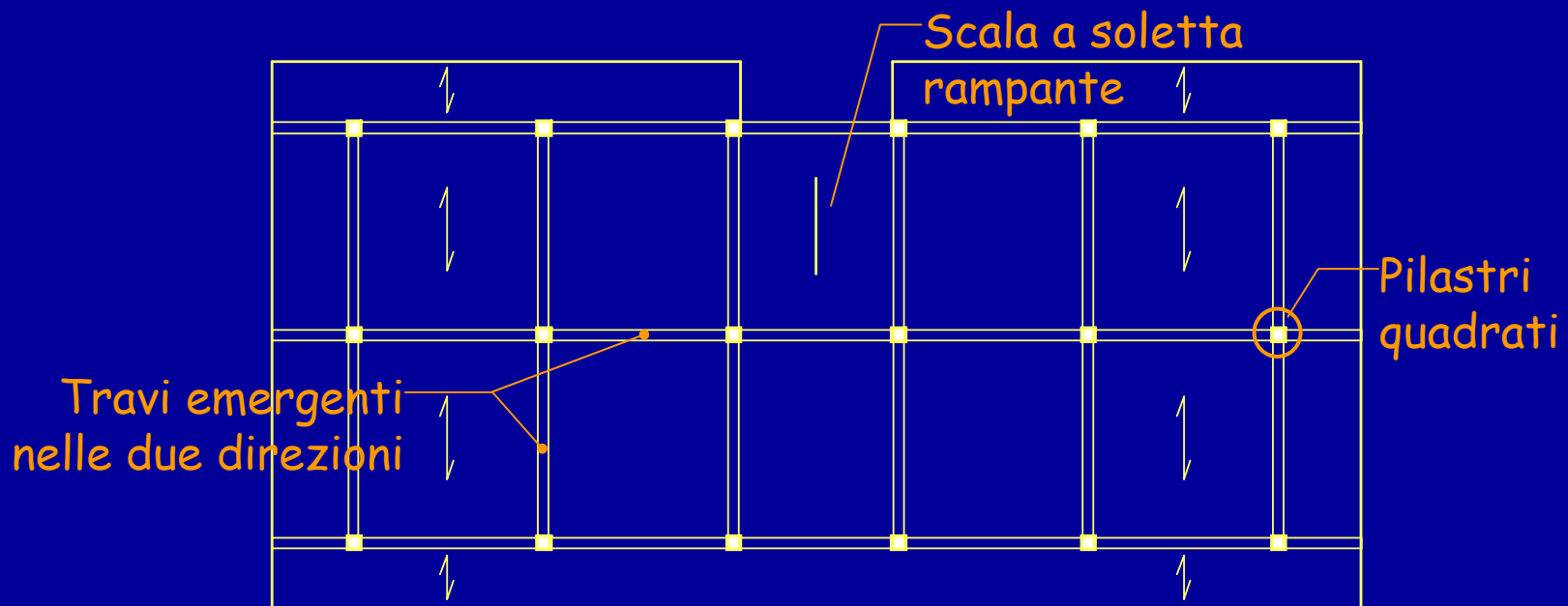
Nell'impostazione per carichi verticali:

- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi limiti massimi leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma
- Evitare campate di trave troppo corte, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni
- Evitare forti disuniformità di carico verticale sui pilastri
(carichi maggiori richiedono sezioni maggiori, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni)

Edifici a struttura intelaiata

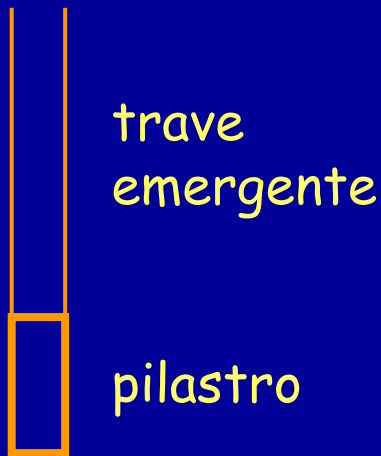
Nell'impostazione per azioni orizzontali:

- Garantire un irrigidimento uniforme nelle due direzioni, con elementi ben distribuiti in pianta



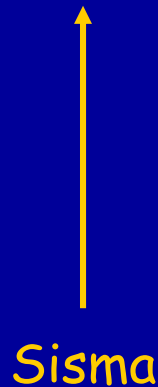
Elementi resistenti alle azioni orizzontali

In realtà si hanno travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari



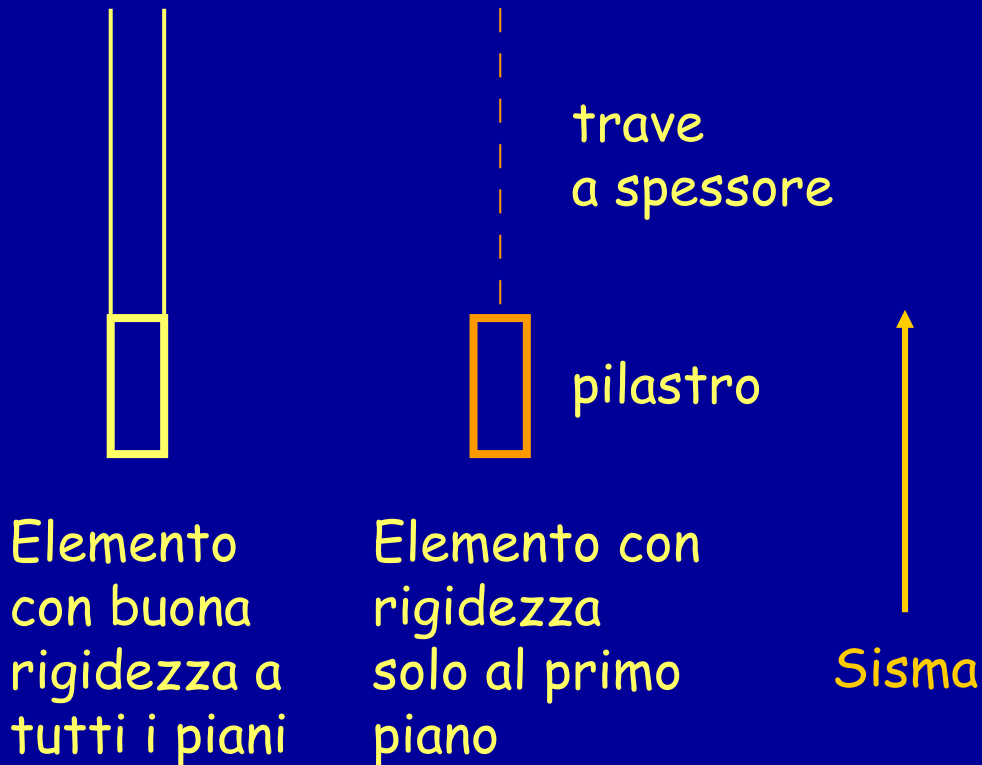
Elemento con buona rigidezza a tutti i piani

La resistenza all'azione sismica è affidata ai pilastri allungati nella direzione del sisma ed accoppiati a travi emergenti



Elementi resistenti alle azioni orizzontali

In realtà si hanno travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari



Un pilastro rigido accoppiato ad una trave a spessore fornisce un contributo basso a tutti i piani, tranne che al primo

Elementi resistenti alle azioni orizzontali

In realtà si hanno travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari



Elementi resistenti alle azioni orizzontali

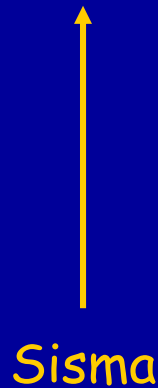
In realtà si hanno travi sia emergenti che a spessore
e pilastri rettangolari



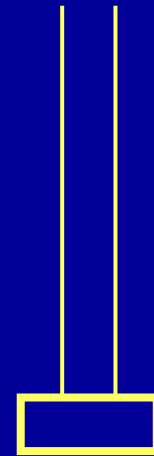
Elemento
con buona
rigidezza a
tutti i piani



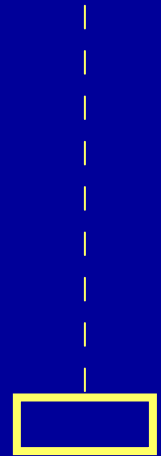
Elemento con
rigidezza
solo al primo
piano



Sisma



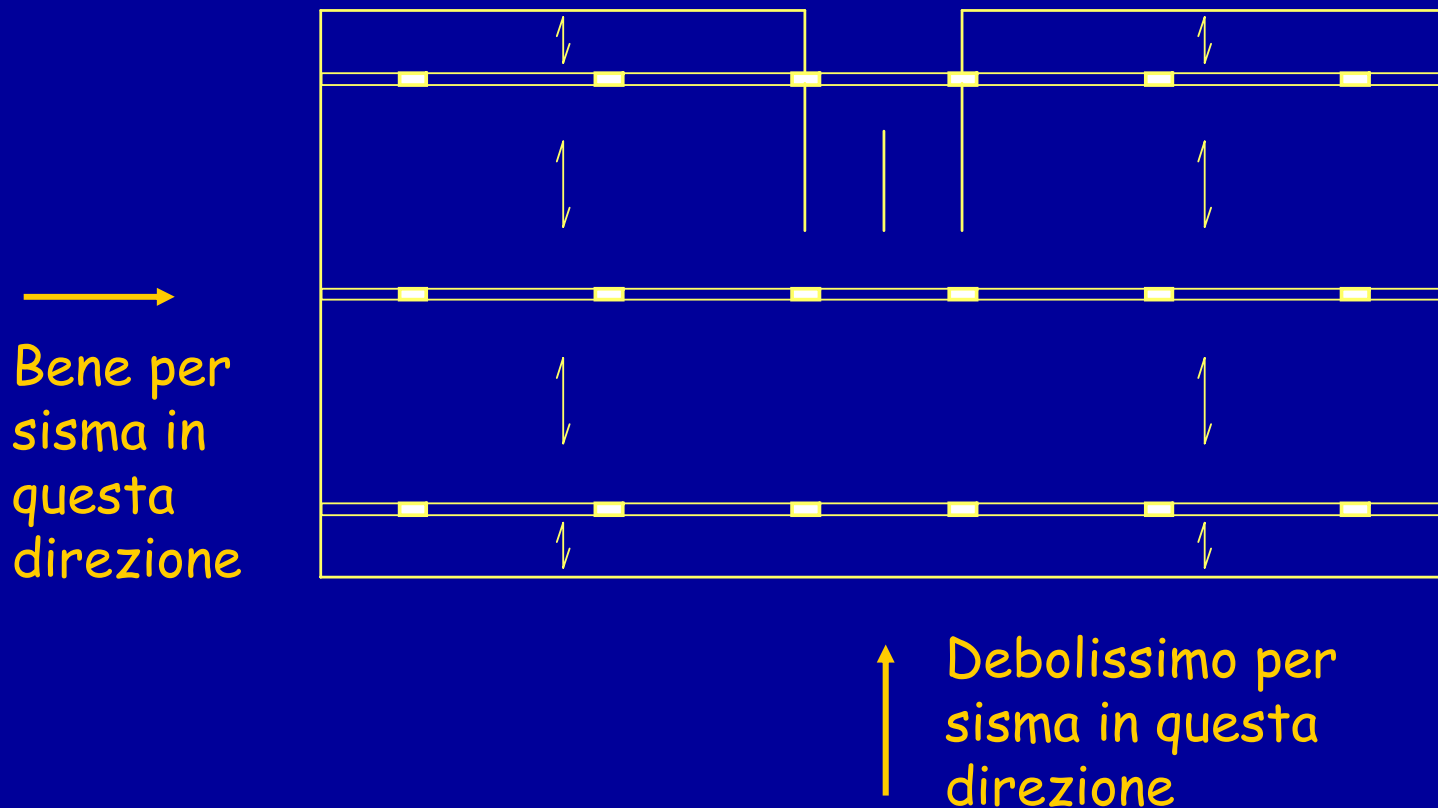
Elemento con
rigidezza
limitata a
tutti i piani



Elemento con
rigidezza
trascurabile
a tutti i piani

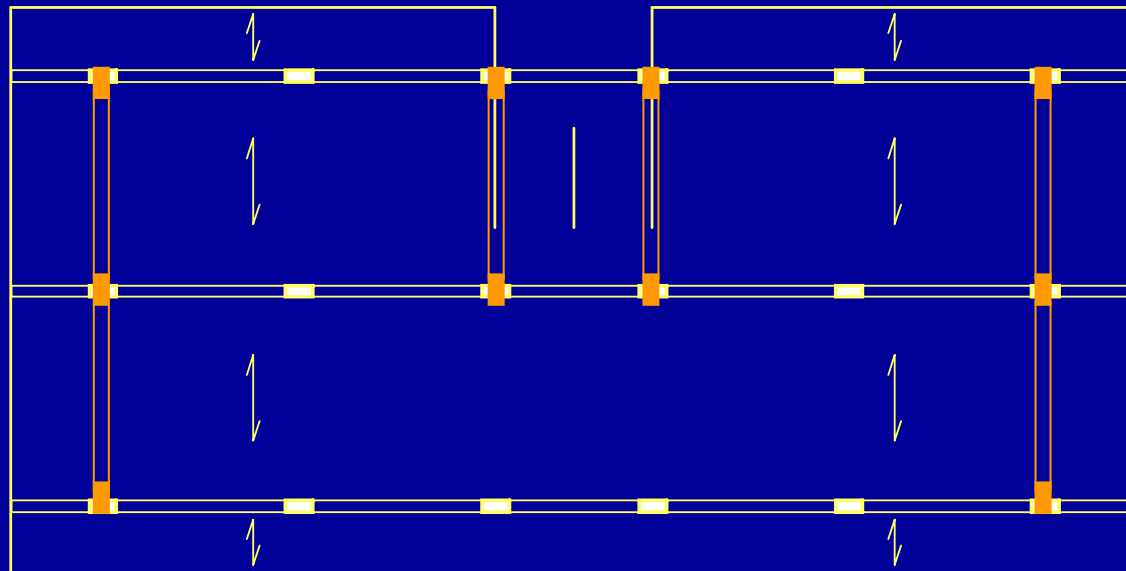
Carpenteria: da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Al limite, per soli carichi verticali:



Carpenteria: da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Interventi, per azioni orizzontali:

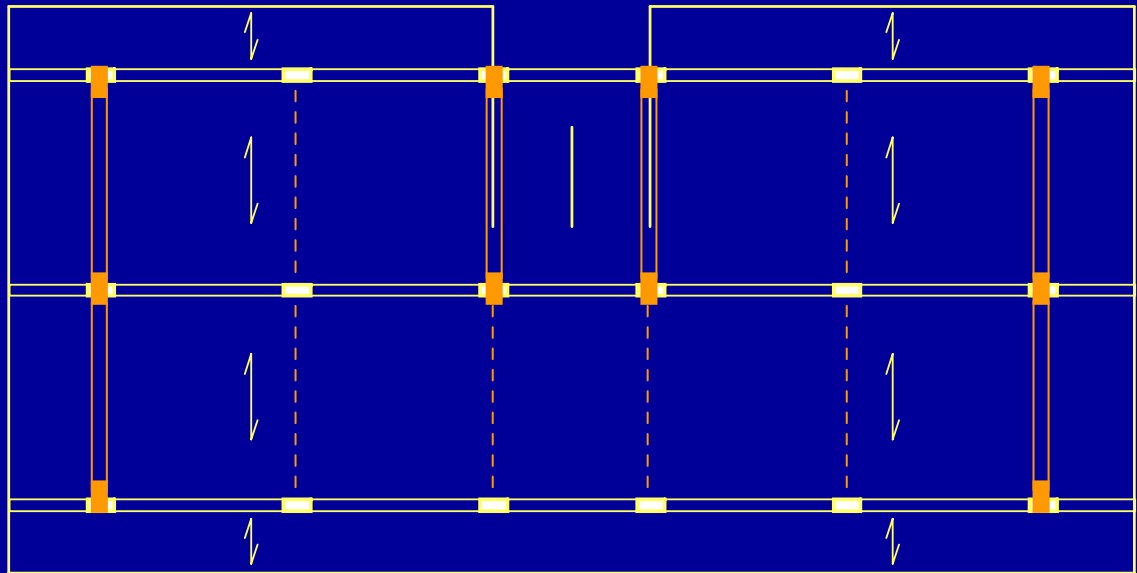


Girare un certo numero
di pilastri

Aggiungere travi emergenti
per renderli efficaci

Carpenteria: da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Interventi, per azioni orizzontali:



Si potranno poi aggiungere altre travi, a spessore, che sono però irrilevanti ai fini sismici

Esempio

Edificio analizzato

Tipologia:

edificio adibito a civile abitazione, a 5 piani

Classe dell'edificio:

classe 1 (costruzione con normale affollamento, senza contenuti pericolosi e funzioni sociali essenziali)

Ubicazione:

zona sismica 2

Categoria di suolo:

categoria C (sabbie e ghiaie mediamente addensate)

Edificio analizzato

Struttura portante principale:
con struttura intelaiata in cemento armato

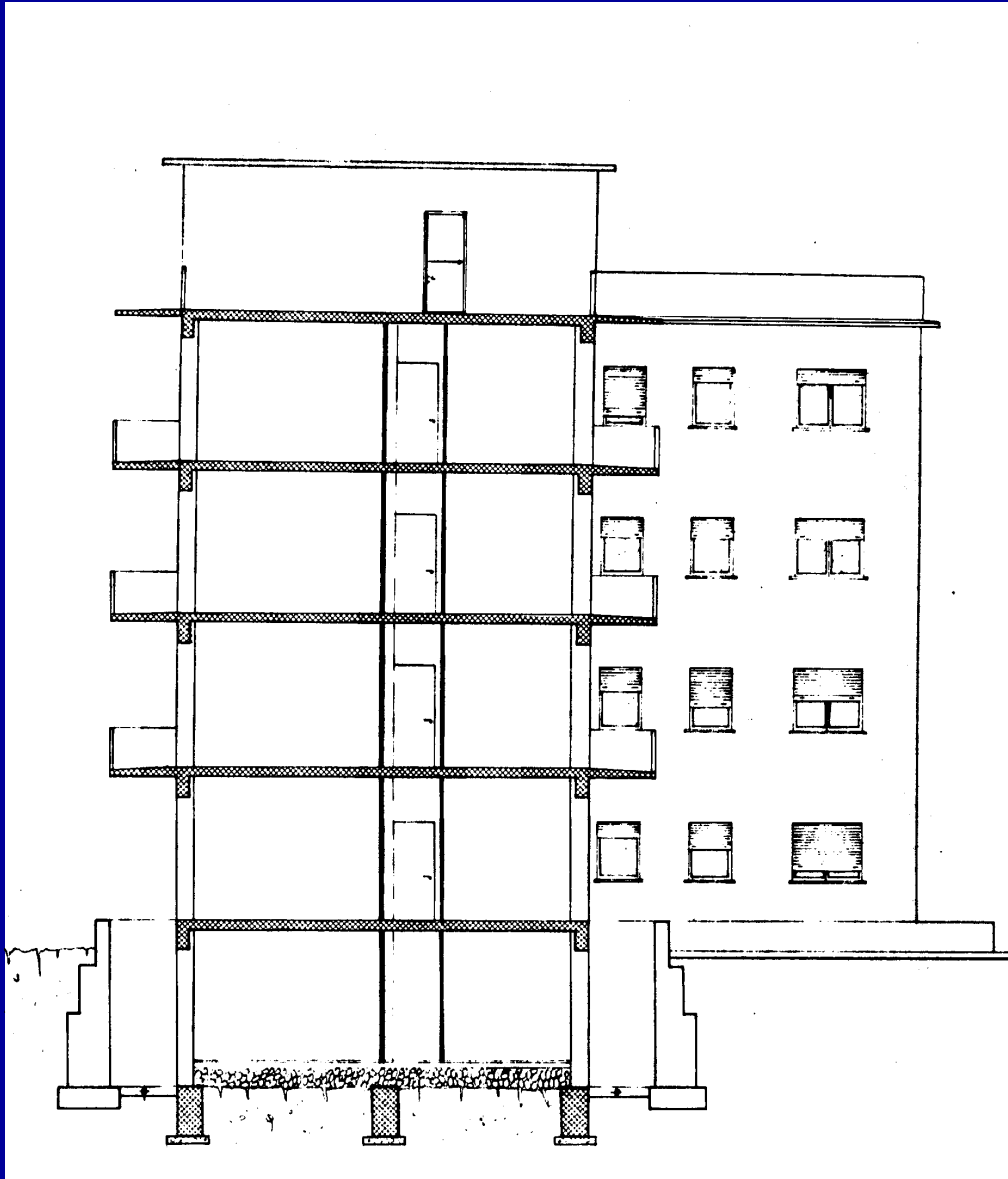
Solai:
in latero-cemento, gettati in opera

Scale:
a soletta rampante (tipologia "alla Giliberti")

Fondazioni:
reticolo di travi rovesce

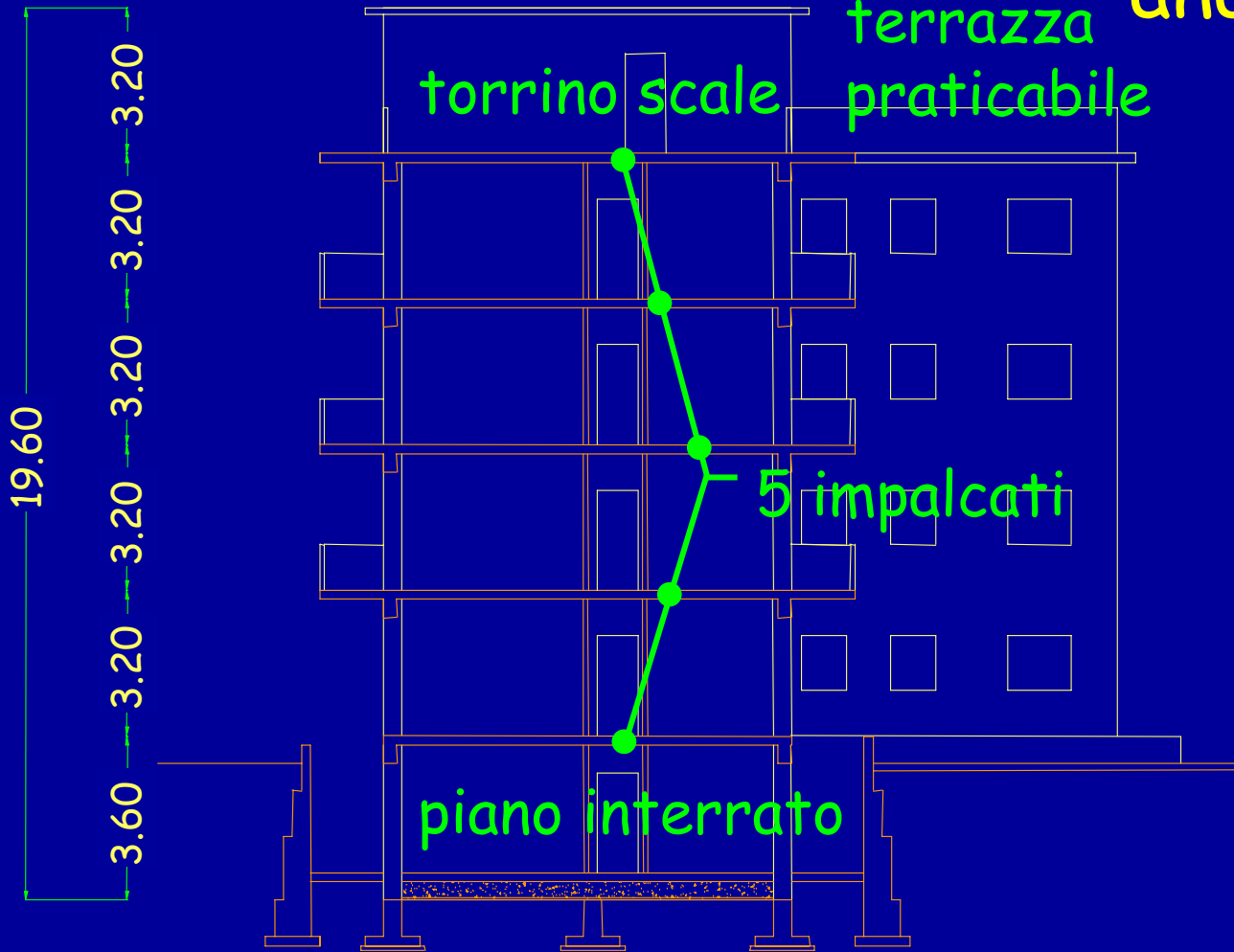
Materiali:
calcestruzzo $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$
acciaio FeB 44 k

Edificio analizzato



Sezione

Edificio analizzato

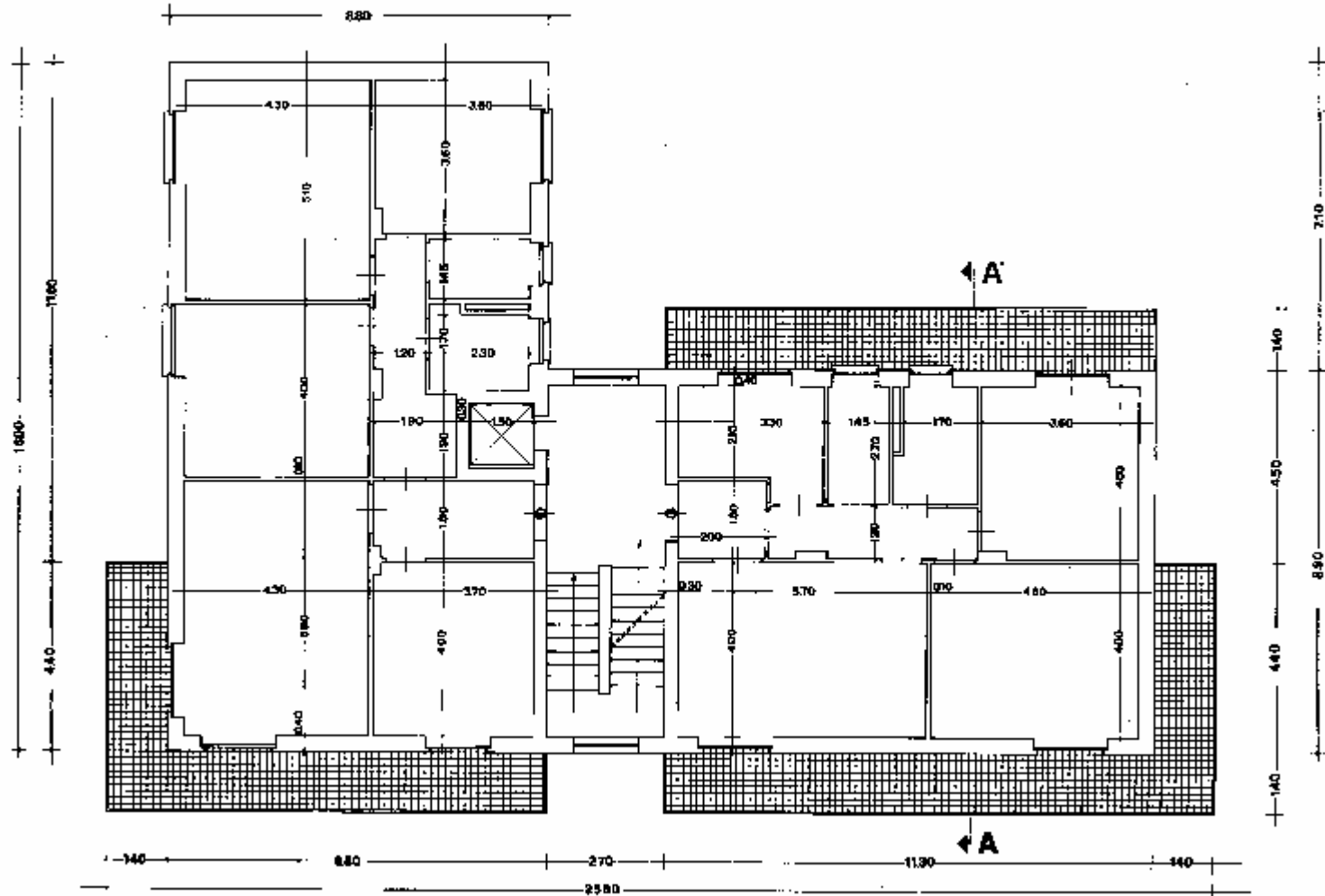


Sismicità media
= zona 2

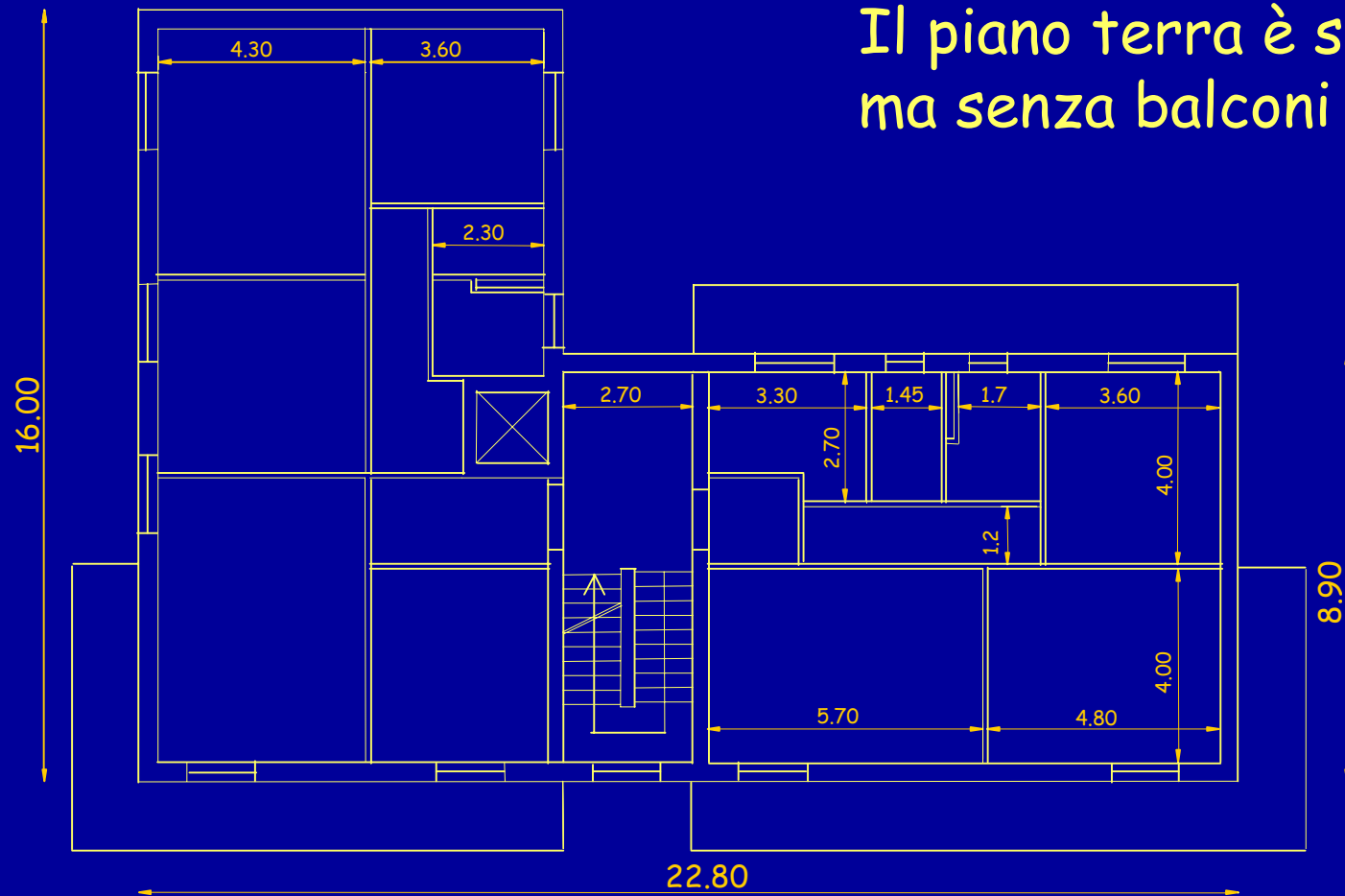
Terreno
costituito da
sabbie e ghiaie
mediamente
addensate

Sezione

Piano tipo

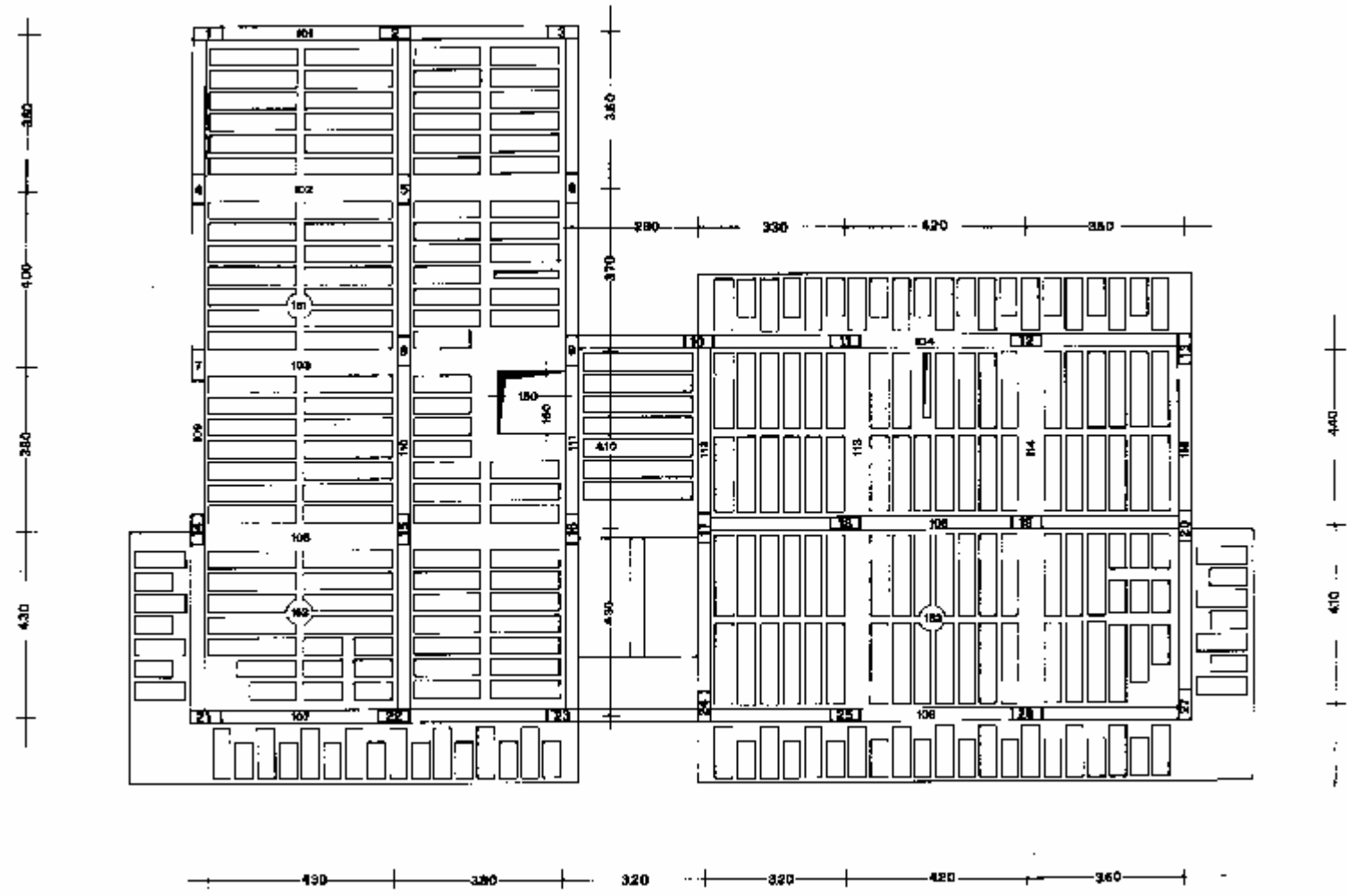


Piano tipo

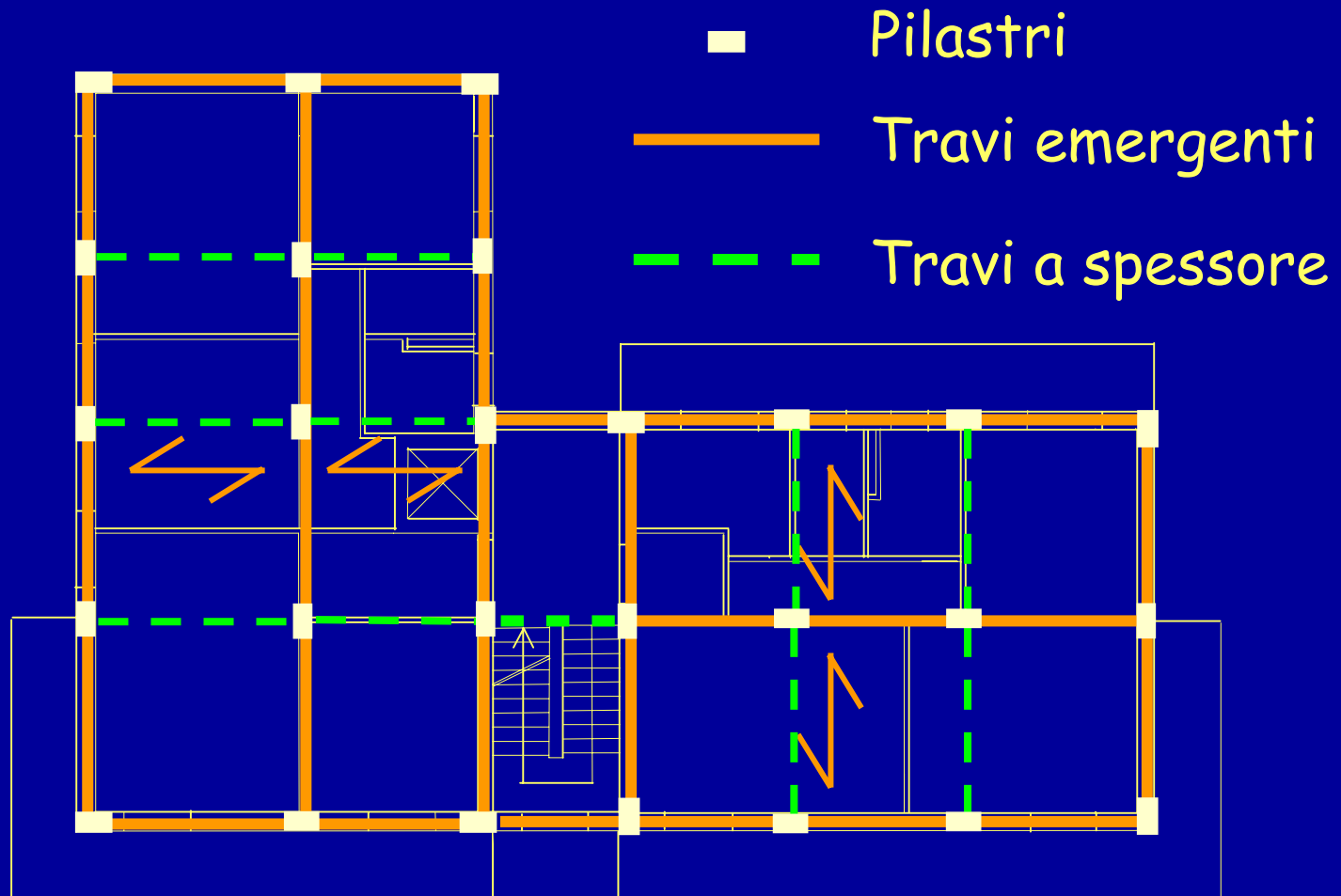


Il piano terra è simile,
ma senza balconi

Carpenteria

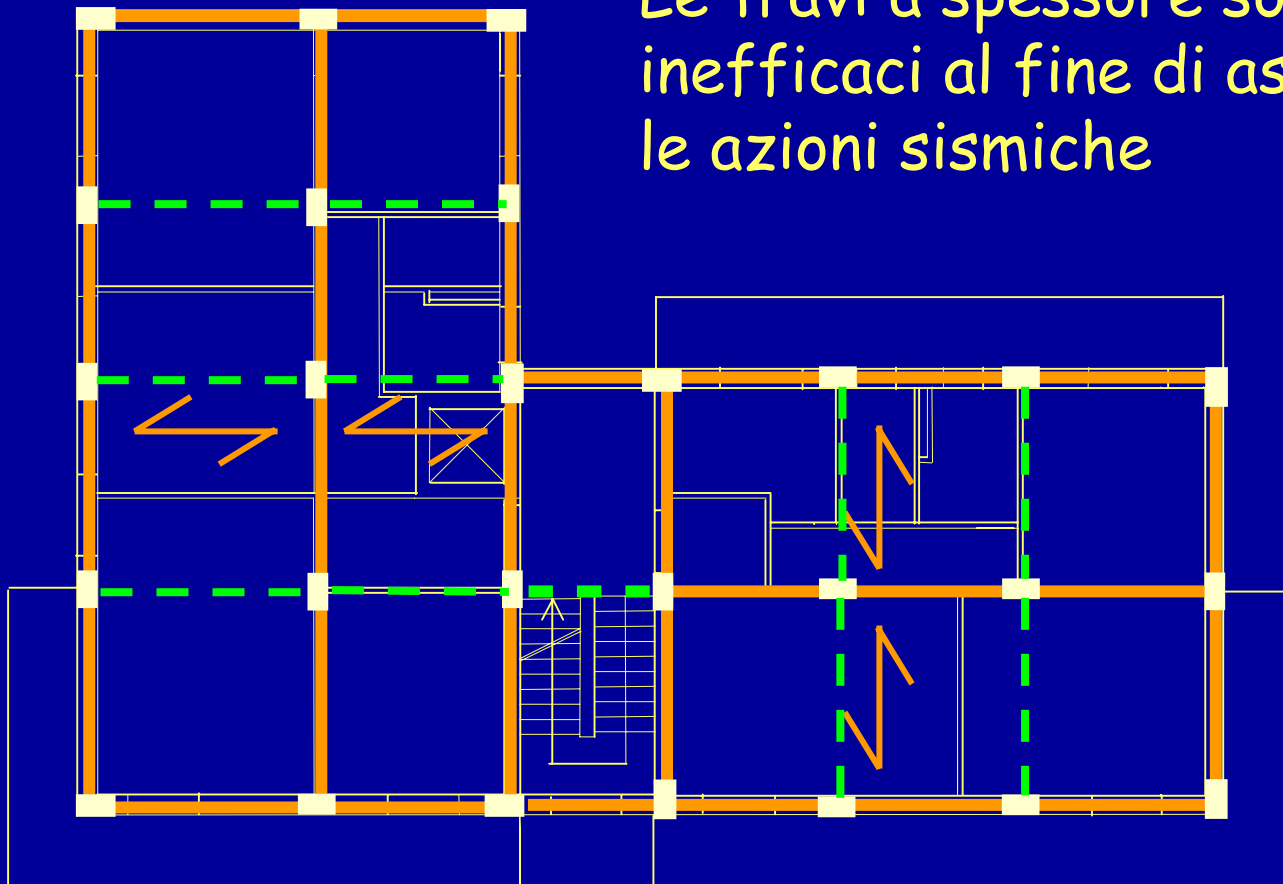


Impostazione della carpenteria elementi strutturali



Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali

Le travi a spessore sono inefficaci al fine di assorbire le azioni sismiche

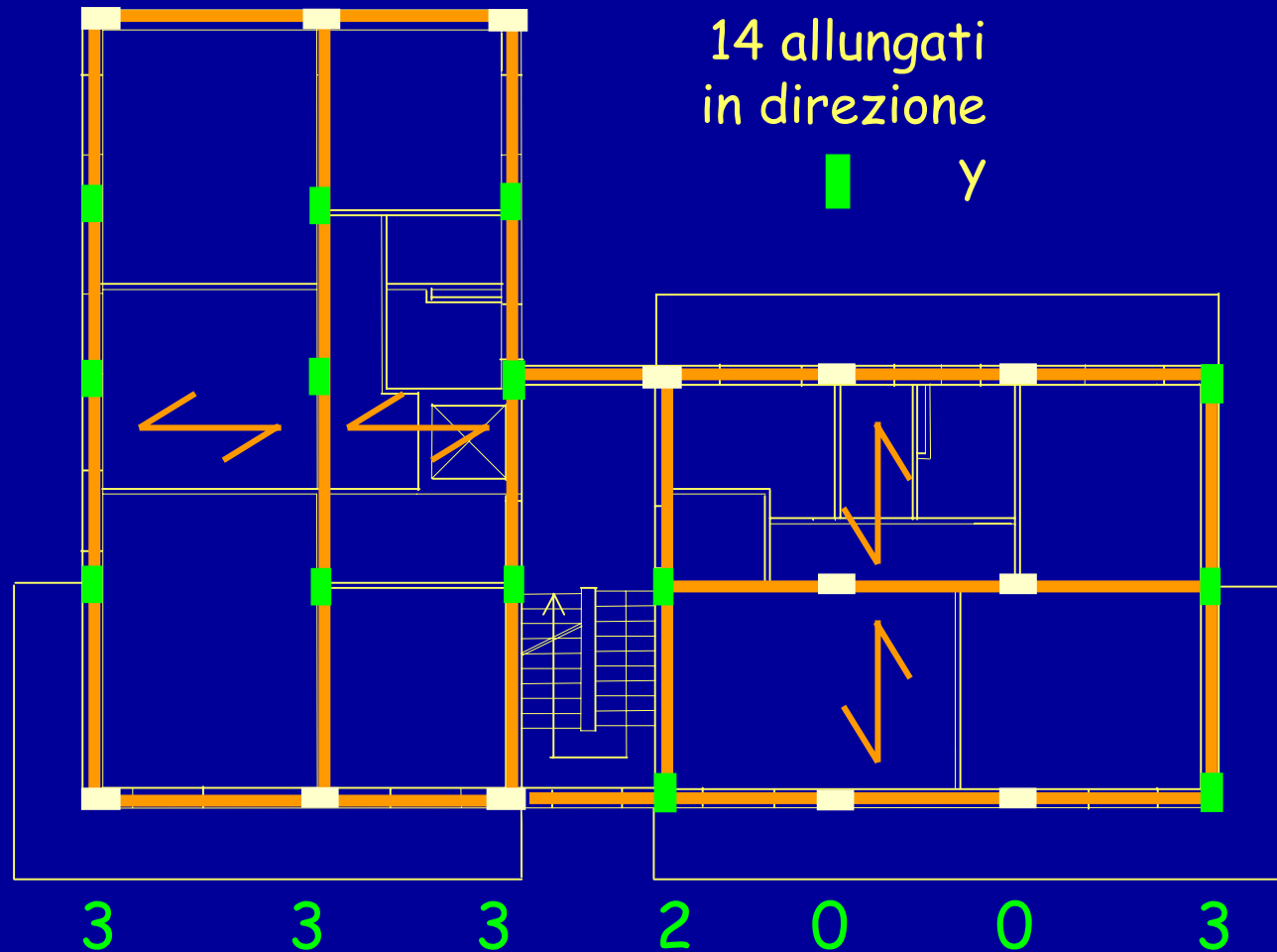


Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali

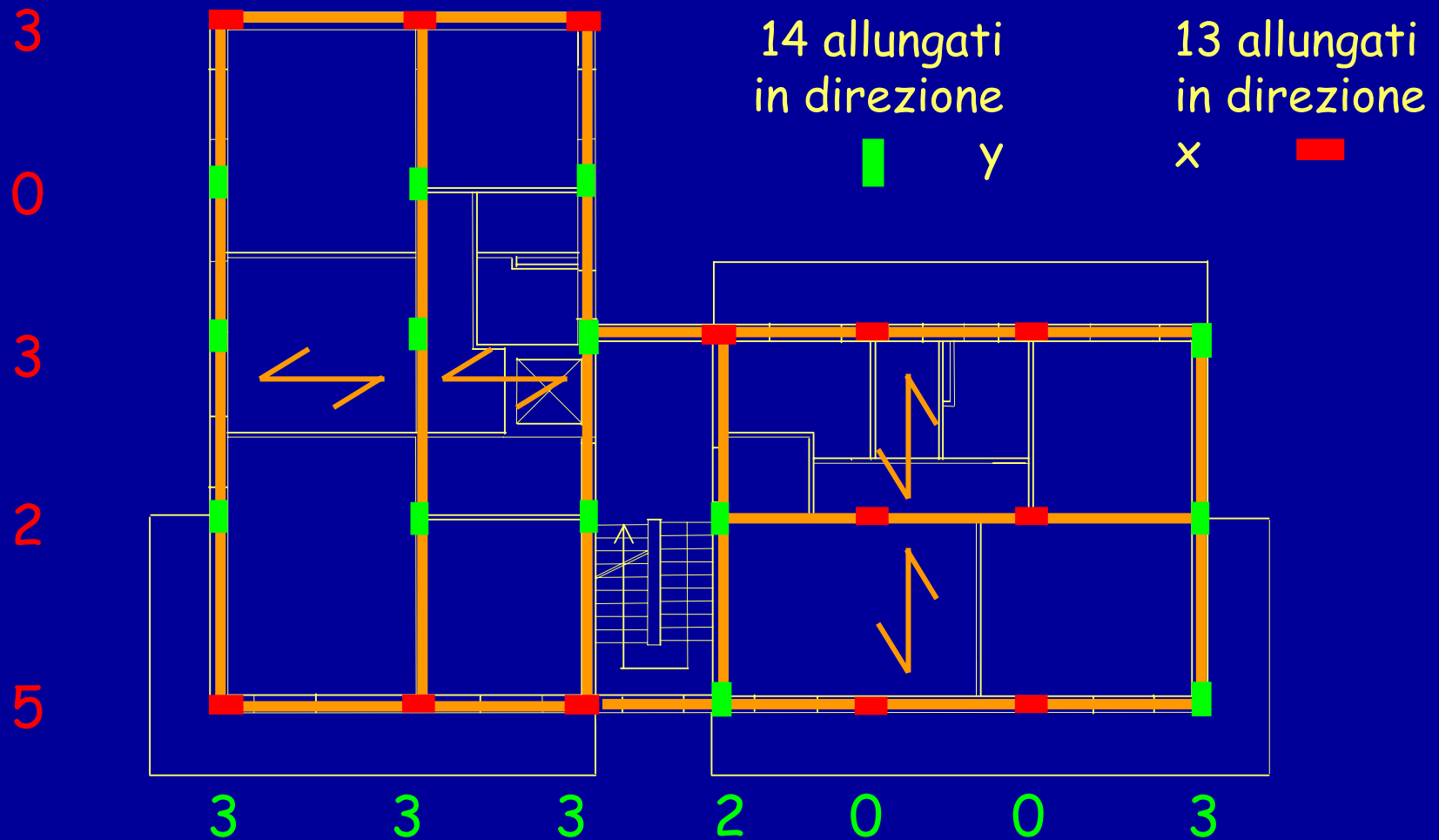
Come è distribuita in pianta la rigidità e la esistenza della struttura?



Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali

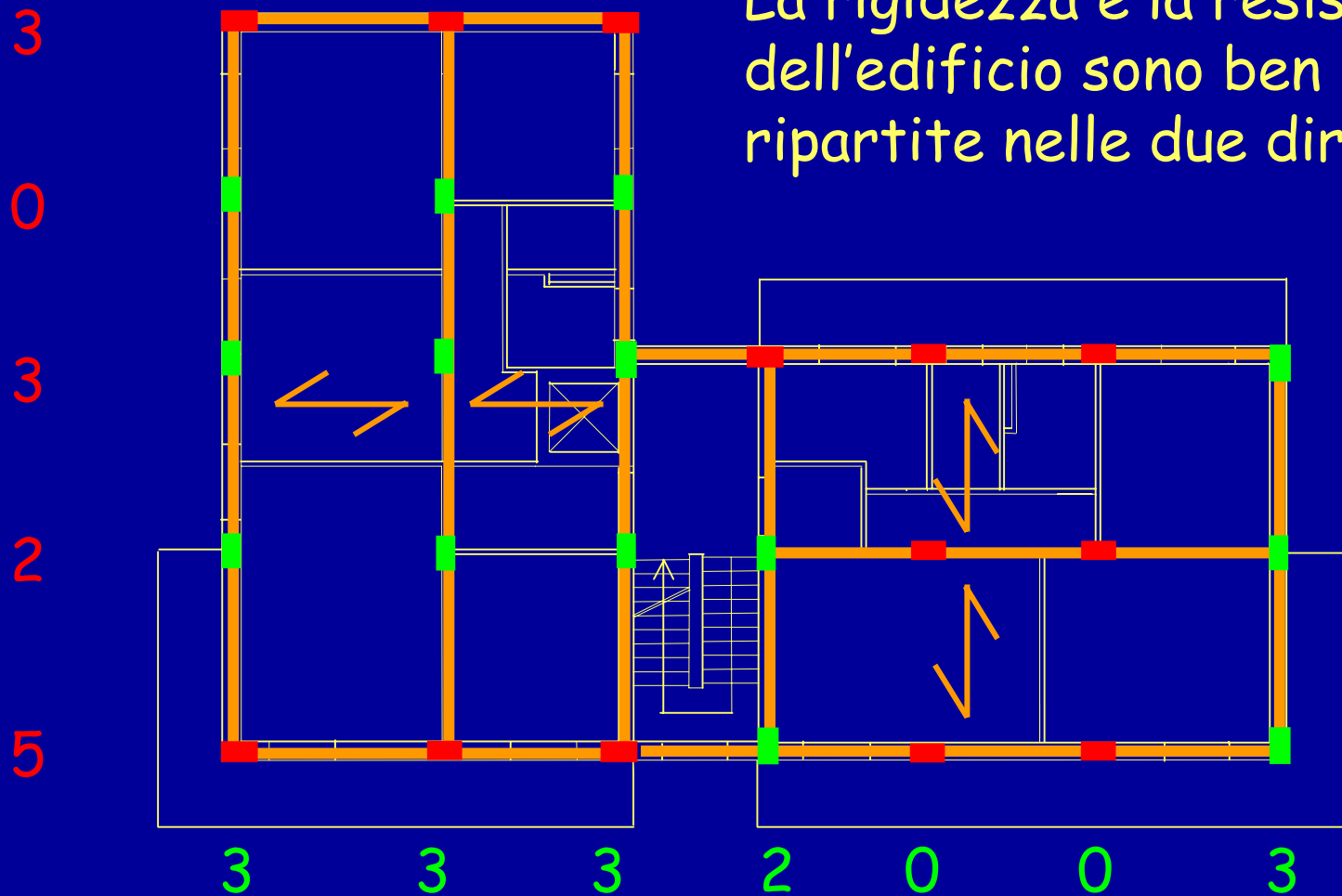


Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



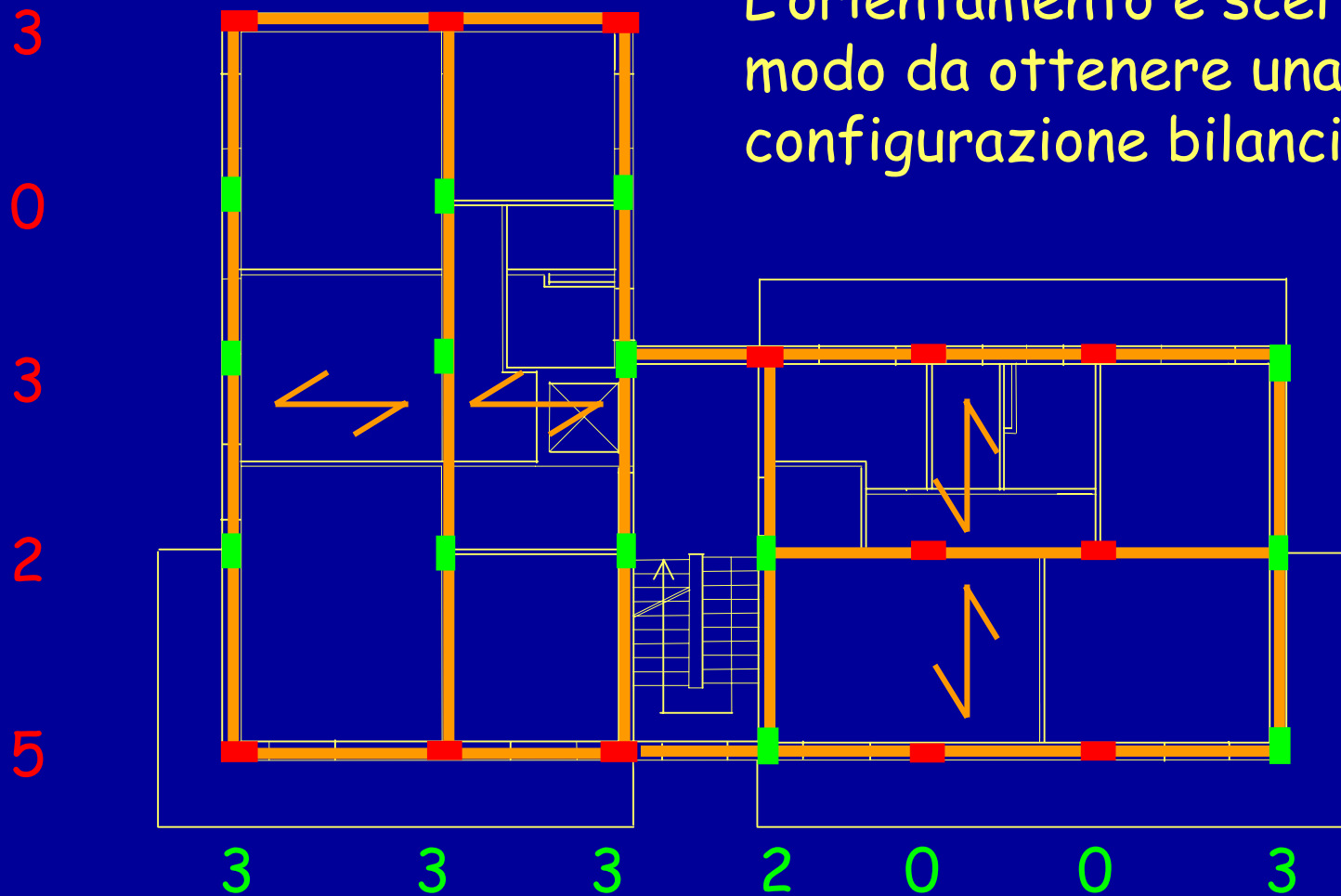
Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali

La rigidezza e la resistenza dell'edificio sono ben ripartite nelle due direzioni

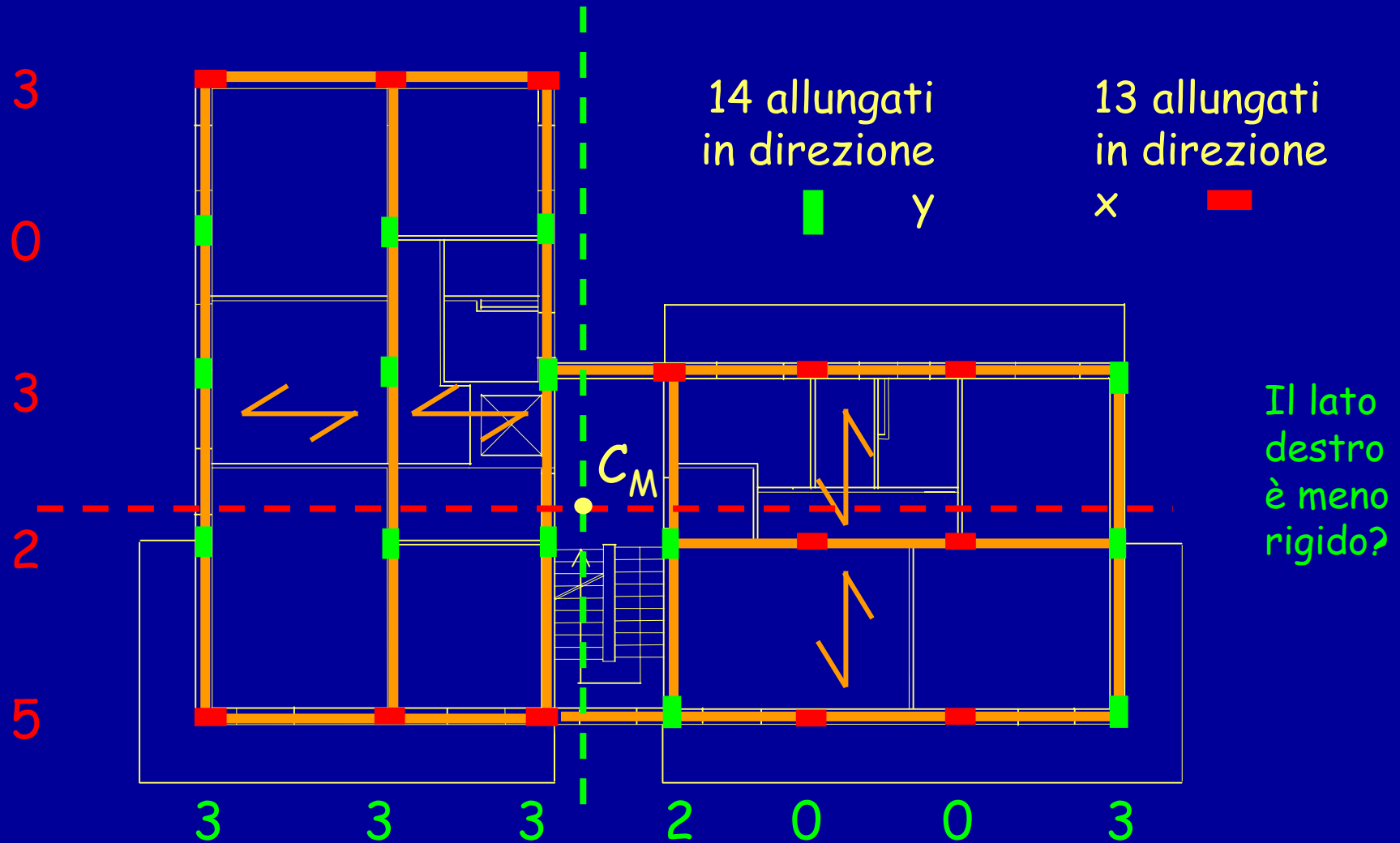


Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali

L'orientamento è scelto in modo da ottenere una configurazione bilanciata?

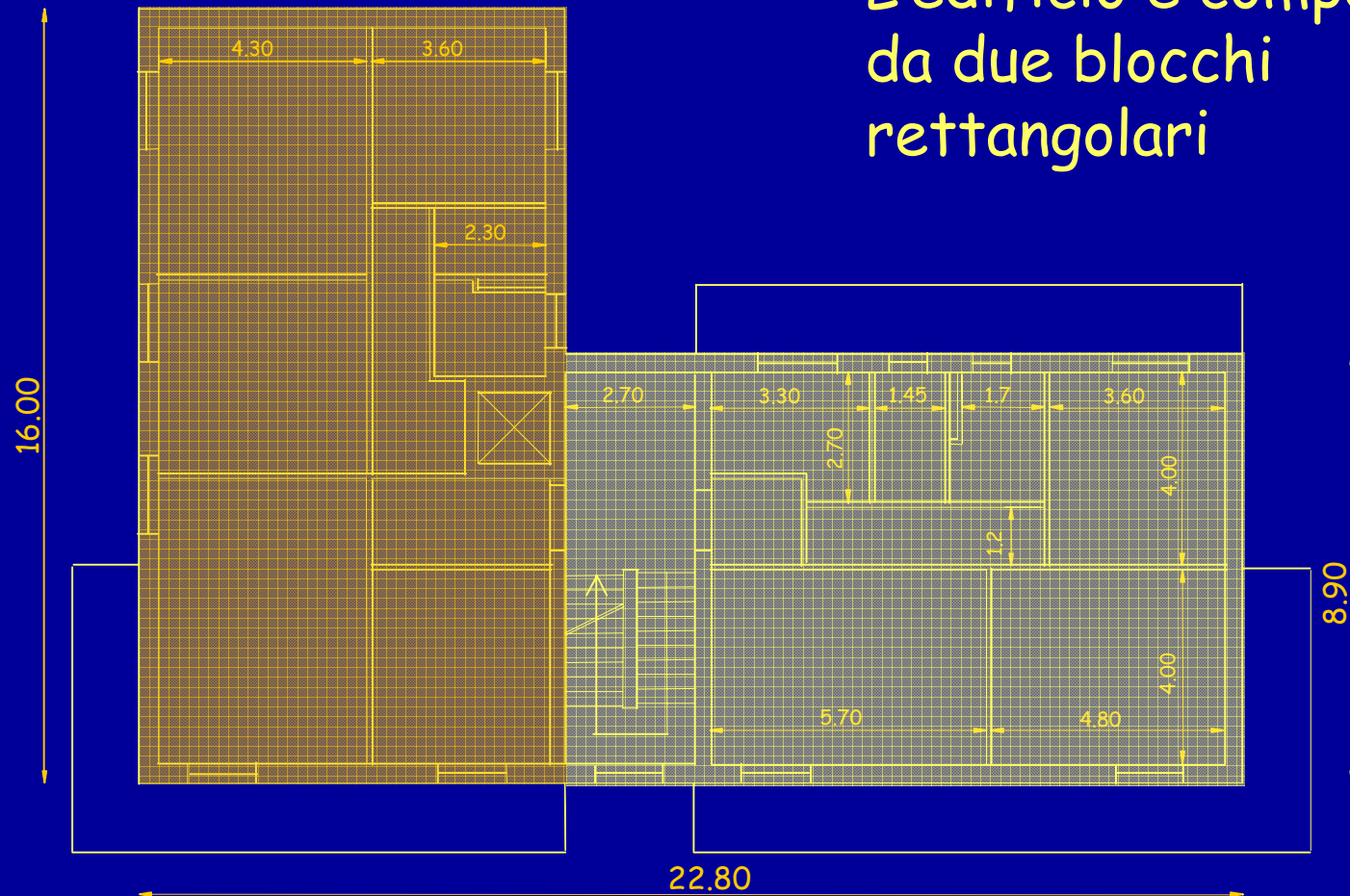


Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



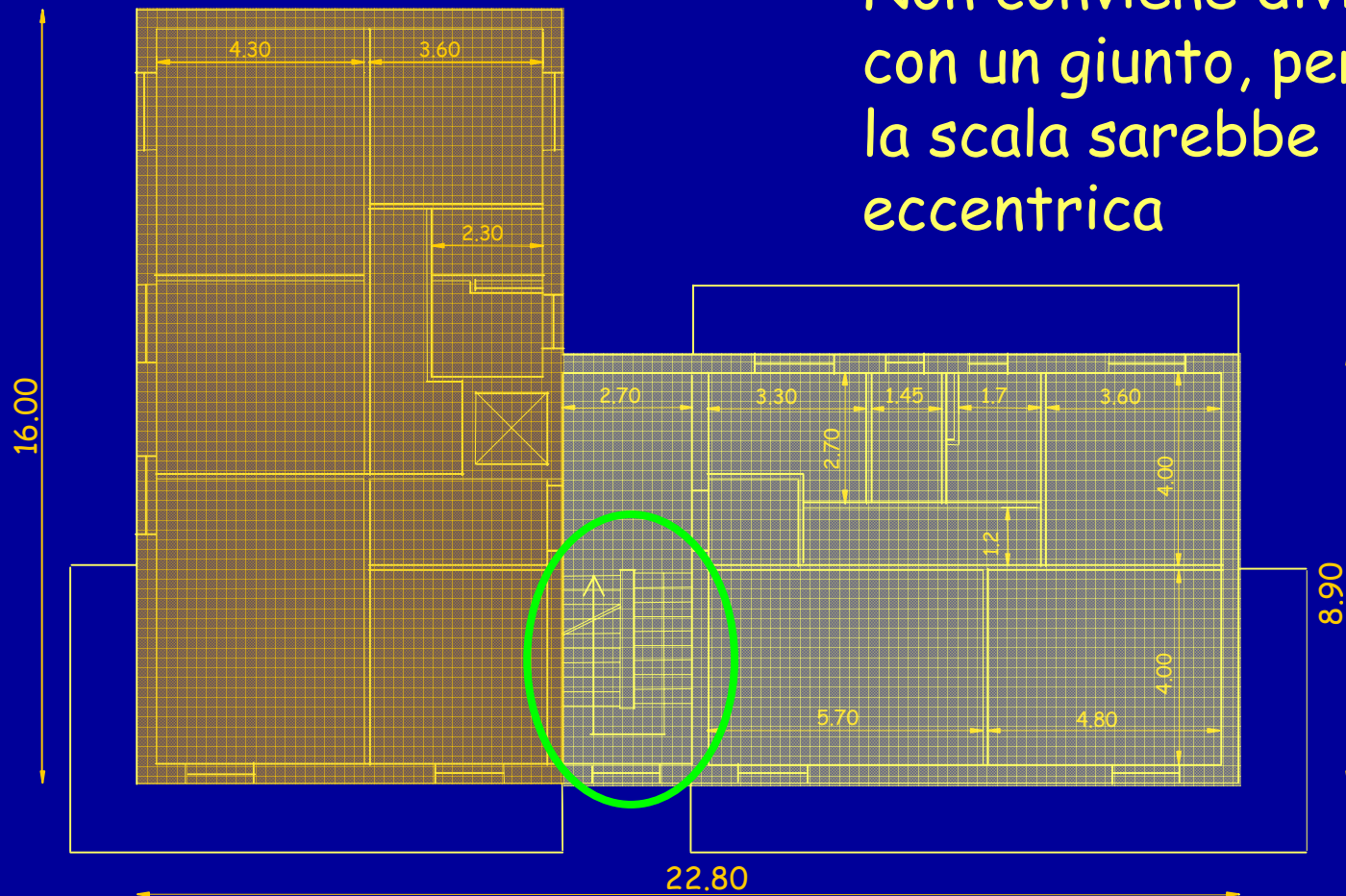
Piano tipo

L'edificio è composto da due blocchi rettangolari



Piano tipo

Non conviene dividerli con un giunto, perché la scala sarebbe eccentrica



Processo progettuale

- ✓ 1. Concezione generale della struttura, nel rispetto di principi base di buona progettazione
- ✓ 2. Impostazione della carpenteria dell'edificio
3. Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima della struttura
4. Analisi strutturale dettagliata e verifica del comportamento della struttura
5. Definizione delle armature ed elaborati grafici

Dimensionamento solaio

Il solaio deve trasmettere i carichi verticali alle travi, senza eccessive deformazioni

$$s \geq \frac{L_{\max}}{25}$$

Lo spessore del solaio definisce l'altezza delle travi a spessore

Aumentare lo spessore del solaio in presenza di travi a spessore molto lunghe e caricate

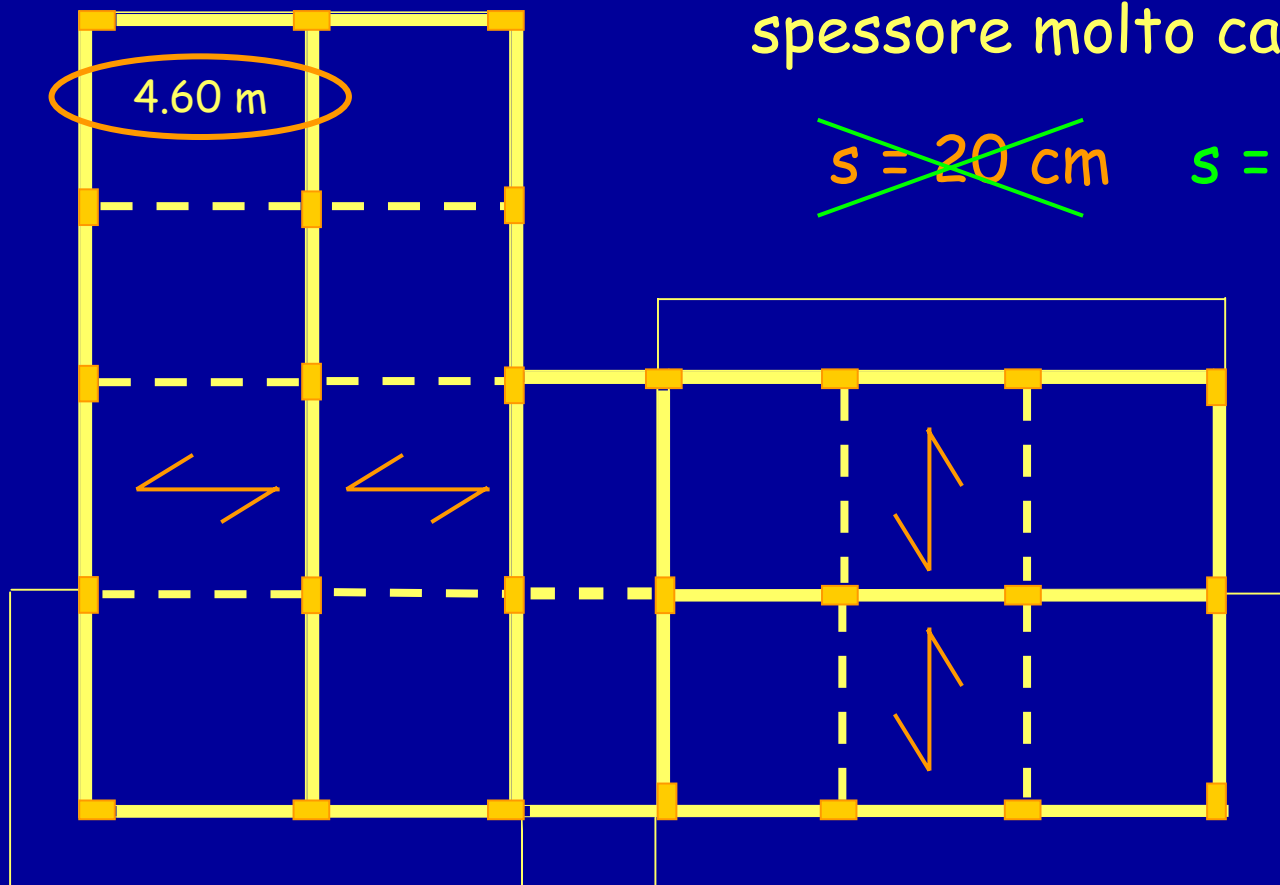
L'impalcato (solaio più travi) deve trasmettere l'azione sismica agli elementi resistenti (telai)

È sufficiente una buona soletta di 4-5 cm con rete $\varnothing 8 / 25 \times 25$

Esempio

La luce massima delle campate di solaio è inferiore a 5.00 m

Non ci sono travi a spessore molto caricate



~~$s = 20 \text{ cm}$~~ $s = 22 \text{ cm}$

per il
torrino scala
 $s = 18 \text{ cm}$

Carichi unitari

Una volta definito lo spessore, si possono calcolare i carichi unitari (kN/m²)

	g_k	q_k	SLU solo c.v	SLU con F
Solaio del piano tipo	5.00	2.00	10.00	5.60
Solaio di copertura	4.20	2.00	8.88	4.80
Solaio torrino scala	3.40	1.00	6.26	3.70
Sbalzo piano tipo	4.20	4.00	11.88	5.40
Sbalzo copertura	3.90	1.00	6.96	4.20
Scala, ultimo piano	5.00	4.00	13.00	8.20
Scala, altri piani	5.00	4.00	13.00	8.20

Dimensionamento travi a spessore

Se vi sono più travi emergenti che travi a spessore

Dimensionamento in base ai soli carichi
verticali

Se tutte le travi sono a spessore

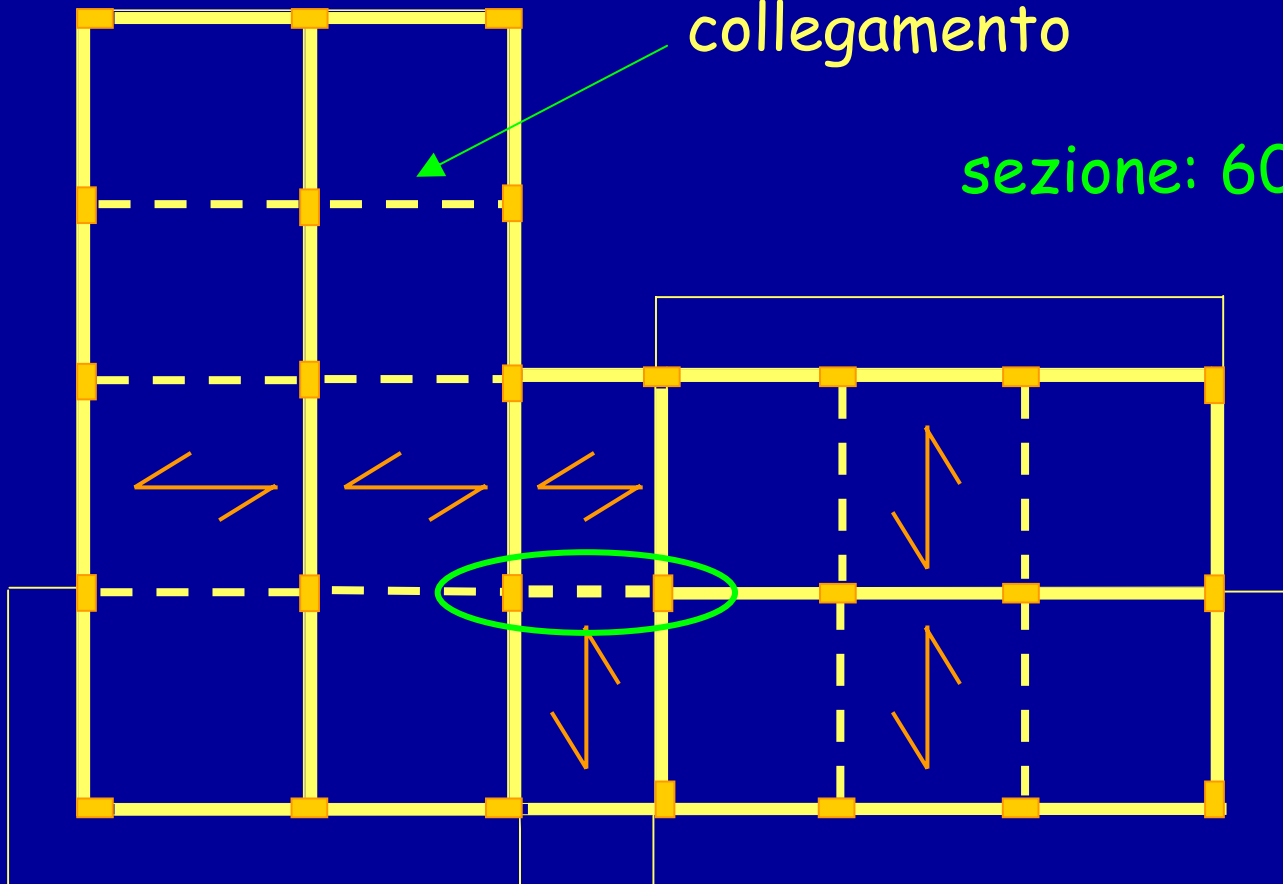
Aumentare l'altezza della trave (spessore del
solaio) di 4-6 cm

Esempio

L'unica trave a spessore che porta carichi verticali ha luce modesta (3 m)

Le altre travi sono solo di collegamento

sezione: 60x22

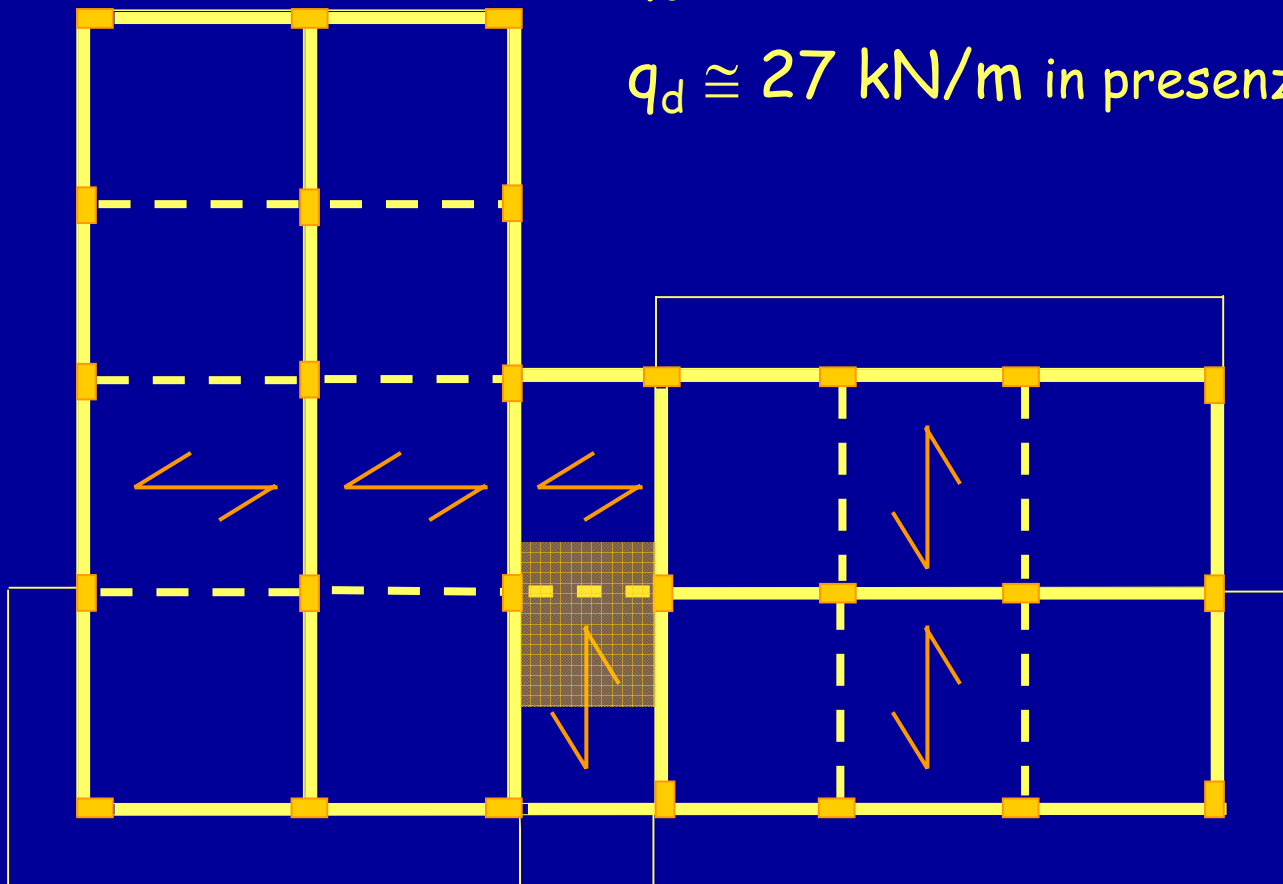


Esempio

La trave a spessore caricata porta circa 2.5 m di scala e 1 m di solaio

$q_d \cong 44 \text{ kN/m}$ in assenza di sisma

$q_d \cong 27 \text{ kN/m}$ in presenza di sisma



Esempio - dimensionamento travi a spessore

Momento per carichi verticali (in assenza di sisma)

$$M = \frac{q L^2}{12} = \frac{44 \times 3.0^2}{12} \cong 33 \text{ kNm}$$

Il momento totale in presenza di sisma certamente non è più grande

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{q L^2}{12} = \frac{27 \times 3.0^2}{12} \cong 20 \text{ kNm}$$

Momento per azione sismica

è certamente molto piccolo

Esempio - dimensionamento travi a spessore

Dati:

Sezione rettangolare

$b =$ da determinare

$h = 22$ cm

$c = 4$ cm

$M_{Sd} = 33$ kNm

Calcestruzzo $R_{ck} = 25$ MPa

Calcolo della larghezza:

$$b = \frac{r^2 M}{d^2} = \frac{0.021^2 \times 33}{0.18^2} = 0.45 \text{ m}$$

La sezione 60x22
va bene

Dimensionamento travi emergenti

Si potrebbe stimare ad occhio il momento flettente di progetto delle travi più sollecitate

- il momento dovuto ai carichi verticali è facilmente prevedibile
- si incrementa forfaitariamente il momento flettente ottenuto per tener conto della presenza delle azioni sismiche

In alternativa (metodo più preciso) ...

Dimensionamento travi emergenti

Si potrebbe stimare ad occhio il momento flettente di progetto delle travi più sollecitate

- il momento dovuto ai carichi verticali è facilmente prevedibile
- si incrementa forfaitariamente il momento flettente ottenuto per tener conto della presenza delle azioni sismiche

È possibile stimare le masse e determinare i momenti flettenti da sisma attraverso un calcolo semplificato

Altri carichi unitari

Una volta definita (anche sommariamente) la sezione delle travi, si può completare l'analisi dei carichi unitari (kN/m)

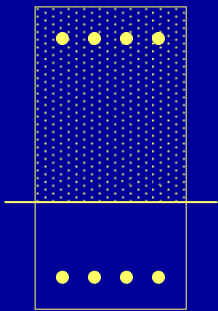
	g_k	q_k	SLU solo c.v	SLU con F
Travi 30 x 60	4.20		5.88	4.20
Travi 30 x 50	3.50		4.90	3.50
Travi 60 x 22	1.60		2.24	1.60
Tamponature	6.00		8.40	6.00
Tramezzi	3.00			

Domini di resistenza - stato limite ultimo

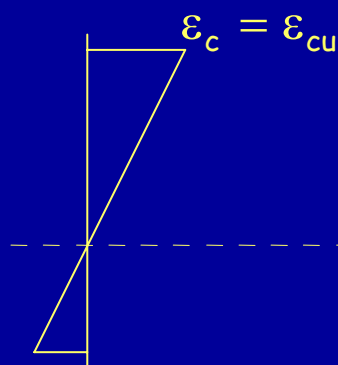
Dominio di resistenza, o curva di interazione = insieme delle coppie M-N per cui ε_{\max} è uguale a ε_{\lim}

Per ricavare una coppia M-N del dominio

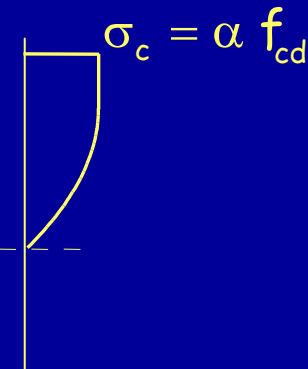
sezione



si assegna un diagramma di ε



di σ



si calcolano M ed N

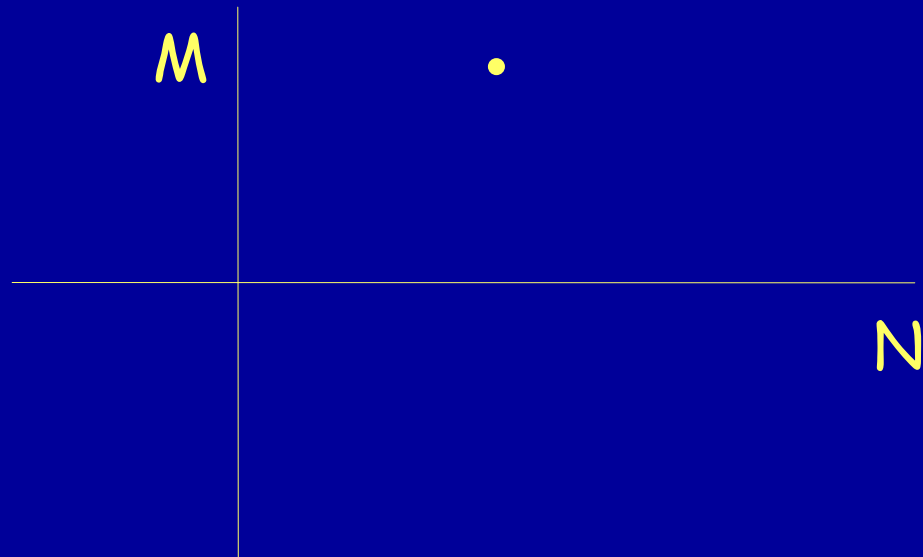
$$N = \int \sigma dA$$

$$M = - \int \sigma y dA$$

Domini di resistenza - stato limite ultimo

Dominio di resistenza, o curva di interazione = insieme delle coppie M-N per cui ε_{\max} è uguale a $\bar{\varepsilon}_{cu}$

Per ricavare una coppia M-N del dominio



si calcolano
M ed N

$$N = \int \sigma dA$$

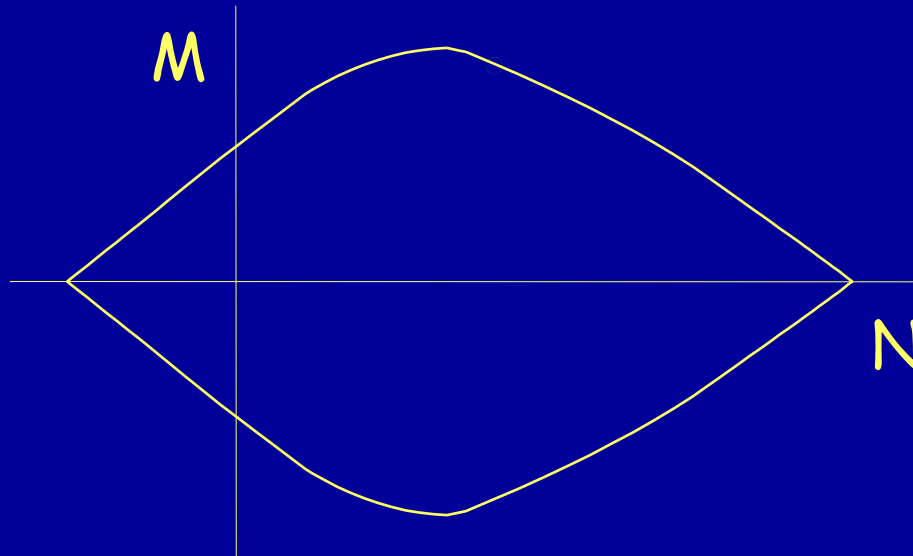
$$M = -\int \sigma y dA$$

e si riporta la coppia
M - N nel diagramma

Domini di resistenza - stato limite ultimo

Dominio di resistenza, o curva di interazione = insieme delle coppie M-N per cui ε_{\max} è uguale a $\bar{\varepsilon}_{cu}$

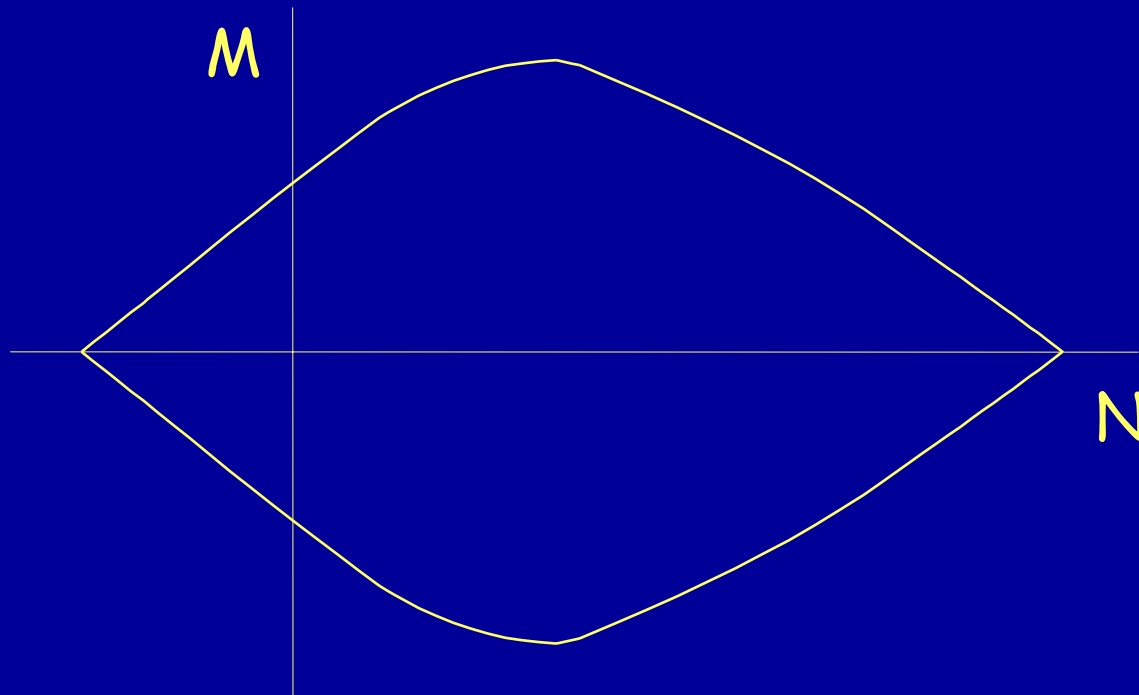
Ripetendo con tutti i possibili diagrammi ...



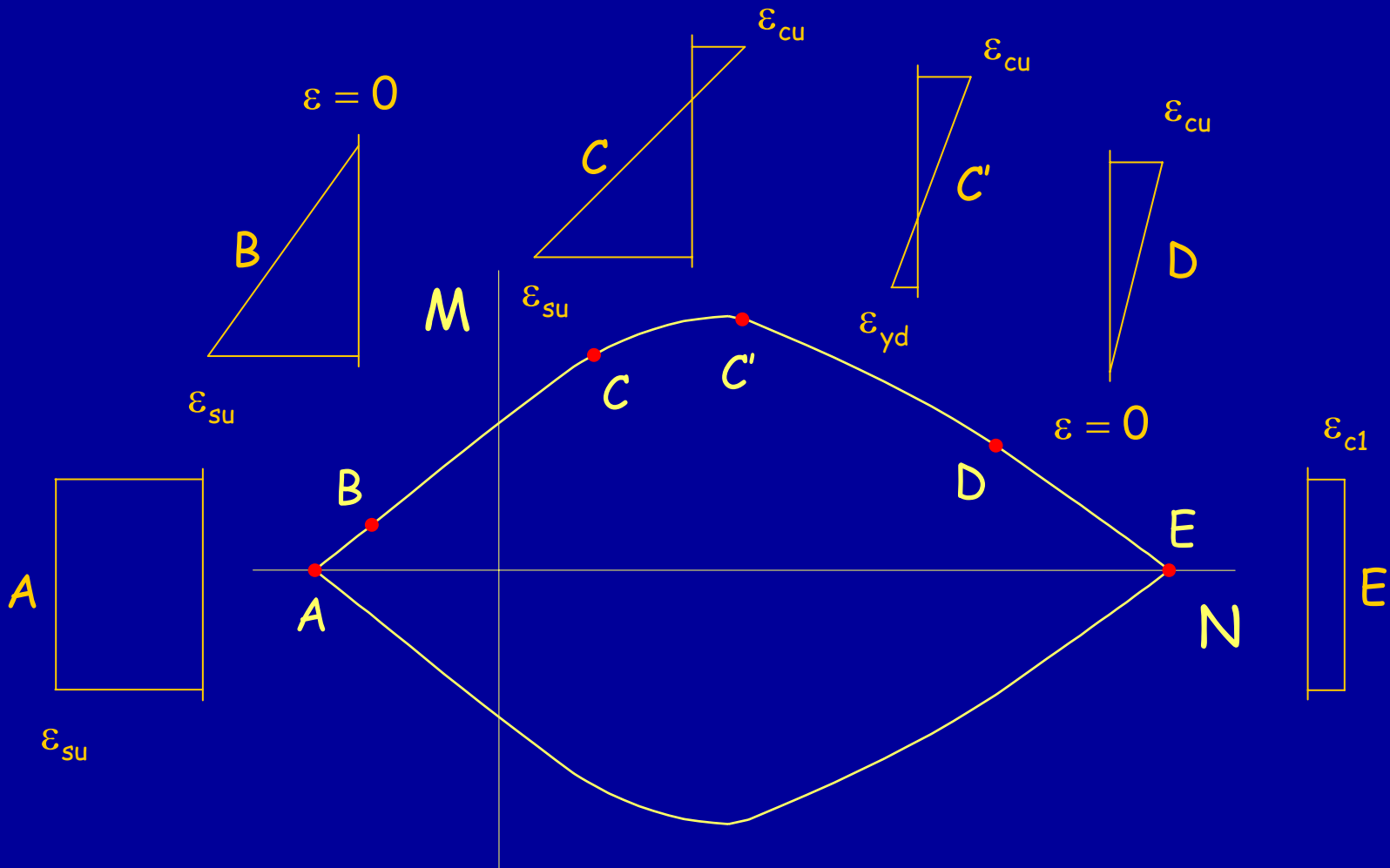
si ottiene il
dominio
completo

Domini di resistenza - stato limite ultimo

Ogni punto corrisponde a un diverso diagramma di deformazioni

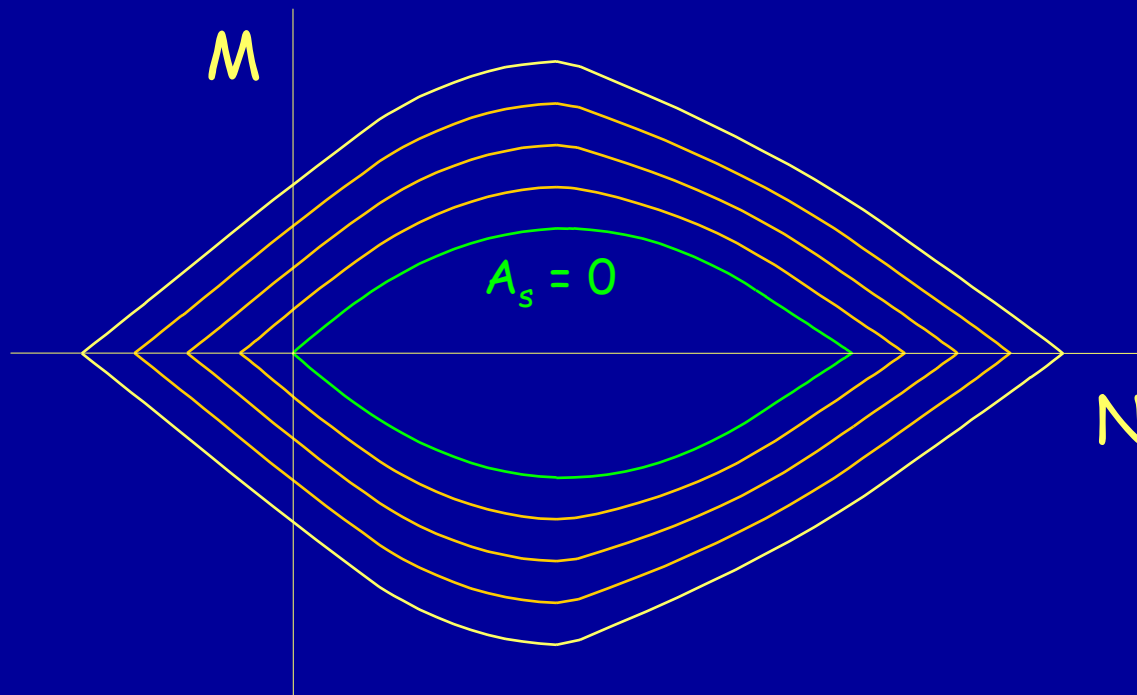


Domini di resistenza - stato limite ultimo

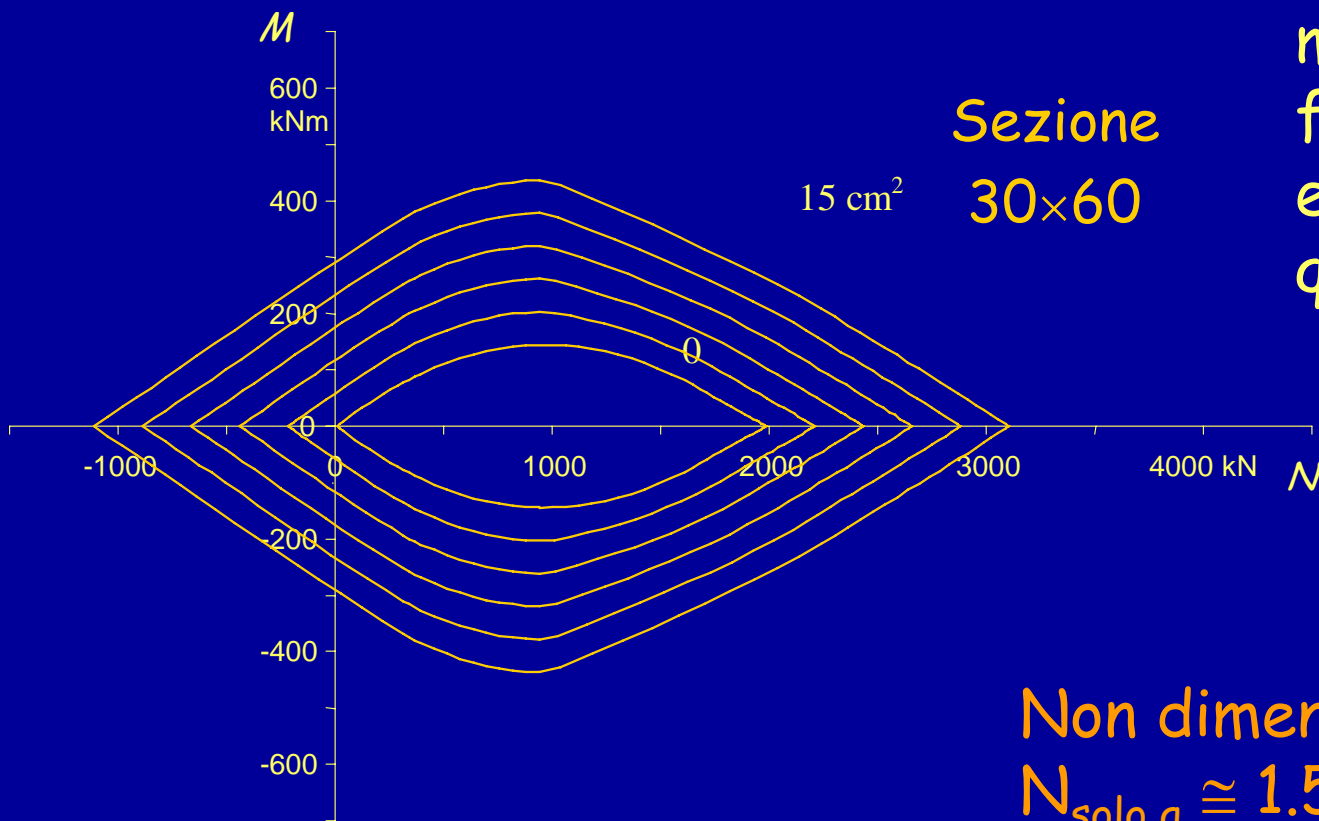


Domini di resistenza - stato limite ultimo

Cambiando l'armatura, si ottengono tanti diagrammi



Dimensionamento pilastri



15 cm²

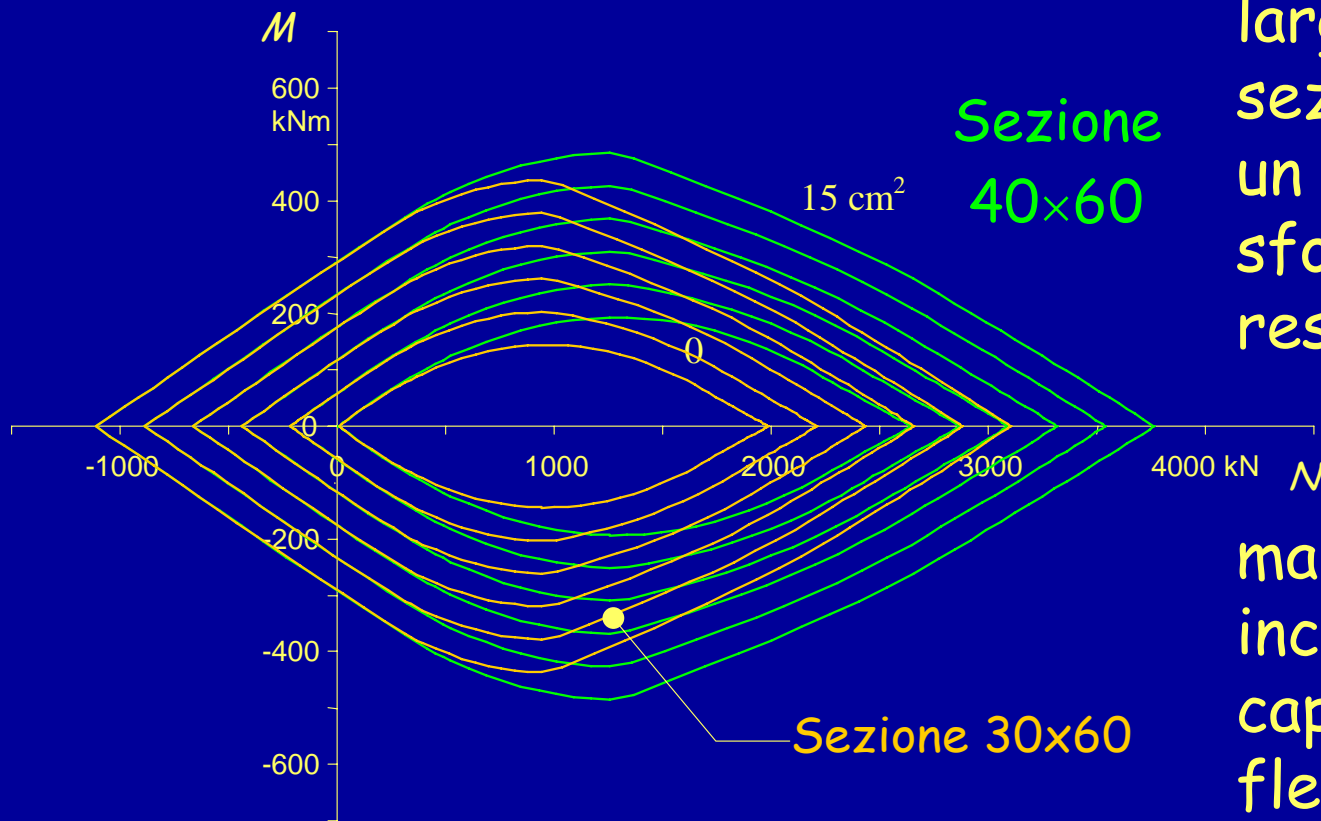
Sezione
30×60

Il massimo momento flettente può essere portato quando:

$$\frac{N}{A_c} \cong 0.5 \alpha f_{cd}$$

Non dimenticare che
 $N_{\text{solo } q} \cong 1.5 N_{q+\text{sisma}}$

Dimensionamento pilastri

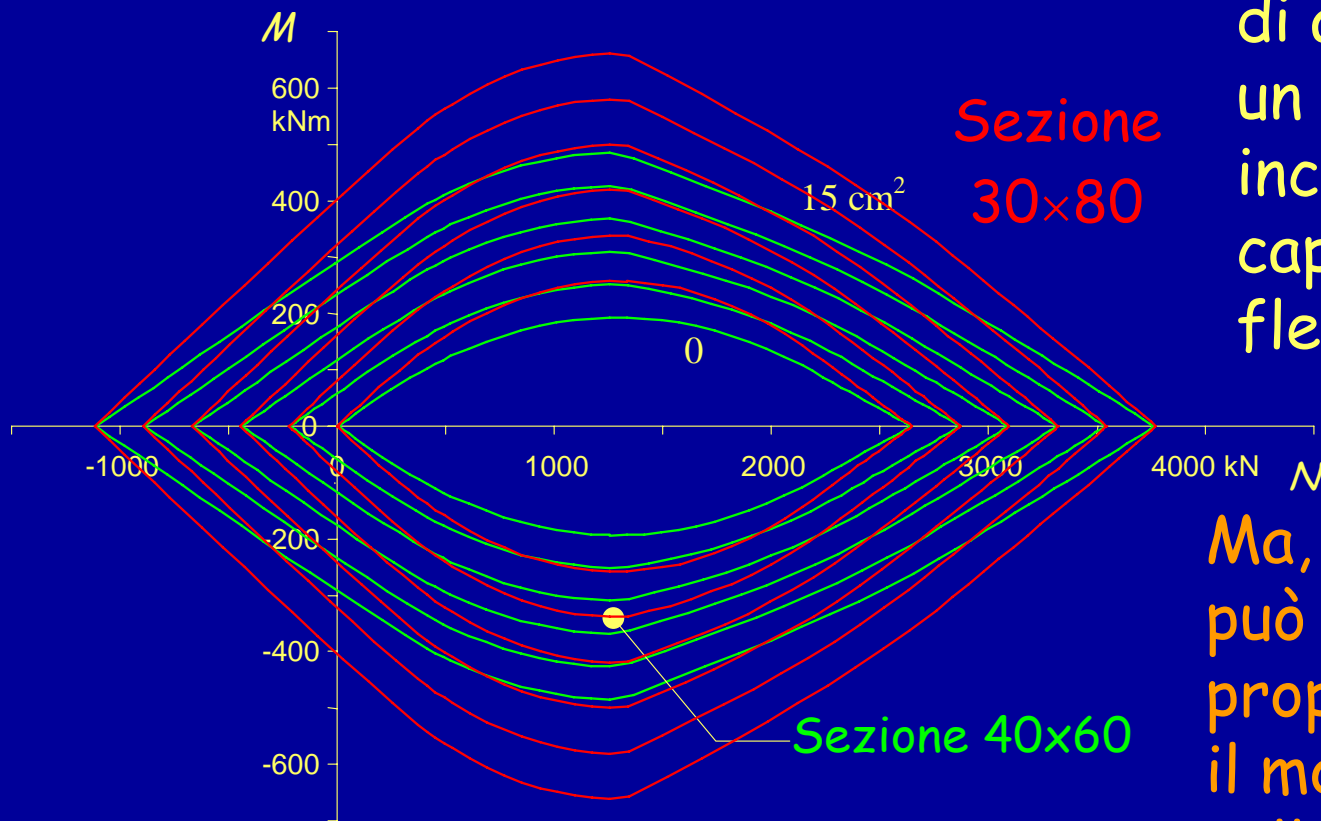


Un aumento della larghezza della sezione produce un aumento dello sforzo normale resistente

ma un modesto incremento di capacità flessionale

Dimensionamento pilastri

Un aumento di altezza della sezione (a parità di area) produce un buon incremento di capacità flessionale



Ma, attenzione: può aumentare proporzionalmente il momento sollecitante

Dimensionamento pilastri

Consigli:

1. Dimensionare la sezione del primo ordine in modo che la tensione media N/A_c non superi:

↙ in presenza di sisma

$$0.4 \alpha f_{cd}$$

se si prevedono momenti flettenti non troppo elevati (zona 2, suolo B C E, q non troppo basso)

$$0.3-0.4 \alpha f_{cd}$$

se si prevedono momenti flettenti più elevati

Dimensionamento pilastri

Consigli:

2. Usare per i diversi pilastri del primo ordine un numero basso di tipi di sezione (max 2 o 3) ed evitare eccessive differenze di momento d'inerzia

Quindi cercare di mantenere - più o meno - la stessa altezza delle sezioni e variare la base

Dimensionamento pilastri

Consigli:

3. Ridurre gradualmente la sezione andando verso l'alto

Limitare le variazioni di sezione, che sono sempre possibile causa di errori costruttivi

Evitare forti riduzioni di tutti i pilastri ad uno stesso piano

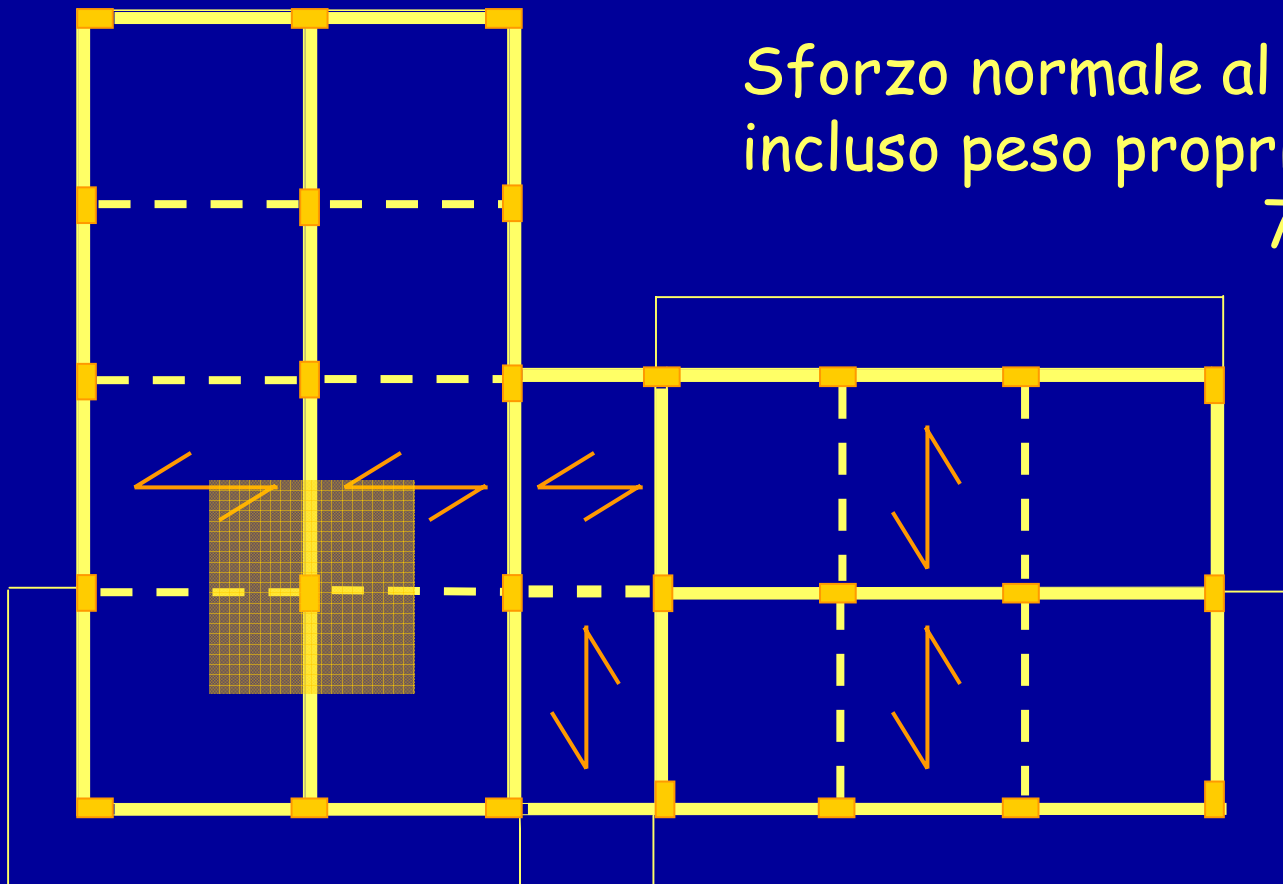
Mantenere una dimensione adeguata, non troppo piccola, anche ai piani superiori

Esempio

Pilastro interno, porta
8 m di trave
21 m² di solaio

Carico al piano: 140 kN

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
770 kN

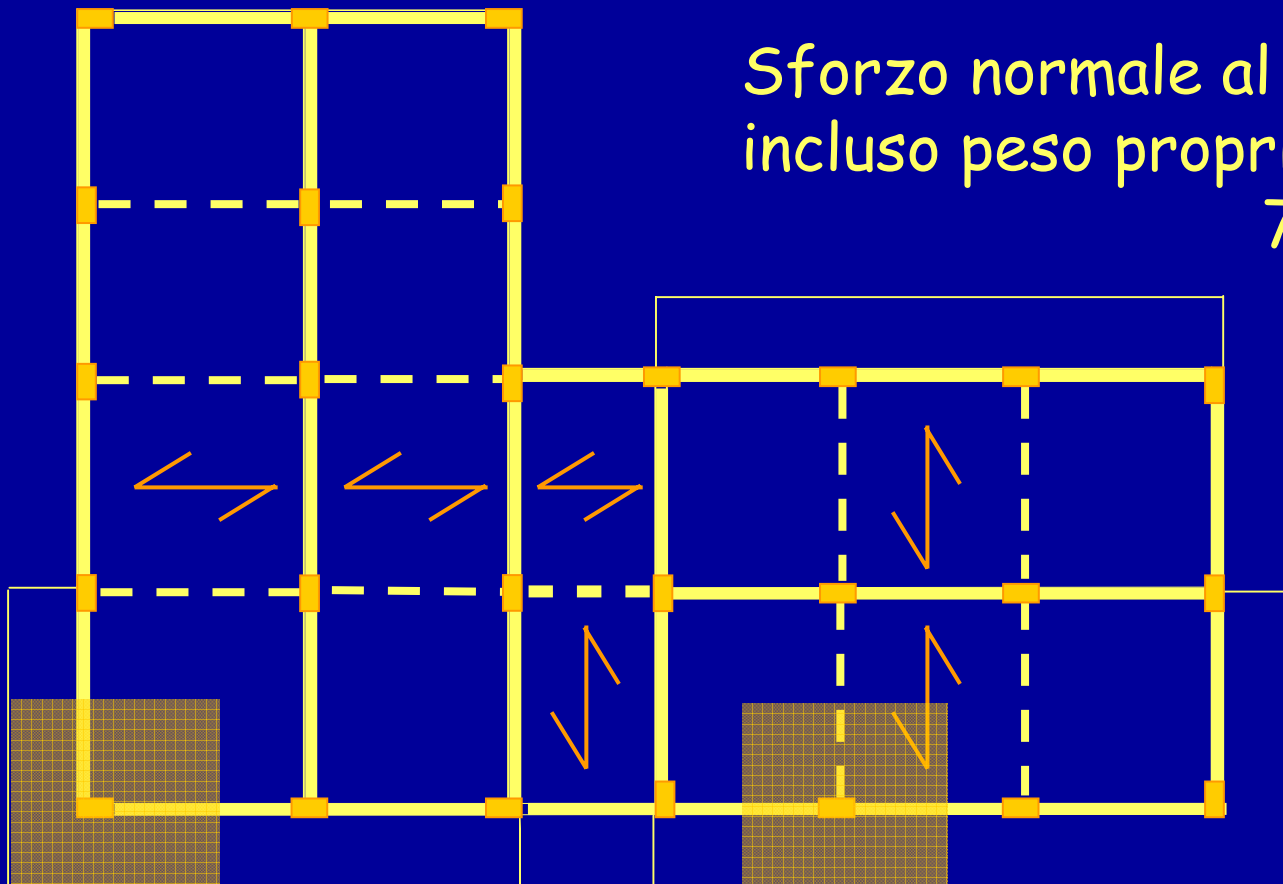


Esempio

Pilastro laterale con sbalzo
pilastro d'angolo con sbalzi

Più o meno lo stesso

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
770 kN

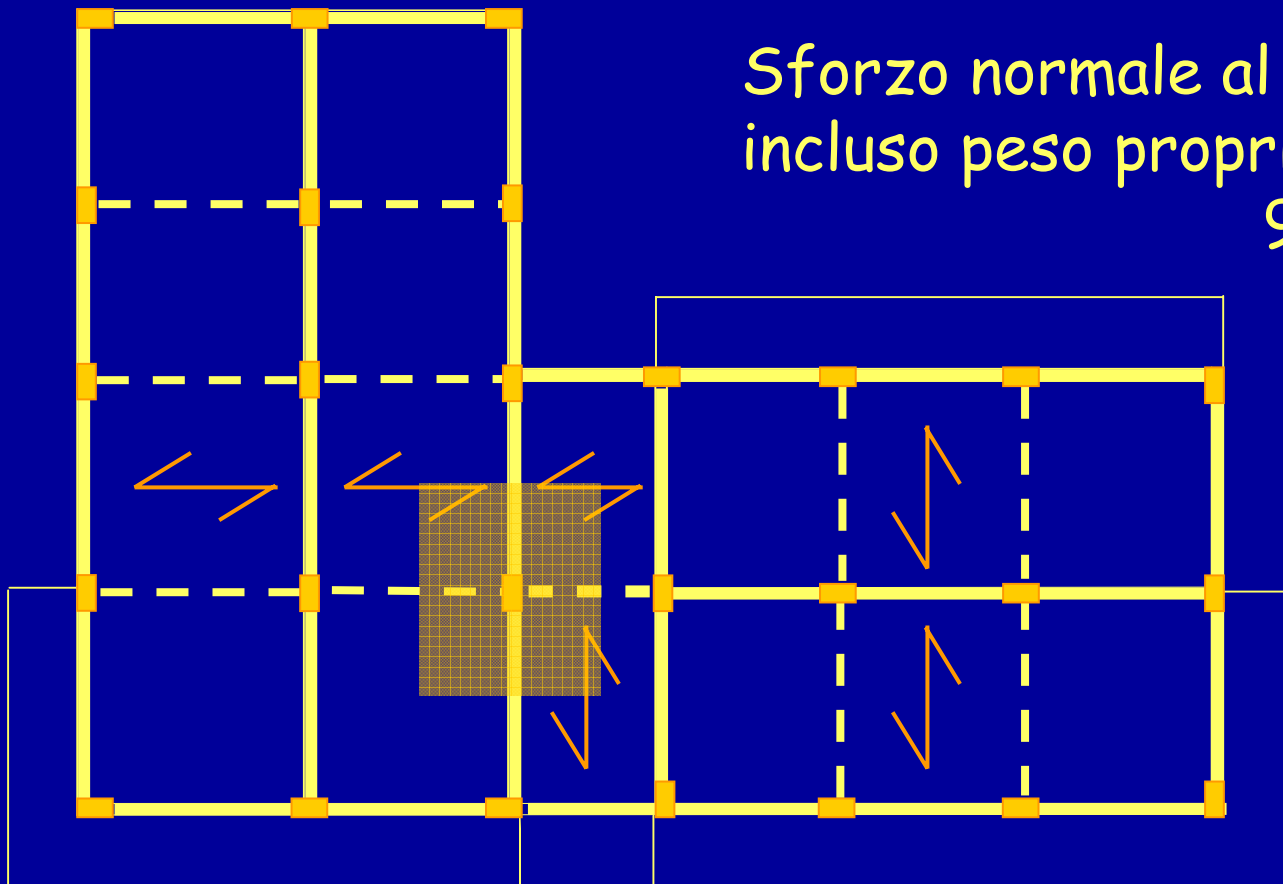


Esempio

Pilastro interno in
corrispondenza della scala

Di più, a causa del torrino

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
900 kN



Esempio

Pilastro laterale privo di sbalzo o d'angolo con uno sbalzo

Carico al piano minore

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
580 kN



Esempio

Pilastro d'angolo
privo di sbalzo

Carico al piano ancora
minore

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
360 kN



Esempio - Verifica dei pilastri primo piano

Tutti i pilastri hanno sezione 30 x 70

Tipo di pilastro	N_{sd} (SLU con F)	Tensione media cls
Pilastri più caricati (20)	770 - 900 kN	3.6 - 4.3 MPa
Pilastri perimetrali senza sbalzo (5)	580 kN	2.8 MPa
Pilastri d'angolo senza sbalzo (2)	360 kN	1.7 MPa

Se si prevedono sollecitazioni non troppo alte (zona 2, suolo C) $\sigma_m \leq 0.4 \alpha f_{cd} = 4.4 \text{ MPa}$

Esempio - pilastri ai piani superiori

Variazione di sezione lungo l'altezza

La sezione 30 x 70 non crea problemi architettonici e non comporta costi eccessivi

quindi la si può mantenere invariata per tutta l'altezza

Solo per il torrino scala: sezioni 30x50

Masse

In un edificio in cemento armato il peso delle masse di piano corrisponde in genere ad una incidenza media di $8\div 11 \text{ kN/m}^2$

Una valutazione di prima approssimazione del peso delle masse a ciascun piano può essere ottenuta moltiplicando la superficie totale dell'impalcato per 10 kN/m^2 (9 kN/m^2 in copertura, per la minore incidenza delle tamponature)

Esempio - masse

La superficie degli impalcati nell'edificio in esame è

Torrino scala: $S = 48.0 \text{ m}^2$

V impalcato: $S = 331.9 \text{ m}^2$

Piano tipo: $S = 323.5 \text{ m}^2$

Per il piano terra: $S = 263.2 \text{ m}^2$

Nota: il torrino scala può essere accorpato al 5° impalcato, ottenendo

Torrino + V impalcato: $S = 379.9 \text{ m}^2$

Esempio - masse

Impalcato	Superficie m ²	Incidenza kN/m ²	Peso kN
Torrino + V	379.9	9.0	3419
IV, III, II	323.5	10.0	3235
I	263.2	10.0	2632

Peso totale = 15756 kN

Fattore di struttura

$$q = q_0 K_{\alpha} K_D K_R$$

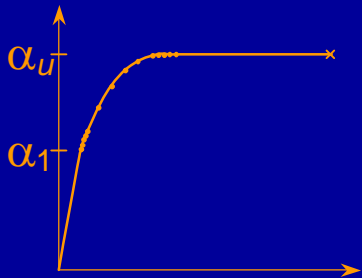
Dipende da:

- Duttività generale della tipologia strutturale
- Rapporto tra resistenza ultima e di prima plasticizzazione
- Classe di duttilità dell'edificio
- Regolarità dell'edificio

Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

	q_0
Struttura a telaio	4.5
Struttura a pareti	4.0
Struttura mista telai-pareti	4.0
Struttura a nucleo	3.0

Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)



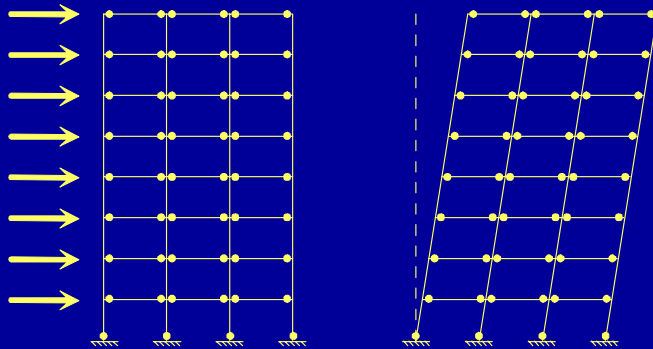
$$K_\alpha = \alpha_u / \alpha_1$$

Telaio a 1 piano	1.1
Telaio a più piani, una campata	1.2
Telaio a più piani, più campate	1.3
Pareti non accoppiate	1.1
Pareti accoppiate	1.2

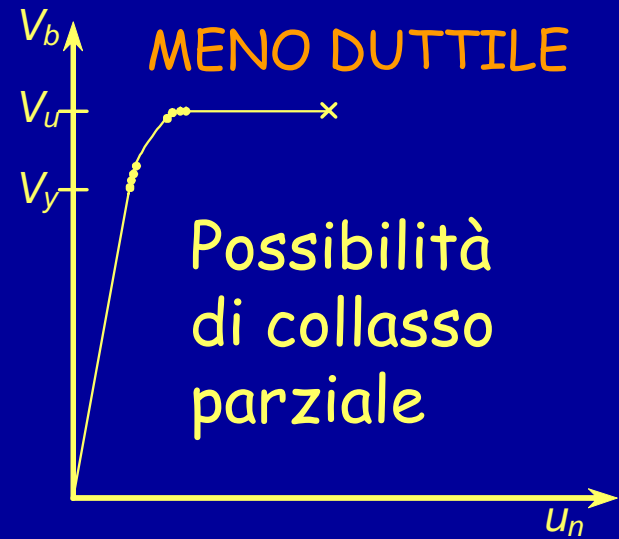
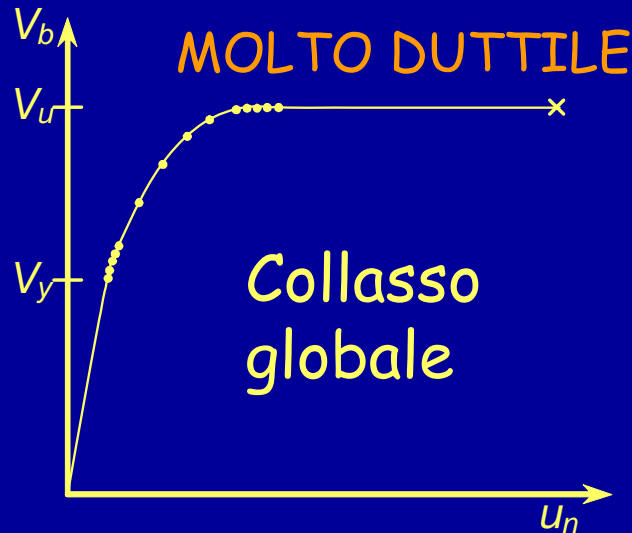
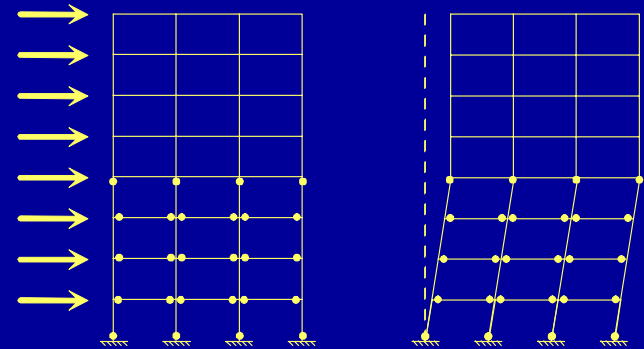
Oppure effettuare analisi statica non lineare

Scelte progettuali: alta o bassa duttilità

ALTA DUTTILITÀ



BASSA DUTTILITÀ



Scelte progettuali: alta o bassa duttilità

ALTA DUTTILITÀ

- Forze sismiche minori (minore resistenza)
- Dettagli costruttivi più curati
- Progetto dei pilastri col criterio di gerarchia delle resistenze
- Evitare irregolarità strutturali per evitare forti concentrazioni della plasticizzazione

BASSA DUTTILITÀ

- Forze sismiche maggiore (maggiore resistenza)
- Dettagli costruttivi meno curati
- Non si usa il criterio di gerarchia delle resistenze per i pilastri

Duttività locale (edifici in cemento armato)

K_D

Classe di duttilità A

1.0

Richiede accorgimenti
particolari nel calcolo ed impone
dettagli costruttivi più severi

Classe di duttilità B

0.7

Forze di calcolo maggiori

**Il progettista sceglie, a priori, quale
classe di duttilità adottare**

Regolarità in altezza (edifici in cemento armato)

	K_R
Edifici regolari in altezza	1.0
Edifici non regolari in altezza	0.8

La regolarità in altezza deve essere valutata a priori, guardando la distribuzione delle masse e le sezioni degli elementi resistenti, ma anche controllata a posteriori

Commento

Se la struttura è progettata in modo da essere regolare in altezza e ad alta duttilità (rispettando il criterio di gerarchia delle resistenze)

$$K_R \times K_D = 1.00$$

Se la struttura non è regolare in altezza ed è a bassa duttilità

$$K_R \times K_D = 0.8 \times 0.7 = 0.56$$

Quindi le forze sono maggiori di quasi l'80%

Attenzione: se il collasso è con meccanismo di piano la riduzione di duttilità globale può essere anche maggiore

Regolarità in altezza

I sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza dell'edificio

Massa e rigidezza non variano bruscamente da un piano all'altro

Il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza di calcolo non varia molto da un piano all'altro

Principi generali = prestazione richiesta

Regolarità in altezza

Andando dal basso verso l'alto:

- la massa rimane costante o si riduce al massimo del 20%
- la rigidezza rimane costante o si riduce al massimo del 20%
- il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza di calcolo varia di $\pm 15\%$

Regole applicative = prescrizioni (obbligatorie?)

Regolarità in altezza

Si noti inoltre che:

- il controllo delle masse può essere effettuato *a priori*, all'inizio del calcolo
- il controllo sulla rigidezza richiede la conoscenza delle sezioni
- il controllo sulla resistenza richiede la conoscenza della disposizione delle armature

Ritengo che l'edificio in esame possa considerarsi sostanzialmente regolare in altezza:

$$K_R = 1.0$$

Spettro di progetto

È ottenuto dividendo lo spettro di risposta elastica per il fattore di struttura q

$$q = q_0 K_\alpha K_D K_R$$

Nell'esempio:

$$q_0 = 4.5$$

struttura intelaiata in c.a.

$$K_\alpha = 1.3$$

telaio con più piani e più campate

$$K_D$$

duttilità alta o bassa?

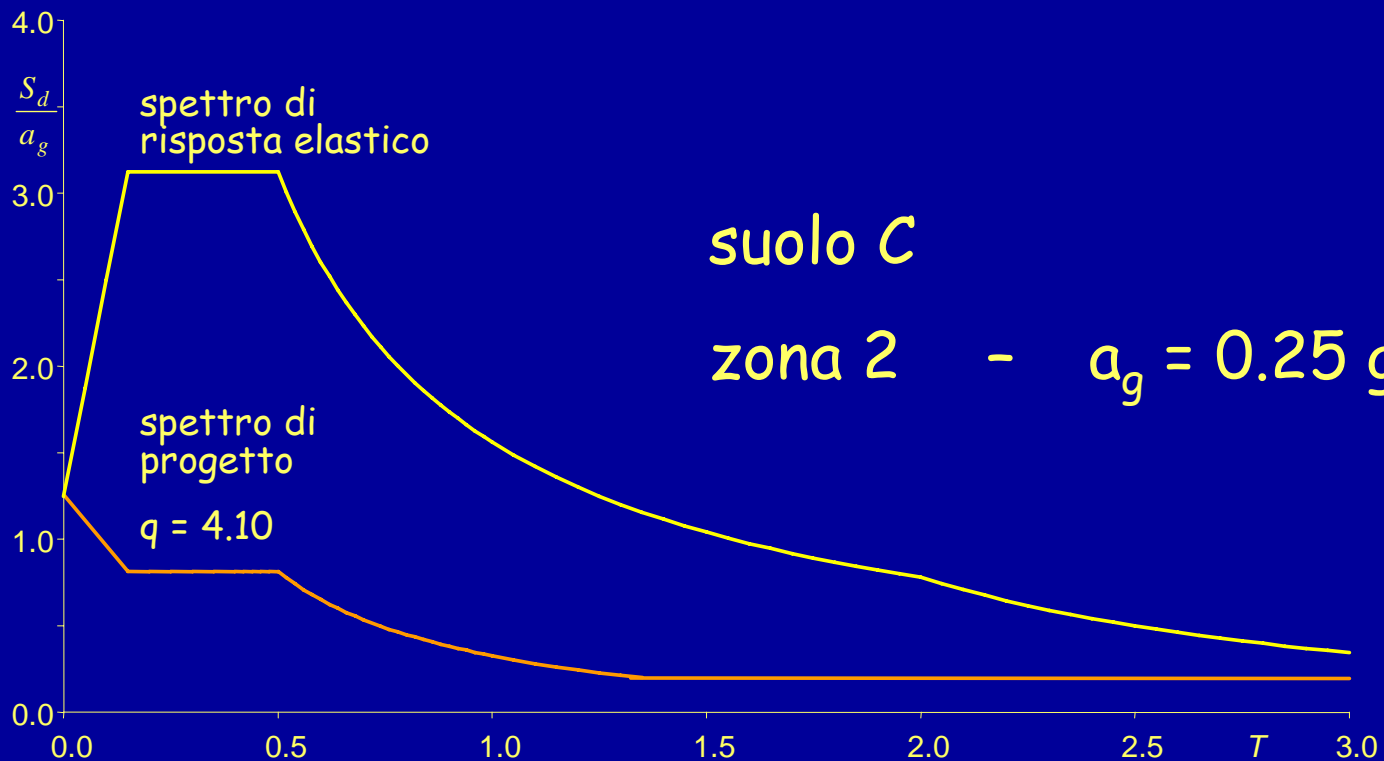
$$K_R = 1$$

la struttura è regolare in altezza

Spettro di progetto

Se la struttura è a bassa duttilità

$$K_D = 0.7 \quad \Rightarrow \quad q = 4.5 \times 1.3 \times 0.7 = 4.10$$



Ordinata spettrale

Dipende dal periodo

Si può assumere $T_1 = C_1 H^{3/4}$

con

$$C_1 = 0.075$$

per strutture intelaiate in c.a.

H = altezza dell'edificio dal
piano di fondazione (m)

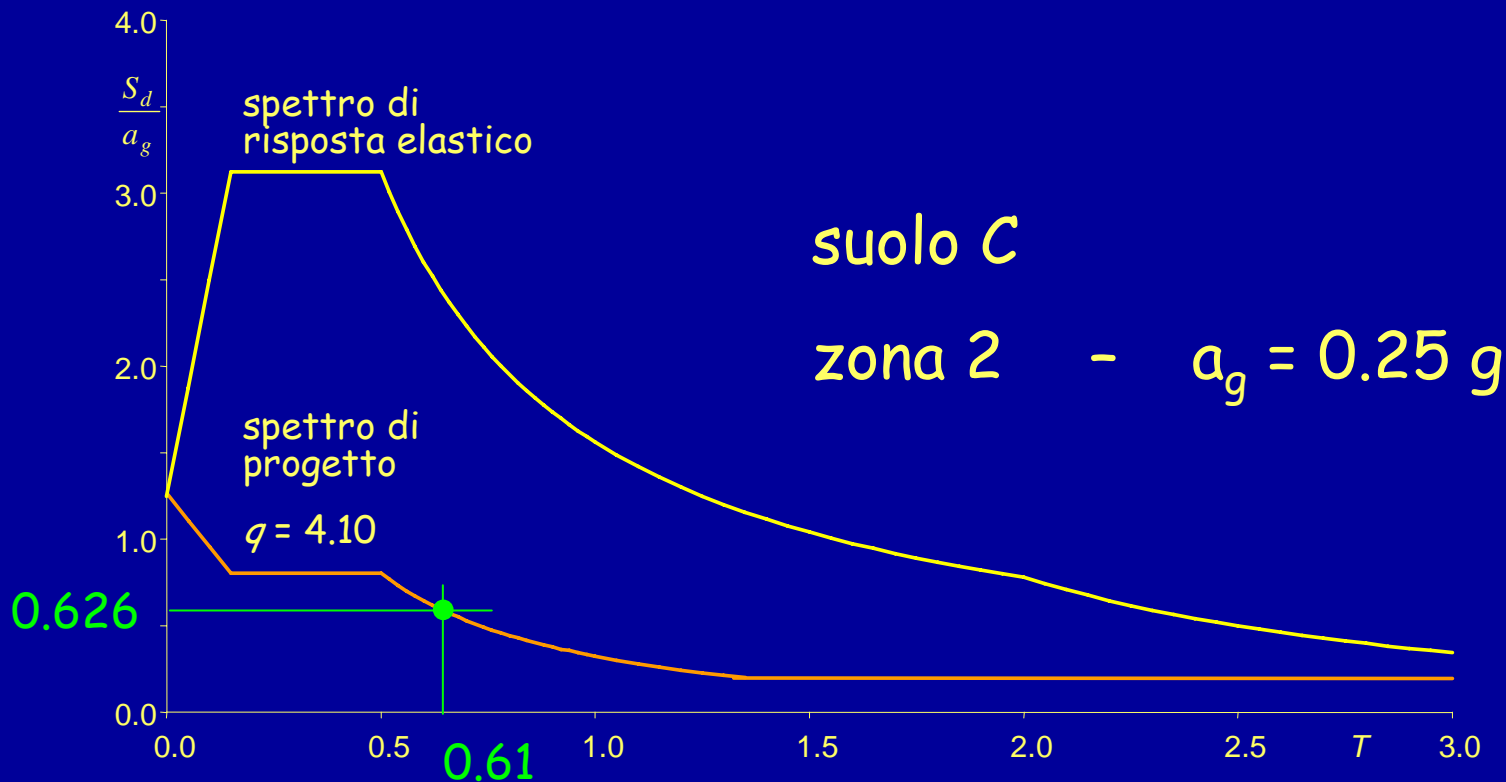
Nell'esempio:

$$H = 16.40 \text{ m} \quad (\text{escluso torrino})$$

$$T_1 = 0.075 \times 16.40^{3/4} = 0.61 \text{ s}$$

Esempio - ordinata spettrale

$$S_d = 0.626 \times 0.25 \text{ g} = 0.156 \text{ g}$$



Forze per analisi statica

Taglio alla base $V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_1) =$
 $= 0.85 \times 15756 \times 0.156 = 2089.2 \text{ kN}$

Forza al piano $F_k = \frac{m_k z_k}{\sum_{i=1}^n m_i z_i} V_b$

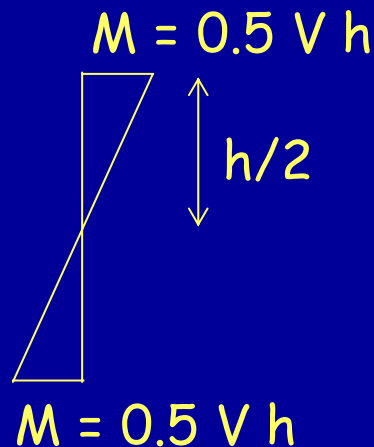
Forze per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
5+torrino	3419	16.40	56072	720.5	720.5
4	3235	13.20	42702	548.7	1269.2
3	3235	10.00	32350	415.7	1684.8
2	3235	6.80	21998	282.7	1967.5
1	2632	3.60	9475	121.7	2089.2
somma	15756		162597		

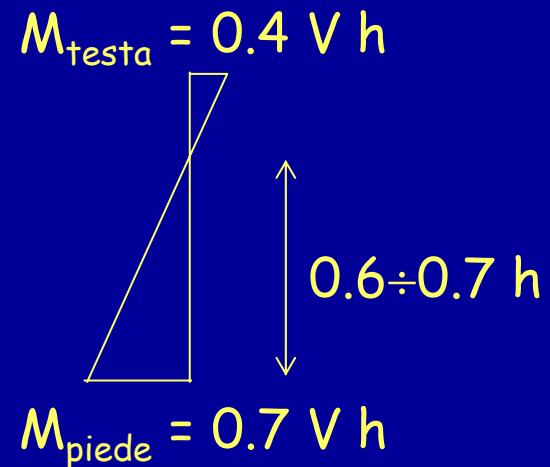
Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

1. Ripartire il taglio di piano tra i pilastri "che contano" (pilastri allungati nella direzione del sisma e collegati con una trave emergente)
2. Valutare il momento nei pilastri

ai piani superiori

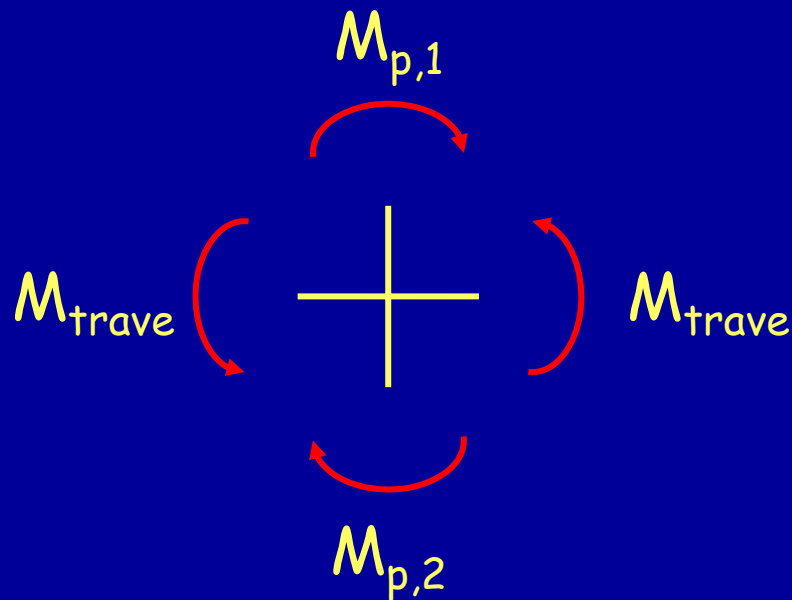


al primo ordine



Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

3. Valutare i momenti nelle travi



Per l'equilibrio:

$$M_{trave} = \frac{M_{p,1} + M_{p,2}}{2}$$

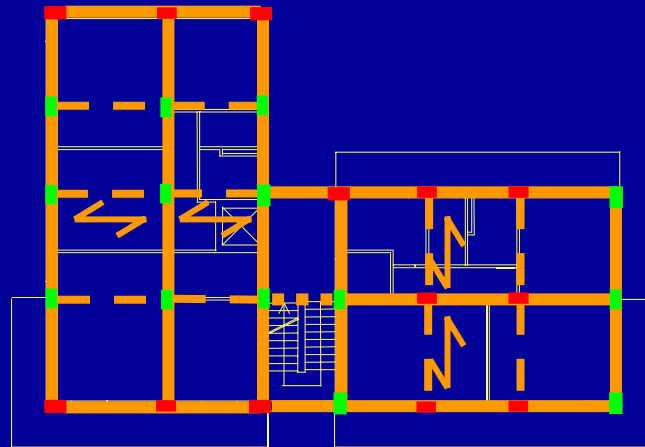
Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

4. Incrementare i momenti per tenere conto dell'eccentricità accidentale

Se la struttura è sufficientemente rigida torsionalmente, incrementare del 15%

Caratteristiche della sollecitazione 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)
5	720.5
4	1269.2
3	1684.8
2	1967.5
1	2089.2



I pilastri (tutti uguali) sono:
13 allungati in direzione x
14 allungati in direzione y

Ripartisco il taglio globale
tra 13 pilastri (direzione x)

Caratteristiche della sollecitazione 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)
5	720.5	55.4
4	1269.2	97.6
3	1684.8	129.6
2	1967.5	151.3
1	2089.2	160.7

Volendo, potrei ridurre il taglio di un 20%, per tener conto del contributo dei pilastri "deboli"

Caratteristiche della sollecitazione

2 - momento nei pilastri

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)
5	720.5	55.4	88.7
4	1269.2	97.6	156.2
3	1684.8	129.6	207.4
2	1967.5	151.3	242.2
1 testa	2089.2	160.7	231.4
piede			405.0

$$M = V h / 2$$

$$M = V 0.4 h$$

$$M = V 0.7 h$$

Caratteristiche della sollecitazione

3 - momento nelle travi

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	720.5	55.4	88.7	44.3
4	1269.2	97.6	156.2	122.4
3	1684.8	129.6	207.4	181.8
2	1967.5	151.3	242.2	224.8
1 testa	2089.2	160.7	231.4	236.8
piede			405.0	

$$M_{+} = M_{p5}/2$$

$$M_{+} = (M_{p5} + M_{p4})/2$$

Caratteristiche della sollecitazione 4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	720.5	55.4	88.7	44.3
4	1269.2	97.6	156.2	122.4
3	1684.8	129.6	207.4	181.8
2	1967.5	151.3	242.2	224.8
1 testa	2089.2	160.7	231.4	236.8
piede			405.0	

Caratteristiche della sollecitazione 4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	720.5	55.4	102.0	44.3
4	1269.2	97.6	179.6	122.4
3	1684.8	129.6	238.5	181.8
2	1967.5	151.3	278.5	224.8
1 testa	2089.2	160.7	266.1	236.8
piede			465.7	

+15%

Caratteristiche della sollecitazione 4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	720.5	55.4	102.0	51.0
4	1269.2	97.6	179.6	140.8
3	1684.8	129.6	238.5	209.1
2	1967.5	151.3	278.5	258.5
1 testa	2089.2	160.7	266.1	272.3
piede			465.7	

+15%

Dimensionamento travi emergenti

Le sollecitazioni da sisma sono elevate ai piani inferiori e centrali

Le sollecitazioni da sisma si riducono di molto ai piani superiori

Ma avere travi rigide aiuta comunque i pilastri

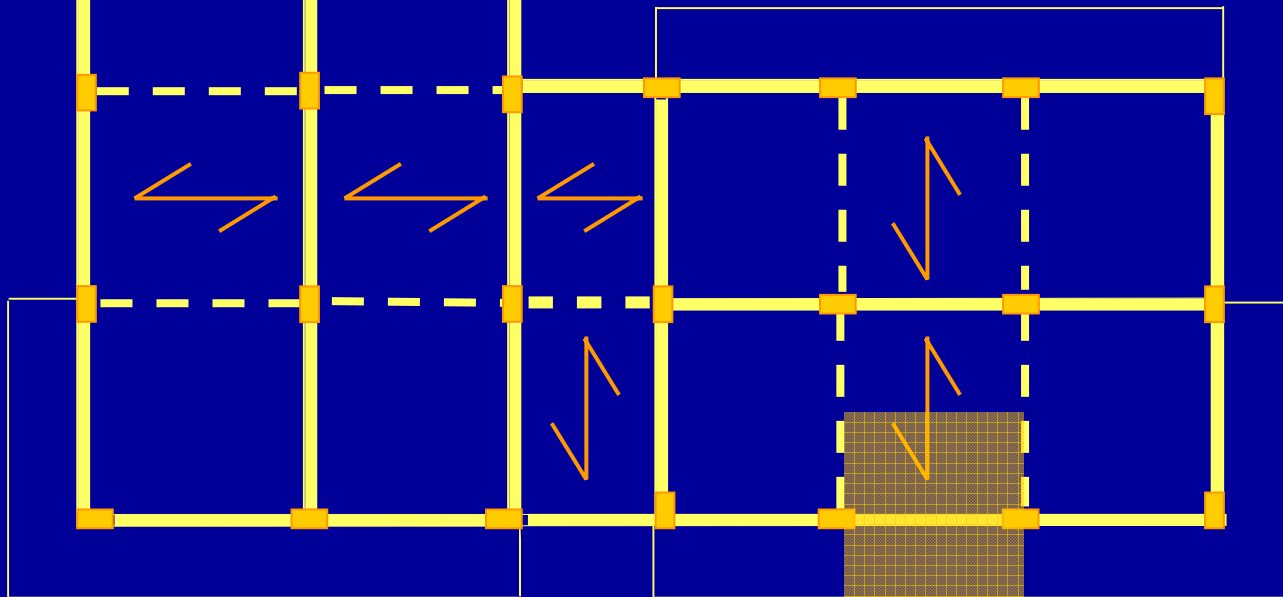
Esempio

Le travi di spina portano
circa 5 m di solaio

$q_d \cong 55 \text{ kN/m}$ in assenza di sisma

$q_d \cong 33 \text{ kN/m}$ in presenza di sisma

Le travi perimetrali
portano un carico analogo



Esempio - dimensionamento travi emergenti

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{qL^2}{10} = \frac{33 \times 4.30^2}{10} \cong 60 \text{ kNm}$$

Momento per azione sismica

$$M = 275 \text{ kNm}$$

Momento massimo, totale

$$M = 60 + 275 = 335 \text{ kNm}$$

Esempio - dimensionamento travi emergenti

Dati:

Sezione rettangolare

$$b = 30 \text{ cm}$$

$h =$ da determinare

$$c = 4 \text{ cm}$$

$$M_{Sd} = 335 \text{ kNm}$$

$$\text{Calcestruzzo } R_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Calcolo dell'altezza utile:

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.02 \sqrt{\frac{335}{0.30}} = 0.67 \text{ m}$$

sezione: 30x70

Esempio - dimensionamento travi emergenti

Dati:

Sezione rettangolare

$b = 30 \text{ cm}$

$h = \text{da determinare}$

$M_{Sd} = 335 \text{ kNm}$

Calcestruzzo $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Calcolo dell'altezza utile (armatura compressa uguale al 50% di quella tesa):

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.0154 \sqrt{\frac{335}{0.30}} = 0.52 \text{ m}$$

sezione: 30x60

all'ultimo impalcato 30x50

Verifica pilastri (pilastri uguali)

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	720.5	55.4	102.0	51.0
4	1269.2	97.6	179.6	140.8
3	1684.8	129.6	238.5	209.1
2	1967.5	151.3	278.5	258.5
1 testa	2089.2	160.7	266.1	272.3
piede			465.7	

Sezione più sollecitata

Verifica pilastri (pilastri uguali)

Utilizzando il dominio M-N

$$M = 465 \text{ kNm}$$

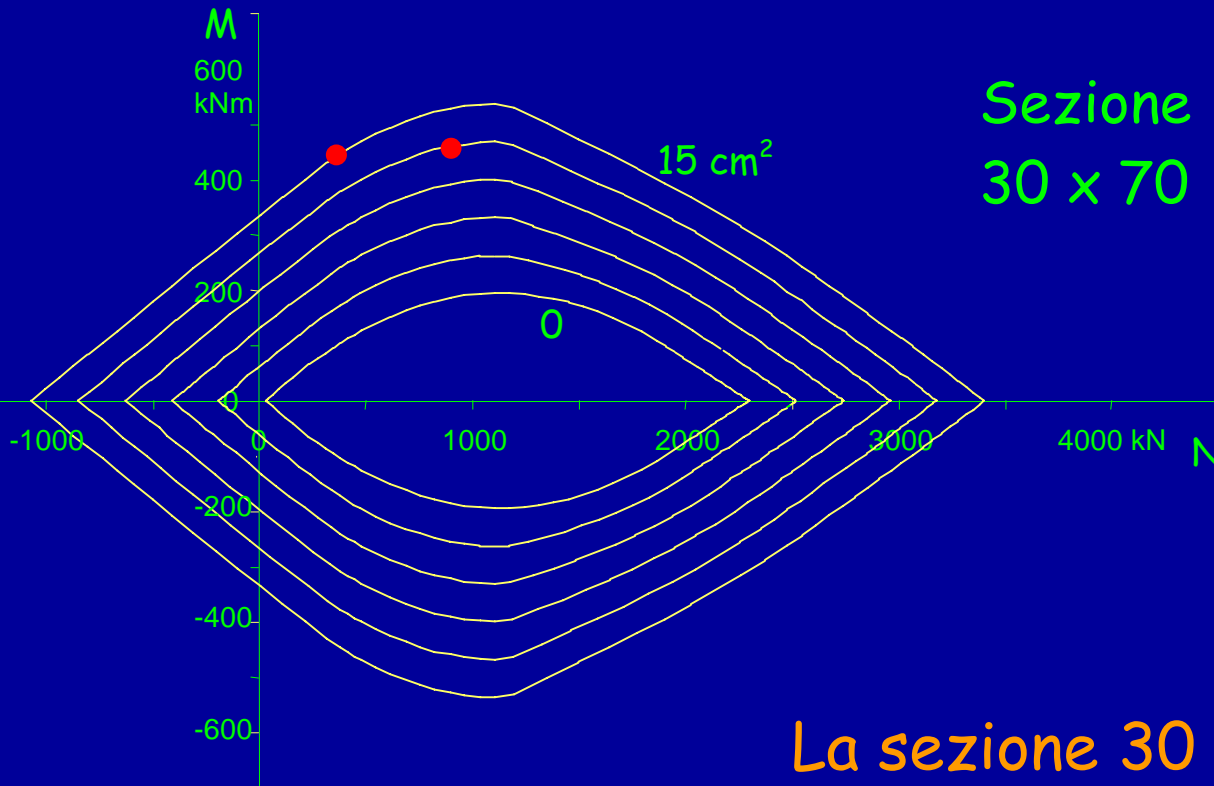
$$N = 360 \text{ kN}$$

$$N = 900 \text{ kN}$$

Sezione
30 x 70

15 cm²

0



occorrono 5
Ø20 per lato

La sezione 30 x 70 va bene

Dimensionamento e verifica di massima dell'edificio ad alta duttilità

Cosa cambia?

Il solaio e, dunque, i carichi unitari sono gli stessi

Il fattore di struttura è più grande ...

Fattore di struttura

$$q = q_0 K_\alpha K_D K_R$$

Nell'esempio:

$$q_0 = 4.5$$

struttura intelaiata in c.a.

$$K_\alpha = 1.3$$

Prima
era 0.7

telaio con più piani e più campate

$$K_D = 1.0$$

duttilità alta

$$K_R = 1.0$$

la struttura è regolare in altezza

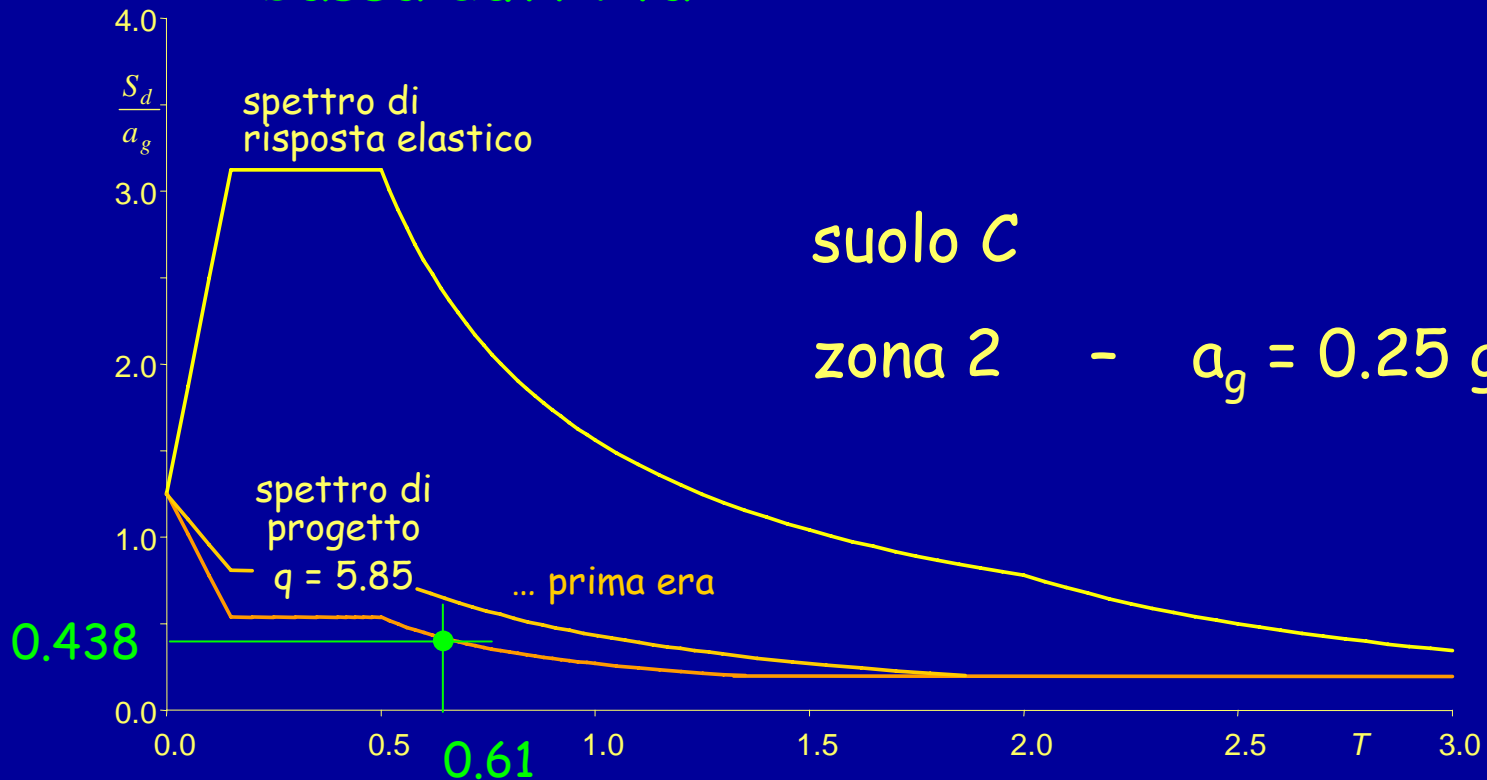
Si calcola:

$$q = 5.85 \text{ (prima era 4.10)}$$

Esempio - ordinata spettrale

$$S_d = 0.438 \times 0.25 \text{ g} = 0.109 \text{ g} \text{ (prima era } 0.156 \text{ g)}$$

È il 70% del valore ottenuto per l'edificio a bassa duttilità



Cosa cambia?

Il solaio e, dunque, i carichi unitari sono gli stessi

Il fattore di struttura è più grande ...

Le forze e le sollecitazioni dovute al sisma sono pari al 70% di quelle dell'edificio a bassa duttilità

Le sollecitazioni dei pilastri vanno calcolate con criterio di gerarchia delle resistenze

Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

4. Determinare i momenti dovuti al sisma incrementati per tenere conto dell'eccentricità accidentale
(Nell'esempio si ottengono moltiplicando per 0.7 quelli dell'edificio a bassa duttilità)
5. Incrementare i momenti nei pilastri (tranne che alla base); in linea di massima moltiplicare:
per 1.2÷1.5 ai piani inferiori
per 2 ai piani superiori (escluso l'ultimo)

Attenzione ai casi di trave più rigida dei pilastri

Caratteristiche della sollecitazione edificio a bassa duttilità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	720.5	55.4	102.0	51.0
4	1269.2	97.6	179.6	140.8
3	1684.8	129.6	238.5	209.1
2	1967.5	151.3	278.5	258.5
1 testa	2089.2	160.7	266.1	272.3
piede			465.7	

Caratteristiche della sollecitazione edificio ad alta duttilità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	504.3	38.8	71.4	35.7
4	888.4	68.3	125.7	98.6
3	1179.4	90.7	166.9	146.3
2	1377.2	105.9	194.9	180.9
1 testa	1462.5	112.5	186.3	190.6
piede			326.0	

Tutti i valori
x 0.7

Caratteristiche della sollecitazione 5 - per gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	504.3	38.8	142.5	35.7
4	888.4	68.3	225.9	98.6
3	1179.4	90.7	283.3	146.3
2	1377.2	105.9	291.9	180.9
1 testa	1462.5	112.5	278.9	190.6
piede			326.0	

x 2

x 1.5

non modificato

Esempio - dimensionamento travi emergenti

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{qL^2}{10} = \frac{33 \times 4.30^2}{10} \cong 60 \text{ kNm}$$

Momento per azione sismica

$$M = 190 \text{ kNm}$$

Momento massimo, totale

$$M = 60 + 190 = 250 \text{ kNm}$$

Esempio - dimensionamento travi emergenti

Dati:

Sezione rettangolare

$$b = 30 \text{ cm}$$

$h =$ da determinare

$$c = 4 \text{ cm}$$

$$M_{Sd} = 250 \text{ kNm}$$

$$\text{Calcestruzzo } R_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Calcolo dell'altezza utile:

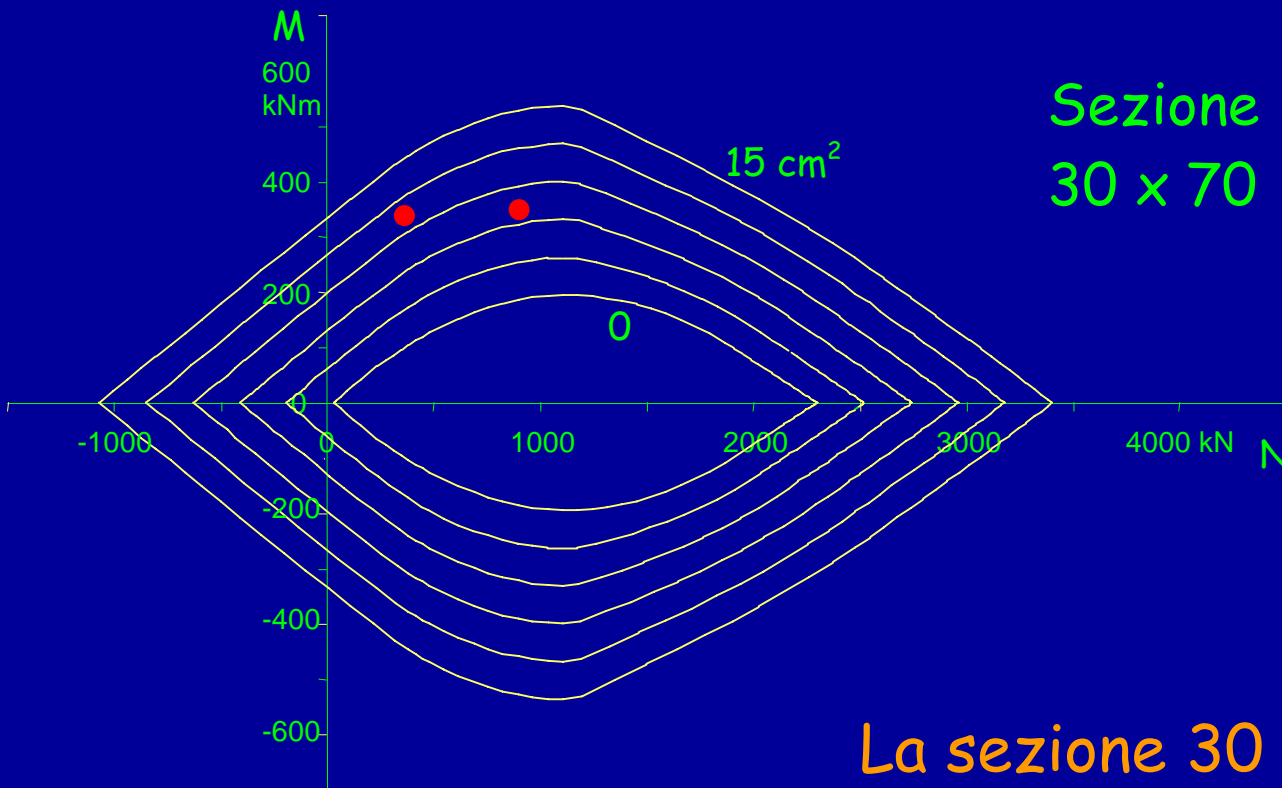
$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.02 \sqrt{\frac{250}{0.30}} = 0.58 \text{ m}$$

sezione: 30x60

all'ultimo impalcato 30x50

Verifica pilastri

Utilizzando il dominio M-N



$$M = 325 \text{ kNm}$$

$$N = 360 \text{ kN}$$

$$N = 900 \text{ kN}$$

occorrono 3 o 4
Ø20 per lato

La sezione 30 x 70 va bene

Confronto edifici Alta e Bassa duttilità

Edificio	Travi a spessore	Travi emergenti	Pilastri
Bassa duttilità	60 x 22	30 x 70 o 30 x 60 + armatura compressa	30 x 70
Alta duttilità	60 x 22	30 x 60	30 x 70

FINE

Per questa presentazione:

coordinamento *A. Ghersi*

realizzazione *A. Ghersi,
E. Marino*

ultimo aggiornamento *31/10/2006*