

Corso di aggiornamento
Teramo, 13 ottobre - 25 novembre 2006

Progetto di edifici antisismici con struttura intelaiata in c.a.

Teramo, 10 novembre 2006
Edoardo M. Marino

Progetto di edifici antisismici
con struttura intelaiata in c.a.

Normativa sismica

Quadro normativo (aggiornato al novembre 2006)

Normativa base italiana

D.M. 14/9/05, Norme tecniche per le costruzioni

- Definisce i criteri generali. In particolare:
 - Azione sismica (punto 3.2)
 - Particolari prescrizioni per la progettazione in presenza di azioni sismiche (punto 5.7)
 - Effetti dell'azione sismica sulle fondazioni (punto 7.4)
- Rinvia per le regole applicative ad altre norme:
 - Eurocodice 8
 - OPCM 3274-3431

Eurocodice 8, EN 1998 (versione 2003, in inglese)

È diviso in più parti. Si segnala in particolare:

- Parte 1, Regole generali, azione sismica e regole per edifici.
 - Cap. 2, Requisiti generali
 - Cap. 3, Azione sismica
 - Cap. 4, Progettazione di edifici
 - Cap. 5-9, Regole costruttive per i principali materiali costruttivi (cemento armato, acciaio, strutture miste, legno, muratura)
 - Cap. 10, Isolamento alla base
- Parte 3, Rinforzo e riparazione di edifici esistenti.

O.P.C.M. 3274-3431

L'OPCM 3274 contiene i seguenti allegati:

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

L'OPCM 3431 fornisce una versione aggiornata delle norme tecniche relative ad edifici e ponti

... e i terreni?

O.P.C.M. 3431, Norme per edifici

È diviso in più capitoli. In particolare:

- Cap. 2, Requisiti di sicurezza e criteri di verifica
- Cap. 3, Azione sismica
- Cap. 4, Criteri generali di progettazione
- Cap. 5-9, Regole costruttive per i principali materiali costruttivi (cemento armato, acciaio, strutture miste, legno, muratura)
- Cap. 10, Edifici con isolamento sismico
- Cap. 11, Edifici esistenti

Si noti l'analogia con l'Eurocodice 8

Requisiti di sicurezza e criteri di verifica

Due livelli di verifica:

- Sicurezza nei confronti della stabilità (SLU)
per azione con alto periodo di ritorno le strutture, pur subendo danni di rilevante entità, devono mantenere una residua resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali e la capacità portante nei confronti dei carichi verticali
Danno severo = Life safety
- Protezione nei confronti del danno (SLD)
per azione con basso periodo di ritorno le costruzioni non devono subire danni gravi ed interruzioni d'uso; i danni strutturali devono essere di entità trascurabile
Danno limitato = Operational

D.M. 14/9/05, punto 5.7.1

OPCM 3431, cap. 2 Immediate occupancy

Requisiti di sicurezza e criteri di verifica

Due livelli di verifica:

- Sicurezza nei confronti della stabilità (SLU)
- Protezione nei confronti del danno (SLD)

Per gli edifici esistenti si aggiunge:

- Protezione nei confronti del collasso (CO)

OPCM 3431, cap. 11

Livelli di protezione antisismica

Le costruzioni devono essere dotate di un livello di protezione antisismica differenziato in funzione della loro importanza e del loro uso

L'OPCM amplificava l'azione sismica con il fattore di importanza γ_I (1, 1.2, 1.4)

Il DM05 introduce in generale (per tutte le azioni) il concetto di classi di importanza (classe 1, classe 2); per classe 2 varia la probabilità di superamento, in pratica l'accelerazione sismica è aumentata di 1.4

Possibile introduzione di altre classi?

D.M. 14/9/05, punto 5.7.3

OPCM 3431, punto 2.5

Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Azione sismica

Valgono le prescrizioni del DM05, punto 3.2 (già discusse)

Non quelle del cap. 3 dell'OPCM

Coincidono per SLU

Cambiano per SLD

(il DM05 può essere meno gravoso)

Combinazione con le altre azioni

Valgono le prescrizioni del DM05, punto 3.2.3

Non quelle del punto 3.3 dell'OPCM

Le differenze numeriche sono piccole

L'impostazione del DM05 contiene
utili semplificazioni

Cambia molto rispetto alle vecchie norme italiane
(questa, insieme al passaggio da TA e SLU,
è la differenza sostanziale tra vecchie e nuove norme)

Precedente norma italiana (D.M. 16/1/96)

Verifiche con T.A.
Carichi verticali: $g_k + q_k$

Forze orizzontali:

Masse W $g_k + s q_k$

Forze per zone a media
sismicità $0,07 \times W$

Si noti che il calcolo sismico $g + q \pm F$
racchiude anche il calcolo per soli carichi verticali

Precedente norma italiana (D.M. 16/1/96)

Verifiche	con T.A.	con S.L.U.
Carichi verticali:	$g_k + q_k$	$1,4 g_k + 1,5 q_k$
Forze orizzontali:		
Masse W	$g_k + s q_k$	$g_k + s q_k$
Forze per zone a media sismicità	$0,07 \times W$	$1,5 \times 0,07 \times W$

Il passaggio a S.L.U. si è basato sull'idea che:

Verifiche TA \equiv Verifiche SLU con car.soll. $\times 1,5$

Precedente norma italiana (D.M. 16/1/96)

Questo è abbastanza vero per le travi:

$$M_{\max,TA} \equiv M_{Rd,SLU}$$

Non è vero per i pilastri:

per N assegnato, $M_{\max,TA} < M_{Rd,SLU}$

Il passaggio a S.L.U. si è basato sull'idea che:

Verifiche TA \equiv Verifiche SLU con car.soll. $\times 1,5$

Nuova norma italiana (D.M. 14/9/05)

Verifiche con S.L.U.	solo carichi verticali	carichi verticali più sisma
Carichi verticali:	$1,4 g_k + 1,5 q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$
Forze orizzontali:		
Masse W	---	$g_k + \psi_2 q_k$
Forze per zona sismica 2, alta duttilità, suolo C	---	$0,134 \times W$

Si noti che il calcolo sismico $g + q \pm F$
non racchiude il calcolo per soli carichi verticali

D.M. 14/9/05, punto 3.2.3

Confronto (carichi verticali più sisma)

Verifiche SLU	D.M. 16/1/96	D.M. 14/9/05
Carichi verticali:	$1,4 g_k + 1,5 q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$
Forze orizzontali:		
Masse W	$g_k + s q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$
Forze per zona a media sismicità, ecc.	$0,105 \times W$	$0,134 \times W$
Notare:	Carichi verticali minori	Masse quasi invariate
		Forze orizzontali maggiori

Valutazione delle masse per SLU secondo il DM05

$$W = g_k + \psi_2 q_k$$

$\psi_2 q_k$ = valore quasi permanente del carico variabile

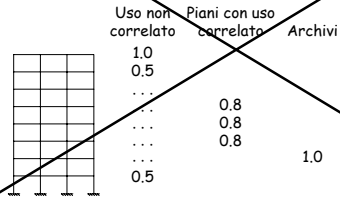
	ψ_2
Abitazioni, uffici non aperti al pubblico, scale	0.30
Uffici aperti al pubblico, scuole, negozi, autorimesse	0.60
Tetti e coperture	0.20
Magazzini, archivi	0.80

Nota: alcuni valori sono diversi da quelli dell'OPCM (valgono quelli del DM05)

Valutazione delle masse per SLU secondo l'OPCM

~~$$W = g_k + \varphi \psi_2 q_k$$~~

φ tiene conto della probabilità di avere i carichi quasi permanenti a tutti i piani



Veniva introdotto un coefficiente φ , concettualmente corretto ma tale da complicare i calcoli senza variare sostanzialmente il risultato

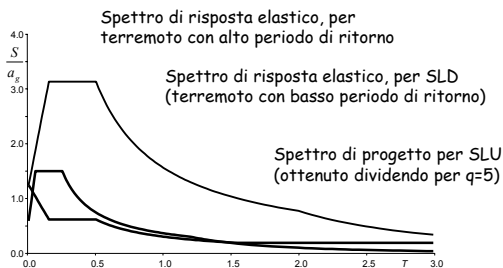
Stato Limite Ultimo (SLU) e Stato Limite di Danno (SLD)

Calcolo per SLU e per SLD secondo il DM05

	SLU	SLD
Carichi verticali:	$g_k + \psi_2 q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$
Forze orizzontali:		
Masse W	$g_k + \psi_2 q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$
Forze	spettro di progetto (con a_g e q)	spettro elastico con $a_g/2.5$

D.M. 14/9/05, punto 3.2

Confronto spettri per SLU e per SLD (secondo il DM05, suolo C, $q=5$)



Il rapporto tra SLD e SLU è molto condizionato dal periodo

Verifica per SLD

Gli spostamenti calcolati per SLD devono essere inferiori ai limiti indicati nella norma

Il DM05 indica solo limiti generali ($0.003 \div 0.010$ h)

L'OPCM 3431 fornisce limiti più dettagliati (punto 4.11.2)

- Tamponamenti collegati rigidamente, che possono interferire con la deformabilità della struttura
 $d_r < 0.005$ h
- Tamponamenti collegati elasticamente alla struttura
 $d_r < 0.010$ h

Ordinanza 3431, punto 4.11.2

Considerazioni su SLU e SLD

Il calcolo della struttura andrebbe fatto per SLU e poi ripetuto per SLD, col nuovo spettro

Ai fini pratici, si potrebbe effettuare il calcolo solo per SLU ed utilizzare gli spostamenti così trovati, amplificandoli del rapporto tra le ordinate spettrali (con riferimento al periodo principale)

Nota: Per il D.M. 16/1/96:
spostamenti SLD = spostamenti SLU \times 1,33
spostamento limite = 0,002 h

In molti casi l'OPCM è nettamente meno gravosa:
spostamenti SLD \cong spostamenti SLU
spostamento limite = 0,005 h

Altri problemi nella modellazione delle azioni

Modellazione delle azioni

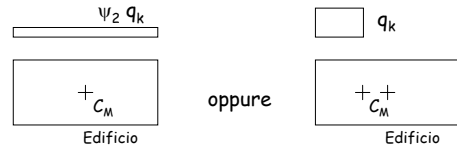
Occorre tener conto delle incertezze relative alla effettiva posizione del centro di massa (i carichi variabili possono essere distribuiti in maniera non uniforme) \rightarrow eccentricità accidentale

Occorre tener conto dell'effetto contemporaneo delle diverse componenti dell'azione sismica \rightarrow criteri di combinazione delle componenti

Problemi concettualmente giusti, ma che complicano notevolmente il calcolo

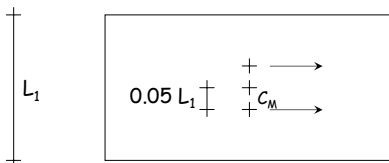
Distribuzione effettiva delle masse

L'aliquota di carichi variabili presente in occasione del sisma potrebbe non essere uniformemente distribuita nell'edificio

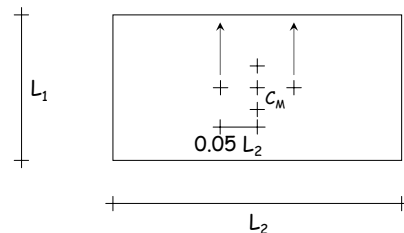


Il centro di massa deve essere spostato di una quantità detta "eccentricità accidentale"

Eccentricità accidentale



Eccentricità accidentale



Aumentano, di molto, le combinazioni di carico

Considerazioni sull'eccentricità accidentale

L'eccentricità accidentale dovrebbe dipendere dal rapporto carichi variabili / carichi permanenti e quindi essere legata alla tipologia strutturale e alla destinazione d'uso

La norma fornisce una indicazione semplice per tener conto degli effetti dell'eccentricità accidentale:

amplificare per $1 + 0.6 \frac{x}{L}$ \times distanza da C_M
 $x=L/2 \Rightarrow 1.30$

In genere molto cautelativo
 Non corretto per edifici deformabili torsionalmente

Modellazione delle azioni Combinazione delle componenti

Le componenti orizzontali e verticali del sisma agiscono simultaneamente

Esse però non sono correlate
 (i massimi si raggiungono in istanti diversi)

Come combinarle?

Criterio generale (OPCM 3431, punto 4.6):

sommare

- gli effetti massimi di una componente dell'azione
- il 30% dei massimi prodotti dalle altre componenti

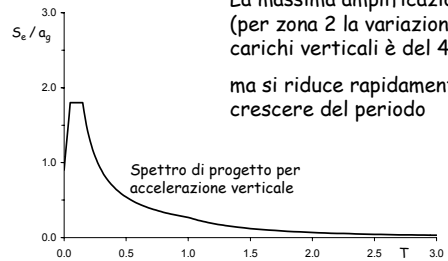
Componente verticale

Se ne tiene conto solo per:

- Elementi con luce maggiore di 20 m
- Elementi principali precompressi
- Elementi a mensola
- Elementi spingenti
- Pilastri in falso
- Edifici con piani sospesi

Si noti che l'accelerazione spettrale dipende dal periodo e dalla zona sismica

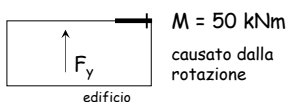
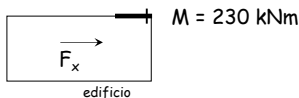
Componente verticale Considerazioni



La massima amplificazione è di 1.8
 (per zona 2 la variazione dei carichi verticali è del 45%)
 ma si riduce rapidamente al crescere del periodo

Componenti orizzontali per le travi

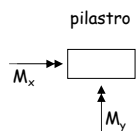
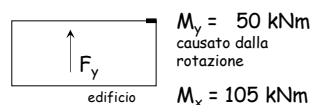
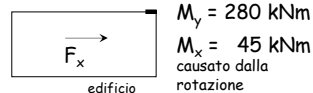
Azione in una direzione più 30% di azione nell'altra



$$M_d = 230 + 0.3 \times 50 = 245 \text{ kNm}$$

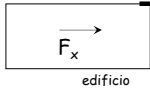
Componenti orizzontali per i pilastri

Stesso criterio,
 ma occorre tener conto della direzione del sisma prevalente



Componenti orizzontali per i pilastri

Stesso criterio, ma occorre tener conto della direzione del sisma prevalente



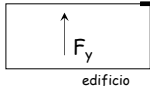
$$M_y = 280 \text{ kNm}$$

$$M_x = 45 \text{ kNm}$$

causato dalla rotazione

Sisma prevalente in direzione x

$$M_{d,y} = 280 + 0.3 \times 50 = 295 \text{ kNm}$$



$$M_y = 50 \text{ kNm}$$

causato dalla rotazione

$$M_x = 105 \text{ kNm}$$

$$M_{d,x} = 45 + 0.3 \times 105 = 77 \text{ kNm}$$

Verifica a pressoflessione deviata

Componenti orizzontali per i pilastri

Stesso criterio, ma occorre tener conto della direzione del sisma prevalente



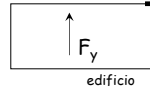
$$M_y = 280 \text{ kNm}$$

$$M_x = 45 \text{ kNm}$$

causato dalla rotazione

Sisma prevalente in direzione y

$$M_{d,y} = 50 + 0.3 \times 280 = 134 \text{ kNm}$$



$$M_y = 50 \text{ kNm}$$

causato dalla rotazione

$$M_x = 105 \text{ kNm}$$

$$M_{d,x} = 105 + 0.3 \times 45 = 119 \text{ kNm}$$

Verifica a pressoflessione deviata

Componenti orizzontali per i pilastri

Nota:

Allo SLU, la pressoflessione deviata è molto meno gravosa che alle TA

Se la struttura è ben dimensionata, cioè ha rotazioni non elevate, si può progettare a pressoflessione retta, separatamente per le due direzioni

La verifica a pressoflessione deviata sarà quasi sicuramente soddisfatta

Progetto di edifici antisismici con struttura intelaiata in c.a.

Progettazione strutturale

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

Principi base della progettazione strutturale

Regolarità

Condiziona:

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

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

Principi base della progettazione strutturale

Semplicità strutturale

Uniformità Simmetria Iperstaticità

Resistenza e rigidità bi-direzionale

Resistenza e rigidità torsionale

Resistenza e rigidità dell'impalcato

Adeguate fondazione

Principi base della progettazione strutturale

Semplicità strutturale

=

Esistenza di chiari e diretti percorsi di trasmissione delle forze verticali e sismiche

La modellazione, l'analisi, il dimensionamento, la definizione dei dettagli, la costruzione sono soggetti a minori incertezze

La previsione del comportamento della struttura è più affidabile

Principi base della progettazione strutturale

Uniformità

=

Omogenea distribuzione degli elementi strutturali

Consente una trasmissione diretta delle forze di inerzia generate dalla massa distribuita dell'edificio

Evita concentrazioni di tensione o elevate richieste di duttilità locale, che possono causare un collasso strutturale prematuro

Principi base della progettazione strutturale

Simmetria

Se la configurazione dell'edificio è simmetrica o quasi simmetrica, una disposizione simmetrica degli elementi resistenti evita rotazioni in pianta, aiutando il raggiungimento dell'uniformità

Anche in assenza di simmetria, si possono disporre gli elementi strutturali in maniera bilanciata, in modo da limitare la rotazione in pianta

Principi base della progettazione strutturale

Uniformità e Simmetria



1995 - Kobe

Mancanza di regolarità planimetrica e di regolarità altimetrica



Stati Uniti

Concentrazione del danno su pochi elementi strutturali



Principi base della progettazione strutturale

Iperstaticità

L'impiego di tipologie strutturali fortemente iperstatiche, come i telai, consente una più diffusa dissipazione di energia all'interno della struttura

Principi base della progettazione strutturale

Iperstaticità



1994 - Northridge



1999 - Turchia

Mancanza di iperstaticità

La crisi dei pochi elementi resistenti porta rapidamente al collasso

Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidità bi-direzionale

Il moto sismico ha sempre due componenti orizzontali

La struttura dell'edificio deve essere in grado di resistere ad azioni orizzontali agenti in qualsiasi direzione

Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidità bi-direzionale



1908 - Messina

Mancanza di collegamento tra pareti ortogonali

Le pareti ortogonali al sisma si ribaltano

Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidità torsionale =

Adeguate rigidità e resistenza agli elementi strutturali più eccentrici

Serve per limitare gli effetti dei moti torsionali che tendono a sollecitare in modo non uniforme i differenti elementi strutturali

Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidità dell'impalcato =

Esistenza di una soletta di adeguato spessore, continua e senza forti riduzioni in pianta

Serve per garantire la trasmissione delle azioni inerziali dalle masse agli elementi resistenti

Consente di limitare il numero di modi da prendere in considerazione per valutare la risposta dinamica della struttura

Principi base della progettazione strutturale

Adeguate fondazione

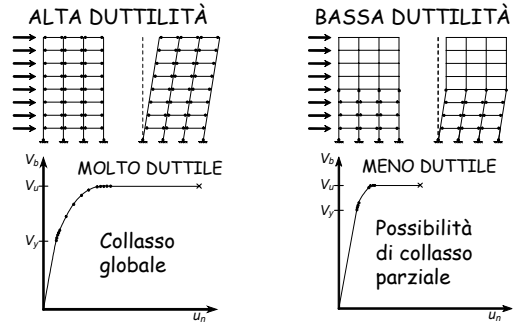
=

Elementi di fondazione ben collegati tra loro
e dotati di adeguata rigidezza

Serve per evitare cedimenti differenziali
(verticali e orizzontali) del piede dei pilastri

Assicura che l'intero edificio sia soggetto
ad una uniforme eccitazione sismica

Scelte progettuali: alta o bassa duttilità



Attenzione: il grado di sicurezza deve essere uguale

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

Impostazione della carpenteria

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 con pareti o nuclei in c.a.

Compito dei diversi elementi:

- Le pareti portano l'azione sismica
 - Pilastri e travi portano i carichi verticali
- Impostazione
separata,
più semplice

Ma, attenzione:

Ai piani superiori l'azione sismica è portata dai telai, più che dalle pareti

Le fondazioni richiedono uno studio particolare (e costi maggiori)

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:

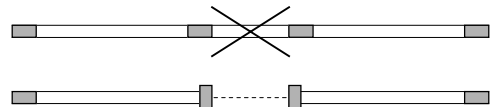
- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi limiti massimi leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma

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

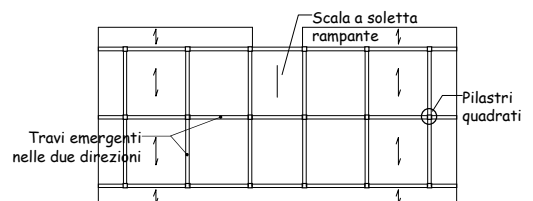
Nell'impostazione per carichi verticali:

- 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

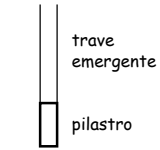
Nell'impostazione per azioni orizzontali:

- 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



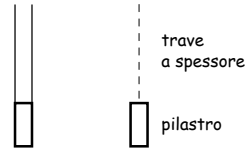
Elemento con buona rigidezza a tutti i piani

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

Sisma

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

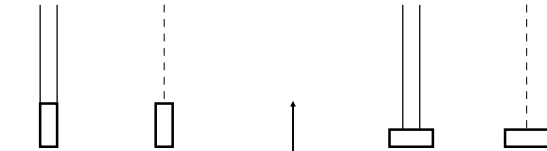
Elemento con rigidezza solo al primo piano

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

Sisma

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

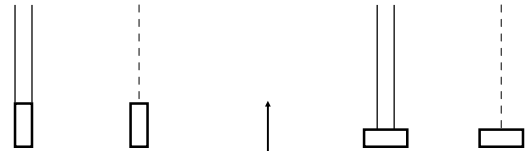
Elemento con rigidezza solo al primo piano

Sisma

I pilastri con inerzia minima danno contributo in prima approssimazione trascurabile

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

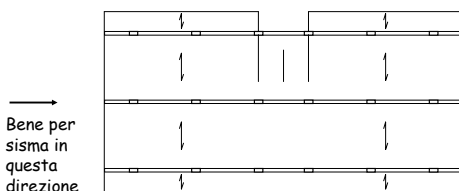
Elemento con rigidezza limitata a tutti i piani

Elemento con rigidezza trascurabile a tutti i piani

Carpenteria:

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Al limite, per soli carichi verticali:



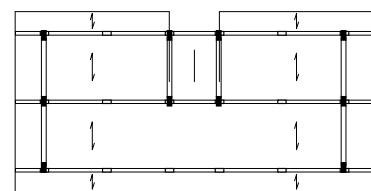
Bene per sisma in questa direzione

Debolissimo per sisma in questa direzione

Carpenteria:

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Interventi, per azioni orizzontali:

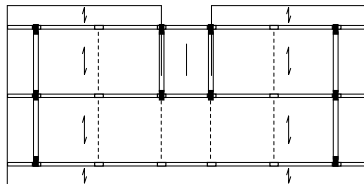


Girare un certo numero di pilastri

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

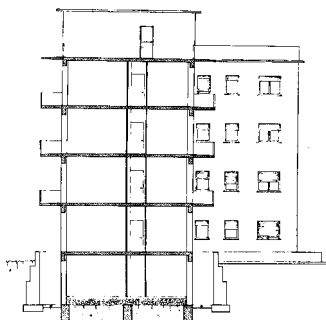
Solai:
in latero-cemento, gettati in opera

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

Fondazioni:
reticolo di travi rovesce

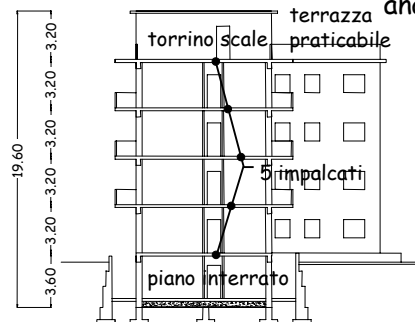
Materiali:
calcestruzzo $R_{ck} = 25$ MPa
acciaio FeB 44 k

Edificio analizzato



Sezione

Edificio analizzato

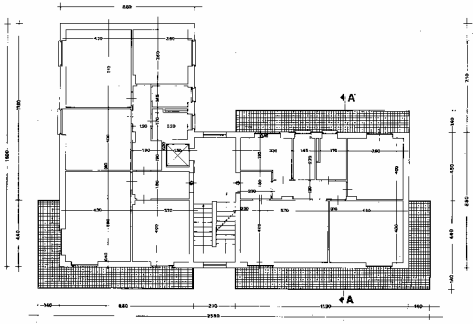


Sezione

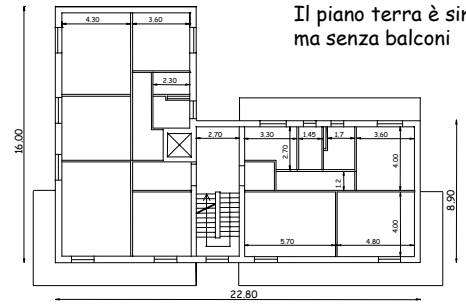
Sismicità media
= zona 2

Terreno
costituito da
sabbie e ghiaie
mediamente
addensate

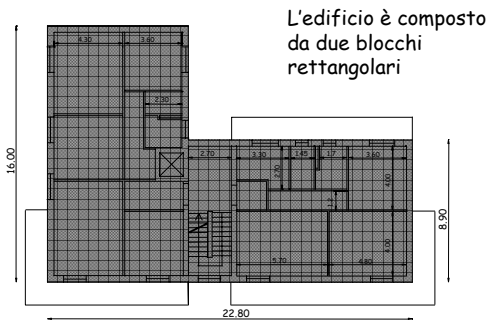
Piano tipo



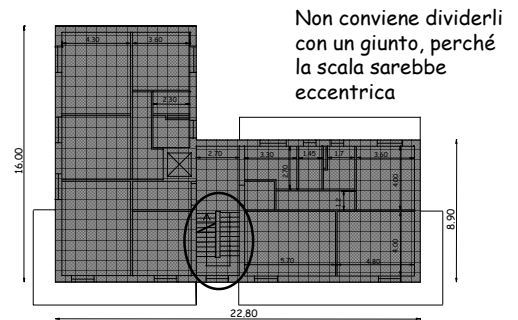
Piano tipo



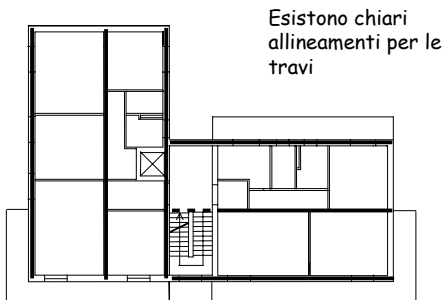
Piano tipo



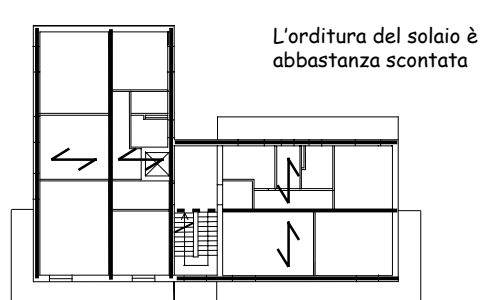
Piano tipo



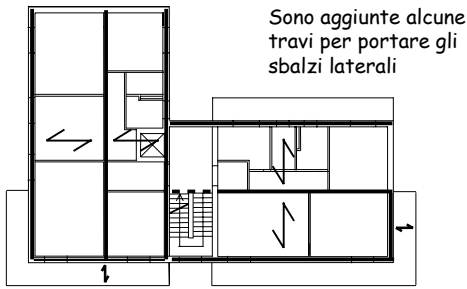
Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali



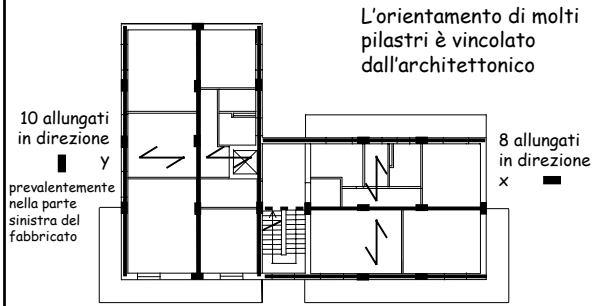
Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali



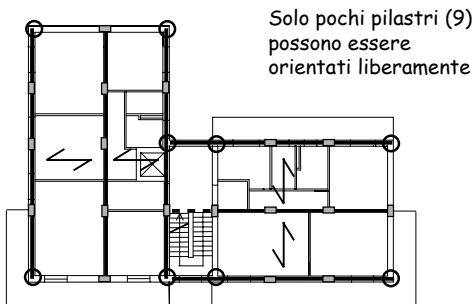
Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali



Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



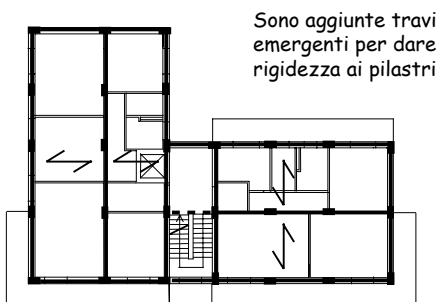
Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



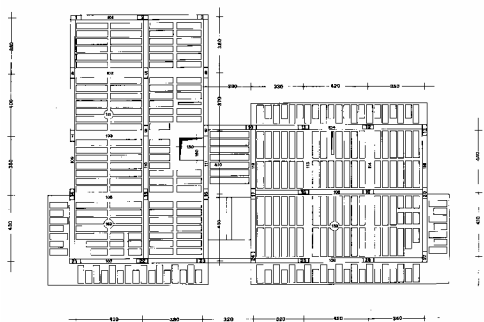
Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



Carpenteria finale



Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima

Dimensionamento solaio

Il solaio deve trasmettere i carichi verticali alle travi, senza eccessive deformazioni $s \leq \frac{L_{max}}{25}$

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)

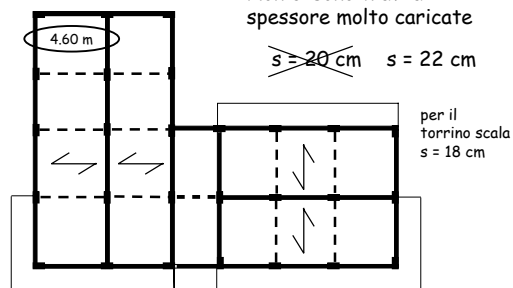
È sufficiente una buona soletta di 4-5 cm con rete $\varnothing 8 / 25 \times 25$

Esempio

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

Non ci sono travi a spessore molto caricate

~~$s = 20$ cm~~ $s = 22$ cm



Carichi unitari

Una volta definito lo spessore, si possono calcolare i carichi unitari (kN/m^2)

	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

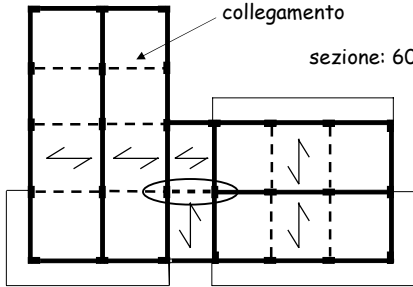
Aumentare l'altezza della trave (spessore del solaio) di 4-6 cm

Esempio

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

Le altre travi sono solo di collegamento

sezione: 60x22

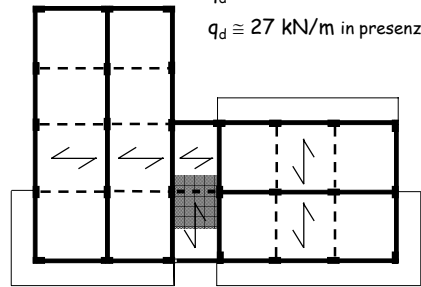


Esempio

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

$h = 22 \text{ cm}$

$c = 4 \text{ cm}$

$M_{Sd} = 33 \text{ kNm}$

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

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 forfetariamente 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 forfetariamente il momento flettente ottenuto per tener conto della presenza delle azioni sismiche

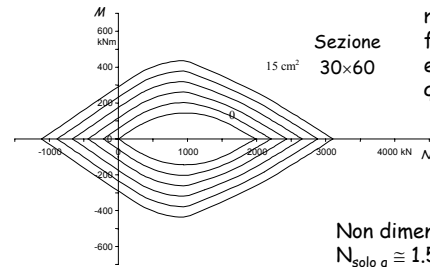
È possibile stimare le masse e determinare i momenti flettenti da sisma attraverso un calcolo semplificato

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			

Dimensionamento pilastri

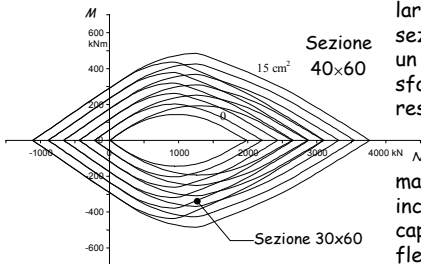


Il massimo momento flettente può essere portato quando:

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

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

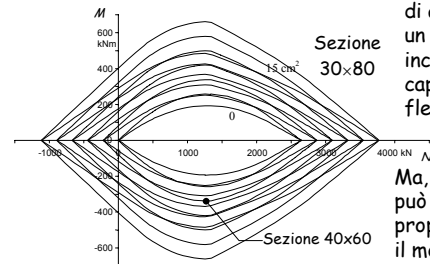
Dimensionamento pilastri



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:

- 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

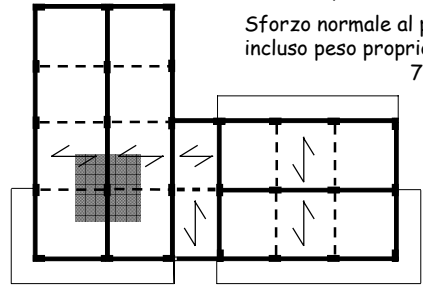
Mantenere una dimensione adeguata, non troppo piccola, anche ai piani superiori

Esempio

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

Carico al piano: 140 kN

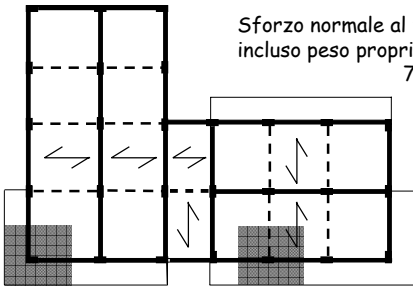
Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
770 kN



Esempio

Pilastro laterale con sbalzo
pilastro d'angolo con sbalzi
Più o meno lo stesso

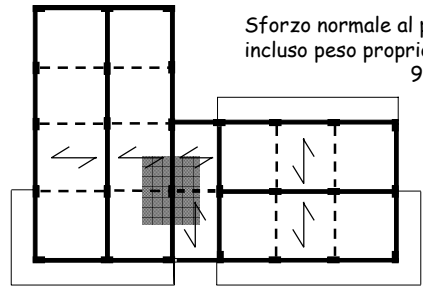
Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
770 kN



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 - dimensionamento pilastri

Tipo di pilastro	N_{sd} (SLU con F)	A_c
Pilastri più caricati (20)	770 - 900 kN	1710-2000 cm ²
Pilastri perimetrali senza sbalzo (5)	580 kN	1290 cm ²
Pilastri d'angolo senza sbalzo (2)	360 kN	800 cm ²

Se si prevedono sollecitazioni non troppo alte (zona 2, suolo C) $A_c = \frac{N_{sd}}{0.4 \alpha f_{cd}} \cong \frac{N_{sd}}{4.5} \times 10$

Esempio - dimensionamento pilastri

Tipo di pilastro	N_{sd}	A_c	Sezione minima	Sezione scelta
Pilastri caricati (20)	770 - 900 kN	1710-2000 cm ²	30 x 70	30 x 70
Pilastri perimetrali (5)	580 kN	1290 cm ²	30 x 50	30 x 70
Pilastri d'angolo (2)	360 kN	800 cm ²	30 x 30	30 x 70

La sezione 30 x 70 non crea problemi architettonici e permette una più uniforme distribuzione delle azioni sismiche.

Esempio - dimensionamento pilastri

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

Esempio - con pilastri più sollecitati

Se l'edificio fosse stato in zona 1 e suolo D $A_c = \frac{N_{sd}}{0.3 \alpha f_{cd}} \cong \frac{N_{sd}}{3.3} \times 10$

Tipo di pilastro	N_{sd}	A_c	Sezione minima	Sezione scelta
Pilastri molto caricati (2)	900 kN	2730 cm ²	40 x 70	40 x 70
Pilastri caricati (18)	770 kN	2340 cm ²	40 x 60	40 x 70
Pilastri perimetrali (5)	580 kN	1760 cm ²	30 x 60	30 x 70
Pilastri d'angolo (2)	360 kN	1090 cm ²	30 x 40	30 x 70

Esempio - con pilastri più sollecitati

E ai piani superiori

Tipo di pilastro	Sezione alla base	Sezione 2° ordine	Sezione ordini sup.
Pilastri molto caricati (2)	40 x 70	40 x 70	30 x 70
Pilastri caricati (18)	40 x 70	30 x 70	30 x 70
Pilastri perimetrali (5)	30 x 70	30 x 70	30 x 70
Pilastri d'angolo (2)	30 x 70	30 x 70	30 x 70

Masse

In un edificio in cemento armato il peso delle masse di piano corrisponde in genere ad una incidenza media di 8-11 kN/m²

Una valutazione di prima approssimazione del peso delle masse a ciascun piano può essere ottenuta moltiplicando la superficie totale dell'impalcato per 10 kN/m² (9 kN/m² 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:

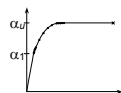
- Duttilità generale della tipologia strutturale
- Rapporto tra resistenza ultima e di prima plasticizzazione
- Classe di duttilità dell'edificio
- Regolarità dell'edificio

D.M. 14/9/05, punto 5.7.7.1.1

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

Duttilità 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 deve scegliere, 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 e sulla resistenza può essere effettuato solo *a posteriori*, dopo aver effettuato il calcolo e la 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

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

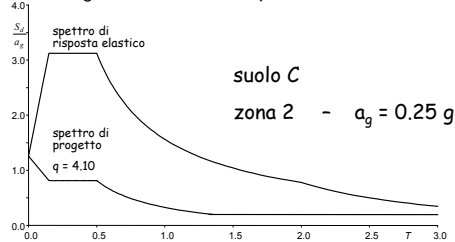
Nell'esempio:

$q_0 = 4.5$	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

Ipotizzo (per ora) di realizzare la struttura a bassa duttilità

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



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)

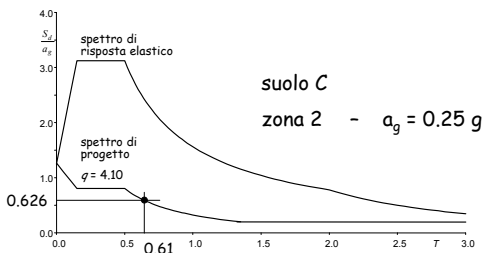
Nell'esempio:

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

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

Esempio - ordinata spettrale

$$S_d = 0.626 \times 0.25 g = 0.156 g$$



Forze per analisi statica

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

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

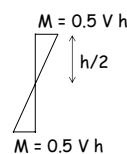
Forze per analisi statica

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		

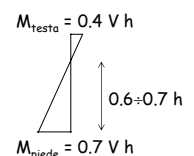
Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

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

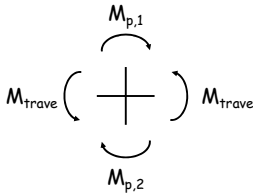


al primo ordine



Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

3. Valutare i momenti nelle travi



Per l'equilibrio:

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

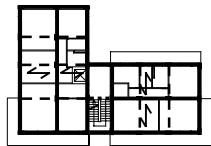
Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

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
1 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
1 piede			405.0	

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

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

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

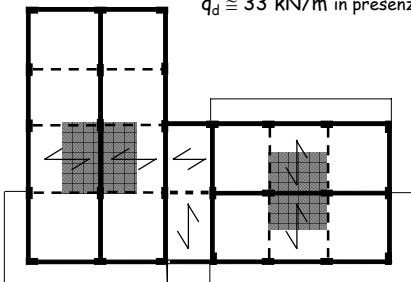
Ma avere travi rigide aiuta comunque i pilastri

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



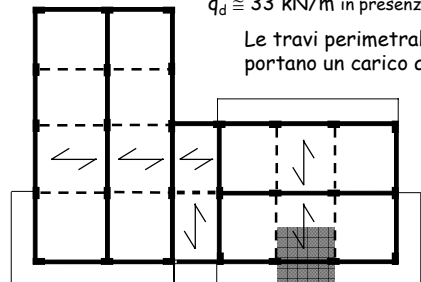
Esempio

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

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

b = 30 cm

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

h = da determinare

c = 4 cm

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

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

b = 30 cm

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

h = da determinare

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

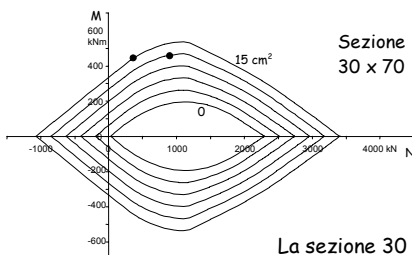
$$M = 465 \text{ kNm}$$

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

Sezione

30 x 70

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



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.

$K_\alpha = 1.3$ telaio con più piani e più campate
 $K_D = 1.0$ (Prima era 0.7) duttilità alta

$K_R = 1.0$ la struttura è regolare in altezza

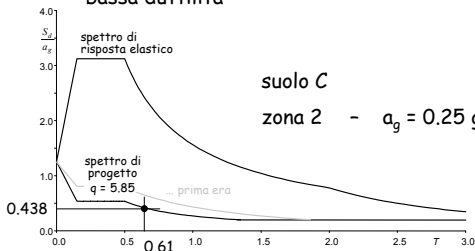
Si calcola:

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

Esempio - ordinata spettrale

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

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?

- 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)
- 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 cm

h = da determinare

c = 4 cm

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

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

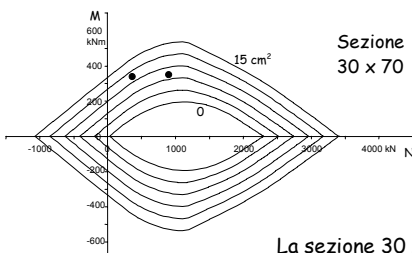
Verifica pilastri

Utilizzando il dominio M-N

$M = 325 \text{ kNm}$

$N = 360 \text{ kN}$

$N = 900 \text{ kN}$



Sezione
30 x 70

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