

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale sulla base
delle normative più recenti

Progetto e verifica di edifici antisismici in c.a.

Criteri di progettazione
Dimensionamento, Verifica di massima

Catania
11-26 novembre 2008
Aurelio Ghersi

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

rapido cenno

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

Mancanza di iperstaticità



1999 - Turchia

La crisi dei pochi elementi resistenti porta rapidamente al collasso

Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidezza 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 rigidezza bi-direzionale



1908 – Messina

Mancanza di collegamento
tra pareti ortogonali



Le pareti ortogonali al
sisma si ribaltano

Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidezza torsionale =

Adeguate rigidezza 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 rigidezza 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

scorrere
rapidamente

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:

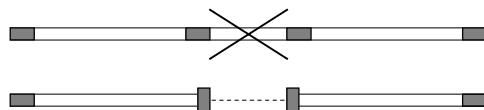
- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi limiti massimi leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma

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

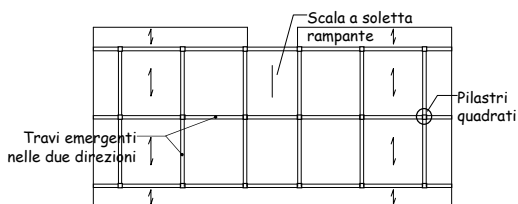
Nell'impostazione per carichi verticali:

- 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:

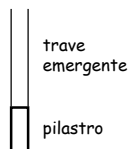
- Garantire un irrigidimento uniforme nelle due direzioni, con elementi ben distribuiti in pianta



importante

Elementi resistenti alle azioni orizzontali

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



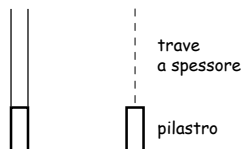
Elemento con buona rigidità a tutti i piani

Sisma

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



Elemento con buona rigidità a tutti i piani

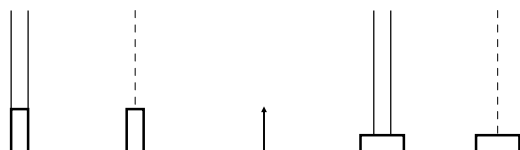
Elemento con rigidità solo al primo piano

Sisma

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



Elemento con buona rigidità a tutti i piani

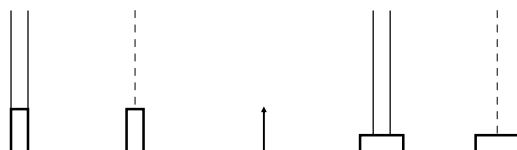
Elemento con rigidità solo al primo piano

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 rigidità a tutti i piani

Elemento con rigidità solo al primo piano

Sisma

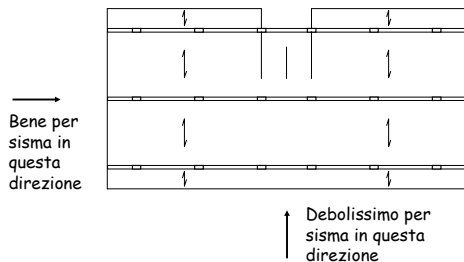
Elemento con rigidità limitata a tutti i piani

Elemento con rigidità trascurabile a tutti i piani

Carpenteria:

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

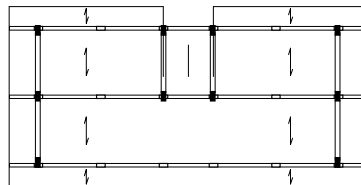
Al limite, per soli carichi verticali:



Carpenteria:

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Interventi, per azioni orizzontali:



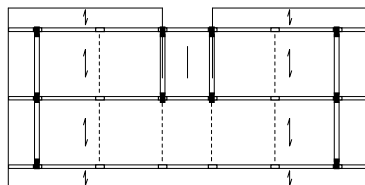
Girare un certo numero di pilastri

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

scorrere rapidamente

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 ($a_g = 0.25 g$)

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")

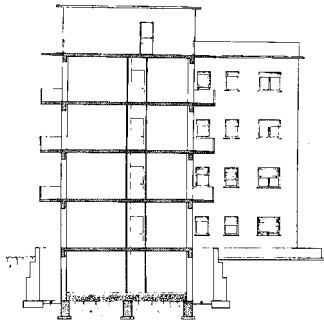
Fondazioni:

reticolo di travi rovesce

Materiali:

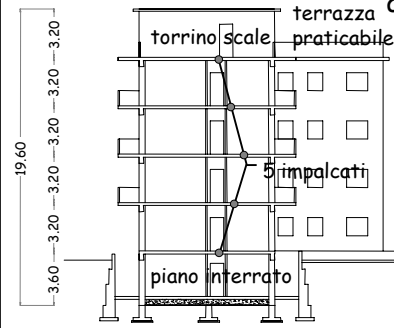
calcestruzzo C25/30 ($f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$)
acciaio B450C

Edificio analizzato



Sezione

Edificio analizzato

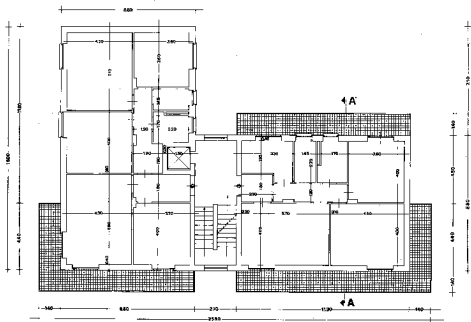


Sezione

Sismicità media
= zona 2

Terreno
costituito da
sabbie e ghiaie
mediamente
addensate

Piano tipo

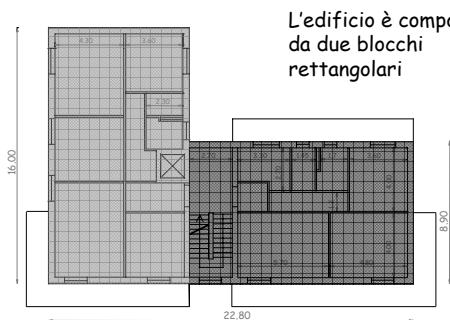


Piano tipo



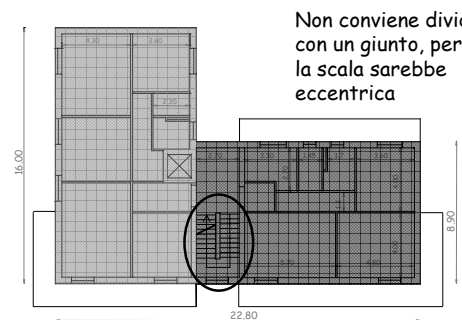
Il piano terra è simile,
ma senza balconi

Piano tipo



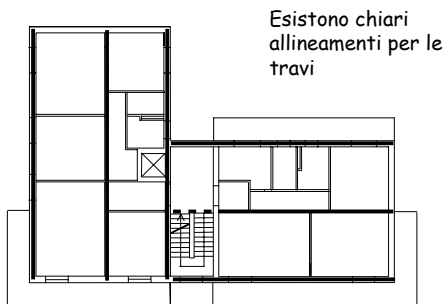
L'edificio è composto
da due blocchi
rettangolari

Piano tipo

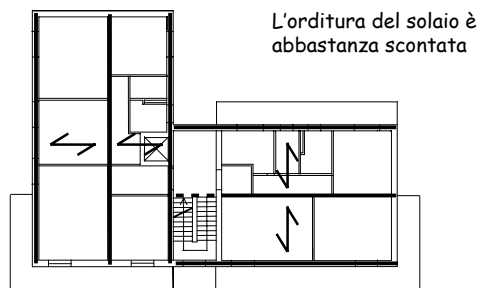


Non conviene dividerli
con un giunto, perché
la scala sarebbe
eccentrica

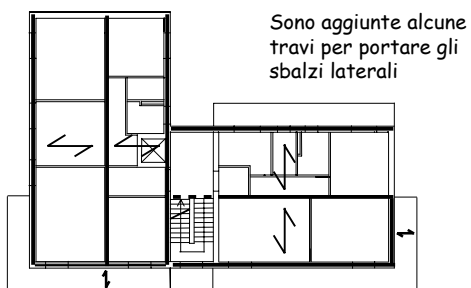
Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali



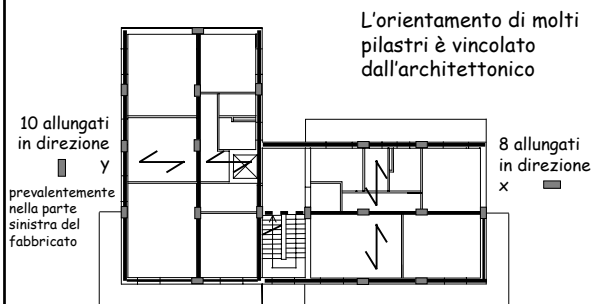
Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali



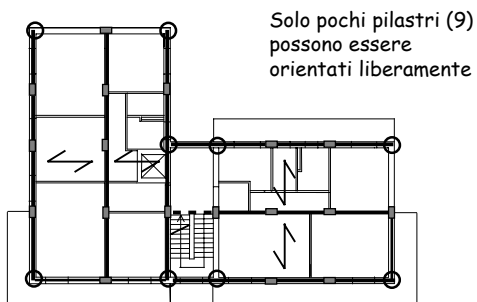
Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali



Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



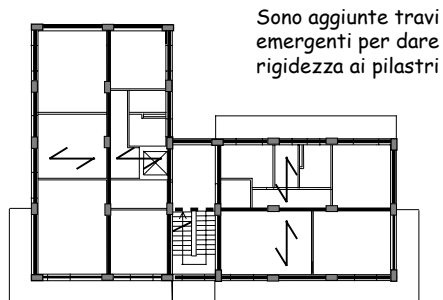
Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



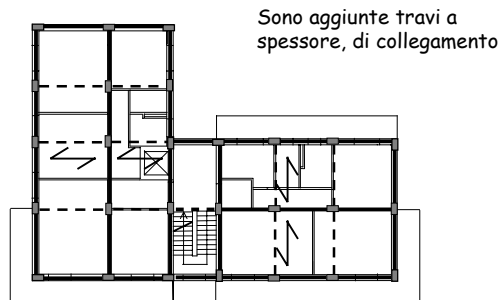
Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



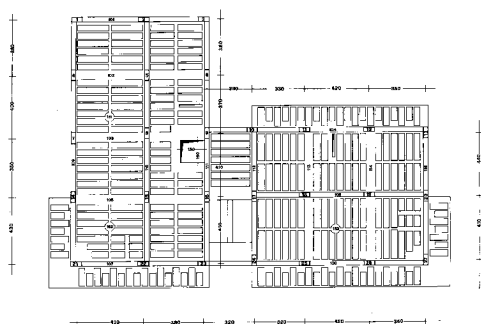
Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



Carpenteria finale



rapido cenno,
saltare a masse (dia 80)

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)

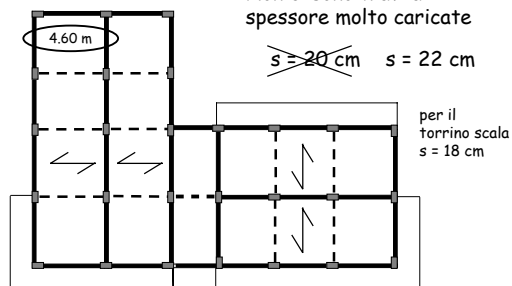
È sufficiente una buona soletta di 4-5 cm con rete Ø8 / 25x25

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/m²)

	g _k	q _k	SLU solo c.v	SLU con F
Solaio del piano tipo	5.2	2.0	10.00	5.80
Solaio di copertura	4.2	2.0	8.46	4.80
Solaio torrino scala	3.4	0.5	5.17	3.40
Sbalzo piano tipo	4.2	4.0	11.46	6.60
Sbalzo copertura	3.9	0.5	5.82	3.90
Scala	5.0	4.0	12.50	7.40

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

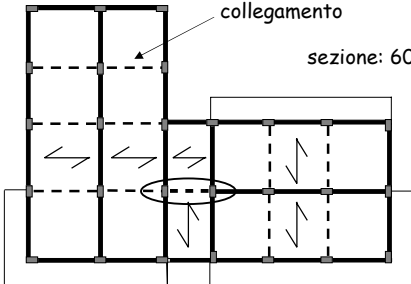
Aumentare l'altezza della trave (spessore del solaio) di 4-6 cm

Esempio

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

Le altre travi sono solo di collegamento

sezione: 60x22

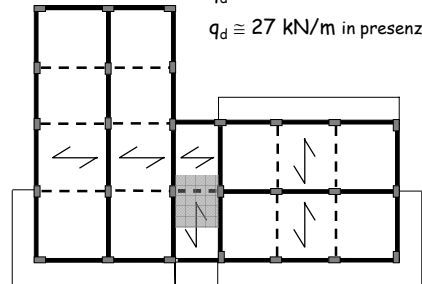


Esempio

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

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

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

Calcolo della larghezza:

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

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

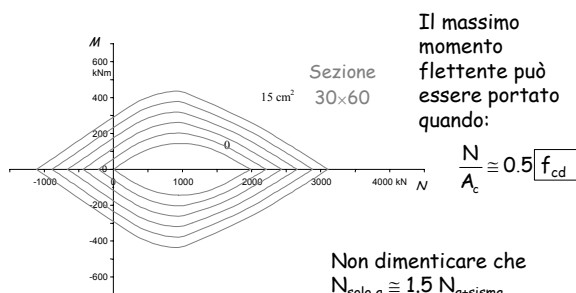
È possibile stimare le masse e determinare i momenti flettenti da sisma attraverso un calcolo semplificato

Altri carichi unitari

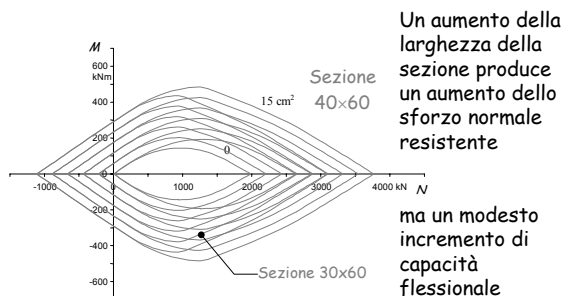
Una volta definita (anche sommariamente) la sezione delle travi, si può completare l'analisi dei carichi unitari (kN/m)

	g_k	q_k	SLU solo c.v	SLU con F
Travi 30 x 60	4.20		5.46	4.20
Travi 30 x 50	3.50		4.55	3.50
Travi 60 x 22	1.60		2.08	1.60
Tamponature	6.00		7.80	6.00
Tramezzi	3.00		3.90	3.00

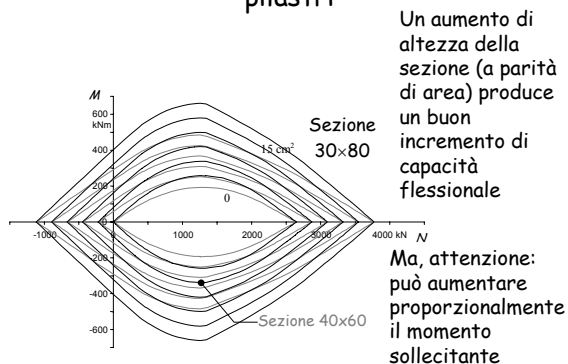
Dimensionamento pilastri



Dimensionamento pilastri



Dimensionamento pilastri



Dimensionamento pilastri

Consigli:

1. Dimensionare la sezione del primo ordine in modo che la tensione media N/A_c non superi:
 \nearrow in presenza di sisma

$0.3-0.4 f_{cd}$ se si prevedono momenti flettenti non troppo elevati (zona 2, suolo B C E, q non troppo basso)

meno di $0.3 f_{cd}$ 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

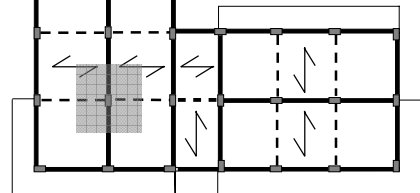
Mantenere una dimensione adeguata, non troppo piccola, anche ai piani superiori

Esempio

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

Carico al piano: 150 kN

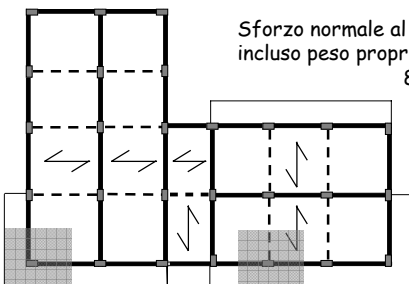
Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
830 kN



Esempio

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

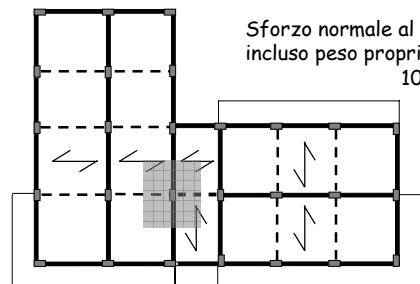
Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
830 kN



Esempio

Pilastro interno in
corrispondenza della scala
Di più, a causa del torrino

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
1050 kN

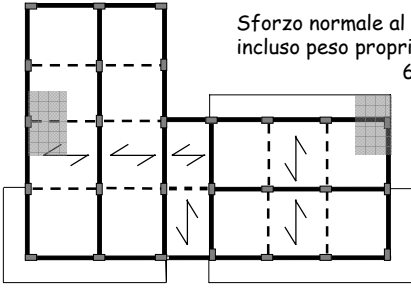


Esempio

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

Carico al piano minore

Sforzo normale al piede, incluso peso proprio: 600 kN

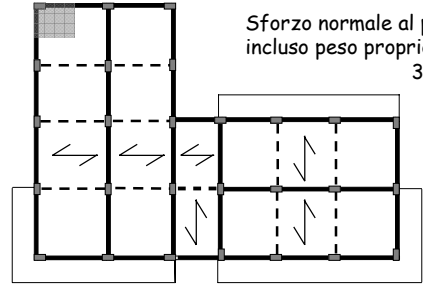


Esempio

Pilastro d'angolo privo di sbalzo

Carico al piano ancora minore

Sforzo normale al piede, incluso peso proprio: 380 kN



Esempio - dimensionamento pilastri

Tipo di pilastro	N_{sd} (SLU con F)	A_c
Pilastri più caricati (20)	830 - 1050 kN	1650-2090 cm ²
Pilastri perimetrali senza sbalzo (5)	600 kN	1210 cm ²
Pilastri d'angolo senza sbalzo (2)	380 kN	770 cm ²

Se si prevedono sollecitazioni non troppo alte (zona 2, suolo C) $A_c = \frac{N_{sd}}{0.35 \alpha f_{cd}} \cong \frac{N_{sd}}{5.0} \times 10$

Esempio - dimensionamento pilastri

Tipo di pilastro	N_{sd}	A_c	Sezione minima	Sezione scelta
Pilastri caricati (20)	830 - 1050 kN	1650-2090 cm ²	30 x 70	30 x 70
Pilastri perimetrali (5)	600 kN	1210 cm ²	30 x 50	30 x 70
Pilastri d'angolo (2)	380 kN	770 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

$$A_c = \frac{N_{sd}}{0.3 f_{cd}} \cong \frac{N_{sd}}{4.0} \times 10$$

Tipo di pilastro	N_{sd}	A_c	Sezione minima	Sezione scelta
Pilastri molto caricati (2)	1050 kN	2625 cm ²	40 x 70	40 x 70
Pilastri caricati (18)	830 kN	2075 cm ²	40 x 60	40 x 70
Pilastri perimetrali (5)	600 kN	1500 cm ²	30 x 50	30 x 70
Pilastri d'angolo (2)	380 kN	950 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

Spettro di progetto

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

$$q = q_0 K_R$$

Nell'esempio:

$q_0 = 4.5 \alpha_u / \alpha_1$ struttura intelaiata in c.a. - CD "A"

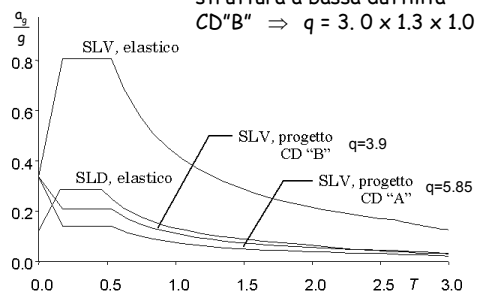
$q_0 = 3.0 \alpha_u / \alpha_1$ struttura intelaiata in c.a. - CD "B"

$\alpha_u / \alpha_1 = 1.3$ telaio con più piani e più campate

$K_R = 1$ la struttura è regolare in altezza

Spettro di progetto

Ipotizzo (per ora) di realizzare la struttura a bassa duttilità
CD "B" $\Rightarrow q = 3.0 \times 1.3 \times 1.0 = 3.90$



Ordinata spettrale

Dipende dal periodo

Si può assumere $T_1 = C_1 H^{3/4}$

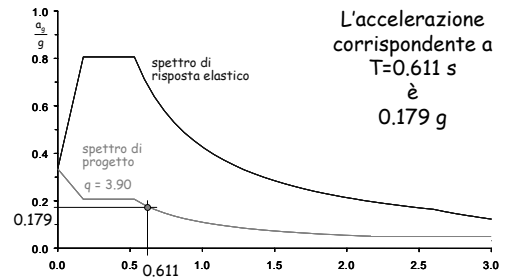
con $C_1 = 0.075$
per strutture intelaiate in c.a.

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

Nell'esempio: $H = 16.40$ m (escluso torrino)

$$T_1 = 0.075 \times 16.40^{3/4} = 0.611 \text{ s}$$

Esempio - ordinata spettrale



Forze per analisi statica

Taglio alla base $V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_i) =$
 $= 0.85 \times 15756 \times 0.179 = 2397.3 \text{ kN}$

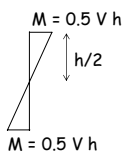
Forza al piano $F_k = \frac{m_k z_k}{\sum_{i=1}^n m_i z_i} V_b$

Forze per analisi statica

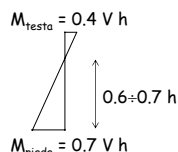
Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
5+torrino	3419	16.40	56072	826.7	826.7
4	3235	13.20	42702	629.6	1456.3
3	3235	10.00	32350	477.0	1933.3
2	3235	6.80	21998	324.3	2257.6
1	2632	3.60	9475	139.7	2397.3
somma	15756		162597		

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

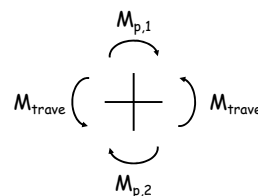


al primo ordine



Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

3. Valutare i momenti nelle travi



Per l'equilibrio:

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

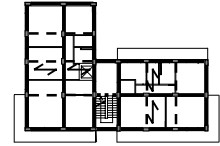
Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

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

Se la struttura è sufficientemente rigida torsionalmente, incrementare del 20%

Caratteristiche della sollecitazione 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)
5	826.7
4	1456.3
3	1933.3
2	2257.6
1	2397.3



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	826.7	63.6
4	1456.3	112.0
3	1933.3	148.7
2	2257.6	173.7
1	2397.3	184.4

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 (kNm)
5	826.7	63.6	101.7
4	1456.3	112.0	179.2
3	1933.3	148.7	237.9
2	2257.6	173.7	277.9
1 testa	2397.3	184.4	265.5
piede			464.7

$$M = V h / 2$$

$$M = V 0.4 h$$

$$M = V 0.7 h$$

Caratteristiche della sollecitazione 3 - momento nelle travi

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	826.7	63.6	101.7	50.9
4	1456.3	112.0	179.2	140.5
3	1933.3	148.7	237.9	208.6
2	2257.6	173.7	277.9	257.9
1 testa	2397.3	184.4	265.5	271.7
piede			464.7	

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

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

Caratteristiche della sollecitazione 4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	826.7	63.6	101.7	50.9
4	1456.3	112.0	179.2	140.5
3	1933.3	148.7	237.9	208.6
2	2257.6	173.7	277.9	257.9
1 testa	2397.3	184.4	265.5	271.7
piede			464.7	

Caratteristiche della sollecitazione 4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	826.7	63.6	122.1	50.9
4	1456.3	112.0	215.1	140.5
3	1933.3	148.7	285.5	208.6
2	2257.6	173.7	333.4	257.9
1 testa	2397.3	184.4	318.7	271.7
piede			557.6	

+20%

Caratteristiche della sollecitazione 4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	826.7	63.6	122.1	61.0
4	1456.3	112.0	215.1	168.6
3	1933.3	148.7	285.5	250.3
2	2257.6	173.7	333.4	309.5
1 testa	2397.3	184.4	318.7	326.0
piede			557.6	

+20%

Caratteristiche della sollecitazione 5 - gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	826.7	63.6	122.1	61.0
4	1456.3	112.0	215.1	168.6
3	1933.3	148.7	285.5	250.3
2	2257.6	173.7	333.4	309.5
1 testa	2397.3	184.4	318.7	326.0
piede			557.6	

Questi valori andrebbero incrementati un po' per garantire un meccanismo di collasso globale

Le NTC 08 (punto 7.2.1) impongono gerarchia delle resistenze anche per CD"B", con sovrarresistenza 1.1 (mentre è 1.3 per CD"A")

Caratteristiche della sollecitazione 5 - gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	826.7	63.6	183.2	61.0
4	1456.3	112.0	301.1	168.6
3	1933.3	148.7	371.2	250.3
2	2257.6	173.7	416.8	309.5
1 testa	2397.3	184.4	382.4	326.0
piede			557.6	

× 1.5

× 1.2

non modificato

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

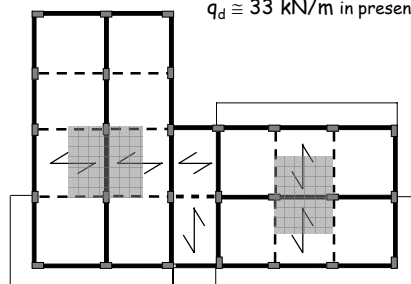
Ma avere travi rigide aiuta comunque i pilastri

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



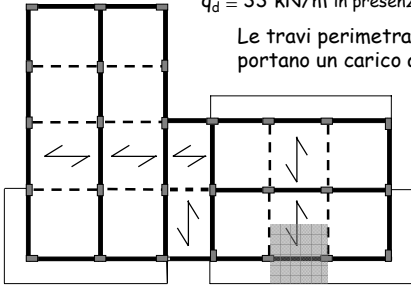
Esempio

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

$$M = 326 \text{ kNm}$$

Momento massimo, totale

$$M = 60 + 326 = 386 \text{ kNm}$$

Esempio - dimensionamento travi emergenti

Dati:

Sezione rettangolare

$b = 30 \text{ cm}$

$h = \text{da determinare}$

$c = 4 \text{ cm}$

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

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

Calcolo dell'altezza utile:

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.02 \sqrt{\frac{386}{0.30}} = 0.72 \text{ m}$$

sezione: 30x70

Esempio - dimensionamento travi emergenti

Dati:

Sezione rettangolare

$b = 30 \text{ cm}$

$h = \text{da determinare}$

$M_{Ed} = 386 \text{ kNm}$

Calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

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

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.0154 \sqrt{\frac{386}{0.30}} = 0.55 \text{ m}$$

sezione: 30x60

all'ultimo impalcato 30x50

Verifica pilastri (Nota: i pilastri sono tutti uguali)

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	826.7	63.6	122.1	61.0
4	1456.3	112.0	215.1	168.6
3	1933.3	148.7	285.5	250.3
2	2257.6	173.7	333.4	309.5
1 testa	2397.3	184.4	318.7	326.0
piede			557.6	

Sezione più sollecitata

Verifica pilastri (pilastri uguali)

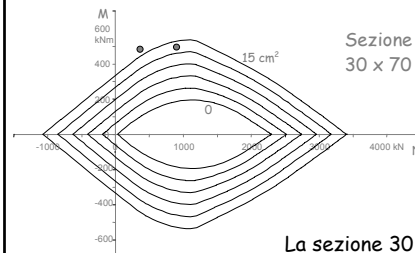
Utilizzando il dominio M-N

$M = 557 \text{ kNm}$

$N = 380 \text{ kN}$

Sezione
30 x 70

$N = 900 \text{ kN}$



occorrono
6 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

$$q = q_0 K_R$$

Nell'esempio:

$$q_0 = 4.5 \times 1.3$$

Prima
era 3.0

struttura intelaiata in c.a.

telaio con più piani e più campate
duttività bassa

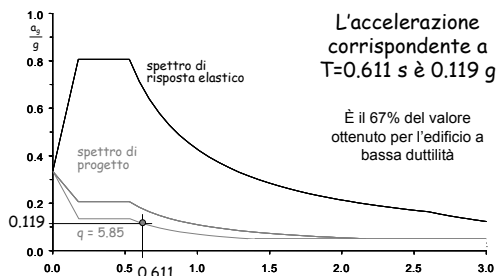
$$K_R = 1.0$$

la struttura è regolare in altezza

Si calcola:

$$q = 5.85 \text{ (prima era 3.90)}$$

Esempio - ordinata spettrale



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 67% 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 0.67 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 (kNm)	Momento trave (kNm)
5	826.7	63.6	122.1	61.0
4	1456.3	112.0	215.1	168.6
3	1933.3	148.7	285.5	250.3
2	2257.6	173.7	333.4	309.5
1 testa	2397.3	184.4	318.7	326.0
piede			557.6	

Caratteristiche della sollecitazione edificio ad alta duttilità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	42.3	81.2	40.6
4	968.2	74.5	143.0	112.1
3	1285.3	98.9	189.8	166.4
2	1500.9	115.5	221.7	205.8
1 testa	1593.8	122.6	211.9	216.8
piede			370.7	

Tutti i valori
× 0.67

Caratteristiche della sollecitazione 5 - per gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	42.3	162.3	40.6
4	968.2	74.5	257.4	112.1
3	1285.3	98.9	322.7	166.4
2	1500.9	115.5	332.5	205.8
1 testa	1593.8	122.6	317.8	216.8
piede			370.7	

× 2

× 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

$$M = 217 \text{ kNm}$$

Momento massimo, totale

$$M = 60 + 217 = 277 \text{ kNm}$$

Esempio - dimensionamento travi emergenti

Dati:

Sezione rettangolare

b = 30 cm

h = da determinare

c = 4 cm

$M_{Ed} = 277 \text{ kNm}$

Calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

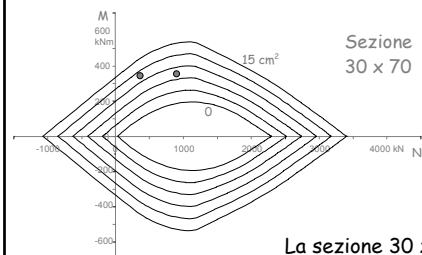
Calcolo dell'altezza utile:

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.02 \sqrt{\frac{277}{0.30}} = 0.61 \text{ m}$$

sezione: 30x60
all'ultimo impalcato 30x50

Verifica pilastri

Utilizzando il dominio M-N



$M = 371 \text{ kNm}$

$N = 380 \text{ kN}$

$N = 900 \text{ kN}$

occorrono
4Ø20 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