

Corsi di aggiornamento

Progettazione in zona sismica

**Procedure semplificate e calcoli manuali  
per il controllo dell'ordine di grandezza  
dei risultati ottenuti dal programma di calcolo**

00 - Validazione del progetto strutturale secondo le indicazioni  
del capitolo 10 delle NTC08

Vasto

30 settembre - 1 ottobre 2016

Aurelio Ghersi

## Validazione del progetto strutturale

- È richiesta esplicitamente dal capitolo 10 delle NTC08
- È ribadita da varie normative regionali  
Ad esempio:
  - Atto di indirizzo n. 1373 del 26/9/2011, della Regione Emilia Romagna
  - Deliberazione n. 838 del 28/11/2011, della Regione Abruzzo

Il materiale messo a disposizione include una relazione di validazione del progetto strutturale messa a punto da me (Gheresi-Relazione generale) ed una versione della stessa relazione adattata alle indicazioni della Regione Emilia Romagna (Gheresi-Elementi essenziali del progetto)

## Validazione del progetto strutturale

- Cosa significa?

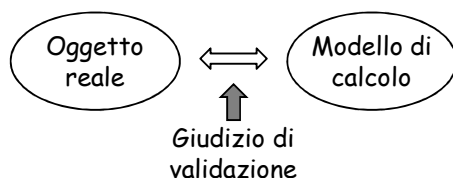
Fare la "validazione" di un progetto strutturale vuol dire esprimere un giudizio col quale si afferma la validità (cioè la correttezza) del progetto

Richiede quindi che venga espresso un giudizio motivato di accettazione del progetto

## Validazione del progetto strutturale

- Perché è necessaria?
  - Oggi il calcolo delle strutture è fatto mediante appositi programmi
  - Chiunque (apparentemente) è in grado di fornire i dati al programma e quindi di "fare il calcolo"
  - In realtà l'oggetto reale (ad esempio l'edificio) ed il modello di calcolo (la schematizzazione di struttura e carichi, i dati forniti) sono due cose ben diverse
  - Non c'è alcuna garanzia che il modello di calcolo sia veramente correlato all'oggetto reale

## Validazione del progetto strutturale



Validazione:

- Il modello rappresenta bene l'oggetto reale
- I risultati ottenuti sono plausibili

Ma anche:

- I risultati ottenuti mostrano un buon comportamento dell'oggetto reale

## Obiettivi fondamentali

Per il progettista:

- Comprendere il comportamento della struttura
  - controllare che sia corrispondente a quello che si aspetta
  - cercare di migliorarlo per quanto possibile
- Spiegare qual è il comportamento della struttura
  - preparare una relazione semplice e sintetica che spieghi in che modo è arrivato a questa convinzione
- Consentire controlli specifici di dettaglio
  - organizzare il materiale che si fornisce in modo che possa essere effettivamente usato



## Obiettivi fondamentali

Per chi controlla:

- Capire se il progettista ha veramente meditato e cercato di comprendere qual è il comportamento della struttura
- Esaminare il comportamento globale della struttura
  - controllare se i dati sintetici riportati dal progettista mostrano effettivamente il comportamento da lui indicato
- Scendere nel dettaglio solo quando necessario
  - fare controlli per fugare dubbi emersi dall'esame del comportamento globale
  - fare eventualmente qualche controllo a campione

## Come si esprime il giudizio?

- Il controllo non è un fatto formale
- Esprimere un giudizio richiede il raggiungimento di una convinzione profonda
- Non ha assolutamente senso:
  - che un programma giudichi se stesso (preparando automaticamente una relazione)
  - usare un altro programma per esprimere automaticamente un giudizio di validazione di un progetto

I programmi possono essere utili per mettere in evidenza problemi ("programmi esperti") ma le loro indicazioni possono essere solo strumenti per raggiungere una convinzione

## Il capitolo 10 delle NTC08

"Le norme di cui al cap. 10, disciplinando la redazione dei progetti esecutivi delle strutture, contengono anche criteri guida per il loro esame ed approvazione da parte degli uffici preposti nonché per la loro verifica e validazione"

Circolare 2/2/2009, punto C10

Per il progettista:

- come organizzare e presentare la relazione

Per chi controlla:

- cosa pretendere dal progettista
- in che modo e che cosa controllare

## Capitolo 10 e norme precedenti

- Il capitolo 10 delle NTC08 deriva sostanzialmente dalle Istruzioni CNR 10024/86 (del 1986)
- Dal 1986 ad oggi le potenzialità di calcolo sono cambiate radicalmente...  
... ma il capitolo 10 delle NTC08 non ne tiene conto

## Residui del passato...

Notare:

"Nel caso di analisi svolte con l'ausilio di codici di calcolo..."  
"Qualora l'analisi strutturale sia condotta con codici di calcolo"

... come se fosse possibile farne a meno

10.1 C  
I proje  
e di co  
Restan  
omiss  
Il proje

Nel caso di analisi e verifica svolte con l'ausilio di codici di calcolo, oltre a quanto sopra specificato, e in particolare, oltre alla Relazione generale strutturale, si dovranno seguire le indicazioni fornite in § 10.2.

### 10.2 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare nella Relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni:

## Capitolo 10 e norme precedenti

- Il capitolo 10 delle NTC08 deriva sostanzialmente dalle Istruzioni CNR 10024/86 (del 1986)
- Dal 1986 ad oggi le potenzialità di calcolo sono cambiate radicalmente...  
... ma il capitolo 10 delle NTC08 non ne tiene conto
- Il capitolo 10 delle NTC08 è molto importante, ma nell'applicarlo bisogna tener conto del fatto che i tempi sono cambiati



## Capitolo 10.1 - Caratteristiche generali

### 10.1 CARATTERISTICHE GENERALI

I progetti esecutivi riguardanti le strutture devono essere informati a caratteri di chiarezza espositiva e di completezza nei contenuti e devono inoltre definire compiutamente l'intervento da realizzare. Restano esclusi i piani operativi di cantiere ed i piani di approvvigionamento.

Il progetto deve comprendere i seguenti elaborati:

- Relazione di calcolo strutturale, comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica.
- Relazione sui materiali;
- Elaborati grafici, particolari costruttivi;
- Piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera;
- Relazione sui risultati sperimentali corrispondenti alle indagini specialistiche ritenute necessarie alla realizzazione dell'opera.

Particolare cura andrà posta nello sviluppare le relazioni di calcolo, con riferimento alle analisi svolte con l'ausilio del calcolo automatico, sia ai fini di facilitare l'interpretazione e la verifica dei calcoli, sia ai fini di consentire elaborazioni indipendenti da parte di soggetti diversi dal redattore del documento.

Il progettista resta comunque responsabile dell'intera progettazione strutturale.

Nel caso di analisi e verifica svolte con l'ausilio di codici di calcolo, oltre a quanto sopra specificato, e in particolare oltre alla Relazione generale strutturale, si dovranno seguire le indicazioni fornite in § 10.2.

## Capitolo 10.1 - Caratteristiche generali

### 10.1 CARATTERISTICHE GENERALI

I progetti esecutivi riguardanti le strutture devono essere informati a caratteri di chiarezza espositiva e di completezza nei contenuti e devono inoltre definire compiutamente l'intervento da realizzare. Restano esclusi i piani operativi di cantiere ed i piani di approvvigionamento.

Il progetto deve comprendere i seguenti elaborati:

- Relazione di calcolo strutturale, comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica.
- Relazione sui materiali;
- Elaborati grafici, particolari costruttivi;
- Piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera;
- Relazione sui risultati sperimentali corrispondenti alle indagini specialistiche ritenute necessarie alla realizzazione dell'opera.

Elenco di elaborati  
(utile, ma niente  
di particolare)

Particolare cura andrà posta nello sviluppare le relazioni di calcolo, con riferimento alle analisi svolte con l'ausilio del calcolo automatico, sia ai fini di facilitare l'interpretazione e la verifica dei calcoli, sia ai fini di consentire elaborazioni indipendenti da parte di soggetti diversi dal redattore del documento.

Il progettista resta comunque responsabile dell'intera progettazione strutturale.

Nel caso di analisi e verifica svolte con l'ausilio di codici di calcolo, oltre a quanto sopra specificato, e in particolare oltre alla Relazione generale strutturale, si dovranno seguire le indicazioni fornite in § 10.2.

## Capitolo 10.1 - Caratteristiche generali

### 10.1 CARATTERISTICHE GENERALI

I progetti esecutivi riguardanti le strutture devono essere informati a caratteri di chiarezza espositiva e di completezza nei contenuti e devono inoltre definire compiutamente l'intervento da realizzare. Restano esclusi i piani operativi di cantiere ed i piani di approvvigionamento.

Il progetto deve comprendere i seguenti elaborati:

- Relazione di calcolo strutturale, comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica.
- Relazione sui materiali;
- Elaborati grafici, particolari costruttivi;
- Piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera;
- Relazione sui risultati sperimentali corrispondenti alle indagini specialistiche ritenute necessarie alla realizzazione dell'opera.

Particolare cura andrà posta nello sviluppare le relazioni di calcolo, con riferimento alle analisi svolte con l'ausilio del calcolo automatico, sia ai fini di facilitare l'interpretazione e la verifica dei calcoli, sia ai fini di consentire elaborazioni indipendenti da parte di soggetti diversi dal redattore del documento.

Il progettista resta comunque responsabile dell'intera progettazione strutturale.

Nel caso di analisi e verifica svolte con l'ausilio di codici di calcolo, oltre a quanto sopra specificato, e in particolare oltre alla Relazione generale strutturale, si dovranno seguire le indicazioni fornite in § 10.2.

Obiettivo delle relazioni di calcolo:

- Facilitare l'interpretazione e la verifica dei calcoli
- Consentire elaborazioni indipendenti (per controllo)

## Capitolo 10.2 - Uso di codici di calcolo

### 10.2 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare nella Relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni:

- $T_{ij}$
- $O_{ij}$
- $A_{ij}$
- $V_{ij}$
- $M_{ij}$
- $I_{ij}$
- Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Cosa deve fare il progettista?

- Controllare l'affidabilità dei codici utilizzati
- Verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti
- Curare che la presentazione dei risultati sia tale da garantirne leggibilità, corretta interpretazione, riproducibilità

## Capitolo 10.2 - Uso di codici di calcolo

### 10.2 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare nella Relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni:

- Tipo di analisi svolta
- Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo
- Affidabilità dei codici utilizzati
- Validazione dei codici.
- Modalità di presentazione dei risultati.
- Informazioni generali sull'elaborazione.
- Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Problematiche:

- Metodi di analisi
- Codici di calcolo e modellazione strutturale
- Schemi di calcolo e loro combinazione
- Giudizio motivato di accettazione dei risultati

## Capitolo 10.2 - Uso di codici di calcolo

### 10.2 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare nella Relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni:

- Tipo di analisi svolta  
Occorre preliminarmente:
  - dichiarare il tipo di analisi strutturale condotta (di tipo statico o dinamico, lineare o non lineare) e le sue motivazioni;
  - indicare il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale e le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni.
- Indicare chiaramente le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti. In ogni caso va motivato l'impiego delle combinazioni o dei percorsi di carico adottati, in specie con riguardo alla effettiva esauritività delle configurazioni studiate per la struttura in esame.



## Capitolo 10.2 - Uso di codici di calcolo

10.2

Notare:

Deve essere ben precisato quale programma si utilizza e che caratteristiche ha

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare nella Relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni:

### • Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Occorre indicare con precisione l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso.

### • Affidabilità dei codici utilizzati

Il progettista dovrà esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

## Capitolo 10.2 - Uso di codici di calcolo

10.2

Notare:

Deve essere ben precisato quale programma si utilizza e che caratteristiche ha

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare nella Relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni:

### • Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Occorre indicare con precisione l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso.

### • Affidabilità dei codici utilizzati

Il progettista dovrà esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

## Capitolo 10.2 - Uso di codici di calcolo

10.2

Notare:

Deve essere ben precisato quale programma si utilizza e che caratteristiche ha

Il progettista deve capire bene come opera il programma, per essere sicuro che è idoneo al caso specifico che affronta

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare nella Relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni:

### • Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Occorre indicare con precisione l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso.

### • Affidabilità dei codici utilizzati

Il progettista dovrà esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

## Capitolo 10.2 - Uso di codici di calcolo

10.2

Notare una omissione:

Si parla di "codice di calcolo" come se un programma potesse fare una sola cosa

In realtà qualunque programma consente molteplici scelte

### • Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Occorre indicare con precisione l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso.

### • Affidabilità dei codici utilizzati

Il progettista deve precisare come ha modellato la struttura e perché, quali scelte ha operato, ecc.

La documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

## Capitolo 10.2 - Uso di codici di calcolo

### 10.2 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare nella Relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni:

### • Validazione dei codici.

Nel caso in cui si renda necessaria una validazione indipendente del calcolo strutturale o comunque nel caso di opere di particolare importanza, i calcoli più importanti devono essere eseguiti nuovamente da soggetto diverso da quello originario mediante programmi di calcolo diversi da quelli usati originariamente e ciò al fine di eseguire un effettivo controllo incrociato sui risultati delle elaborazioni.

Ripetere il calcolo con altri programmi ?  
Quasi sempre un confronto è praticamente impossibile

## Capitolo 10.2 - Uso di codici di calcolo

### 10.2 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare nella Relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni:

### • Informazioni generali sull'elaborazione.

A valle dell'esposizione dei risultati vanno riportate anche informazioni generali riguardanti l'esame ed i controlli svolti sui risultati ed una valutazione complessiva dell'elaborazione dal punto di vista del corretto comportamento del modello.

### • Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l'attendibilità.

Tale valutazione consisterà nel confronto con i risultati di semplici calcoli, anche di larga massa, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, ad esempio, in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, valuterà la consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

Nella relazione devono essere elencati e sinteticamente illustrati i controlli svolti, quali verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.



## Capitolo 10.2 - Uso di codici di calcolo

### 10.2 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Qualora  
autonomia  
l'attend  
tale da  
Relazio  
• Info

Giudizio motivato di accettabilità  
basato sul confronto con i risultati di semplici calcoli, anche  
di larga massima

A valle dell'esposizione dei risultati vanno riportate anche informazioni generali riguardanti l'esame ed i controlli svolti sui risultati ed una valutazione complessiva dell'elaborazione dal punto di vista del corretto comportamento del modello.

• *Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.*

Spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l'attendibilità.

La valutazione consista nel confronto con i risultati di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, ad esempio, in base di primo approssimazione della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, valuterà la consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

Nella relazione devono essere elencati e sinteticamente illustrati i controlli svolti, quali verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.

## Passi nella formulazione di un giudizio

### 1. Esame visivo della struttura

- individuazione degli elementi principali
  - analisi della loro distribuzione in pianta
  - giudizio sul comportamento nelle due direzioni e sul comportamento rotazionale
  - analisi della loro distribuzione in altezza
- individuazione di possibili debolezze o irregolarità
  - l'impalcato è compatto e rigido?
  - le fondazioni sono adeguate?
  - gli elementi non strutturali (tamponature, ecc.) sono di aiuto o irrilevanti, oppure danno problemi?

## Passi nella formulazione di un giudizio

### 2. Previsione numerica del comportamento

- stima delle masse
- stima del periodo fondamentale
- valutazione di forze con analisi statica
- ripartizione delle forze tra gli elementi verticali
- previsione di taglio e momento nei pilastri (o pareti)
- previsione del momento nelle travi
- previsione degli spostamenti
- stima dell'effetto di
  - eccentricità accidentale
  - contemporanea presenza delle due componenti del sisma

## Passi nella formulazione di un giudizio

### 3. Esame del modello strutturale e del tipo di analisi

Esame del modello strutturale:  
per valutare se è adeguato e quali problemi  
potrebbe presentare

- elementi previsti
  - solo elementi monodimensionali ?  
nessun problema particolare
  - aggiunta di offset o tratti rigidi ?  
un po' di attenzione
  - anche elementi bidimensionali ?  
possono esserci grossi problemi

## Passi nella formulazione di un giudizio

### 3. Esame del modello strutturale e del tipo di analisi

Esame del modello strutturale: ... segue

- impalcato
  - vincolo mutuo tra i nodi ?  
bene (se orizzontale e se forma e rigidità sono adeguate)
  - deformabile, modellato con elementi bidimensionali, oppure nessun vincolo ?  
possono esserci grossi problemi di affidabilità e problemi nella valutazione dell'importanza dei modi
  - attenzione a:
    - impalcato inclinati
    - impalcato sfalsati di poco

## Passi nella formulazione di un giudizio

### 3. Esame del modello strutturale e del tipo di analisi

Esame del modello strutturale: ... segue

- fondazioni
  - modello incastrato al piede ?  
va bene se le fondazioni sono adeguatamente rigide
  - modello con reticolo di travi alla Winkler, o simili ?  
va bene, ma attenzione ai parametri geotecnici (meglio usare un criterio di fascia)
- elementi non strutturali
  - non considerati ?  
va bene se ben distribuiti e non estremamente rigidi
  - inclusi nel modello ?  
attenzione alla modellazione (meglio usare un criterio di fascia)



## Passi nella formulazione di un giudizio

### 3. Esame del modello strutturale e del tipo di analisi

#### Esame del tipo di analisi

- Analisi lineare - statica
  - oggi meno usata
  - va bene se la struttura è bilanciata (ruota poco) ed il periodo fondamentale non troppo alto
- Analisi lineare - modale
  - analisi standard
  - va sempre bene, ma a volte è meno facile giudicarne i risultati
- Analisi statica non lineare
  - può essere importante per analizzare edifici esistenti
  - deve essere interrotta al raggiungimento di rotture fragili (che può avvenire quasi subito)

## Passi nella formulazione di un giudizio

### 4. Esame dei risultati del calcolo

- non guardare assolutamente
  - risultati delle singole combinazioni di carico (non ci possono dire niente)
- guardare
  - risultati di schemi di carico base (pochi schemi)
  - inviluppo complessivo di tutte le combinazioni
- dagli schemi base
  - comprendere il comportamento e giudicare se è corrispondente a quello aspettato dall'esame visivo
  - basare il giudizio innanzitutto sugli spostamenti globali (solo uno sguardo a campione ai diagrammi delle caratteristiche di sollecitazione)
- l'inviluppo serve dopo (per le armature delle travi)

## Passi nella formulazione di un giudizio

### 5. Esame delle armature (nel caso di strutture in c.a.)

- travi
  - esame globale degli elaborati, per valutare la uniformità delle armature o la presenza di travi particolarmente armate
  - giudicare se armature particolarmente forti o particolarmente deboli hanno una logica ben chiara
  - guardare a campione uno o più diagrammi dei momenti flettenti
  - i risultati mostrano anche momenti torcenti e sforzi normali ?  
quasi sempre questo è assolutamente privo di senso

## Passi nella formulazione di un giudizio

### 5. Esame delle armature

... segue

- pilastri
    - esame globale degli elaborati, per valutare la uniformità delle armature o la presenza di pilastri particolarmente armati
    - giudicare se armature particolarmente forti o particolarmente deboli hanno una logica ben chiara
    - grande attenzione ai pilastri corti
    - controllare a occhio che la resistenza dei pilastri sia maggiore di quella delle travi
- per edifici a telaio, con un buon numero di travi emergenti:  
dimensione maggiore del pilastro  $\geq$  altezza della trave  
armatura totale sui due lati corti del pilastro  $\geq$  armatura complessiva (superiore + inferiore) della trave;  
l'armatura sul lato lungo del pilastro importa poco

## Passi nella formulazione di un giudizio

### 5. Esame delle armature

... segue

- pareti
  - hanno problematiche specifiche
- nodi trave-pilastro
  - deve essere presente una buona staffatura nel nodo
  - i ferri di parete delle travi che attraversano il nodo contribuiscono alla staffatura
- impalcati
  - di solito basta una rete
  - attenzione in presenza di pareti o di punti particolarmente deboli dell'impalcato
- fondazioni
  - attenzione nel caso di edifici con pareti



Corsi di aggiornamento

Progettazione in zona sismica

**Procedure semplificate e calcoli manuali  
per il controllo dell'ordine di grandezza  
dei risultati ottenuti dal programma di calcolo**

01 - Criteri generali di impostazione della carpenteria e di dimensionamento degli elementi strutturali

Vasto

30 settembre - 1 ottobre 2016

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

### Processo progettuale

- Parallelamente allo svolgimento delle fasi elencate occorre preparare la relazione di calcolo generale, ai sensi del capitolo 10 delle NTC (e delle varie indicazioni regionali che a questo fanno riferimento) con un giudizio motivato di accettabilità dei risultati  
"Spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l'attendibilità. Tale valutazione consisterà nel confronto con i risultati di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, ad esempio, in fase di primo proporzionamento della struttura"  
NTC08, punto 10.2

### Aspetti da non dimenticare (1)

La vera fase progettuale riguarda:

- l'impostazione della carpenteria
- il dimensionamento degli elementi strutturali

Da queste scelte iniziali dipende:

- il comportamento della struttura durante il sisma
  - se la struttura è stata concepita male, il calcolo potrà attenuarne i difetti, ma non riuscirà a trasformarla in una buona struttura
- il costo della struttura
  - se la struttura è stata concepita male, il costo sarà sicuramente maggiore

### Aspetti da non dimenticare (2)

Il progetto deve rendere ottimale il comportamento elastico di una struttura (quello che si ha per terremoto non molto forte)

- Il comportamento elastico della struttura dipende sostanzialmente dalla sua regolarità
- Il termine "regolarità" sintetizza tutta una serie di aspetti diversi, che possono essere indicati come "principi base della progettazione strutturale"



## Principi base della progettazione strutturale

### Regolarità

È un obiettivo fondamentale della progettazione ...

... ma cosa vuol dire regolarità?

Concetto generale, di portata molto vasta,  
facilmente intuibile ma difficile da definire

In realtà esistono molte problematiche,  
completamente diverse, che rientrano  
nel concetto di regolarità

Ad esempio: scelta del tipo di analisi (statica o modale);  
scelta del fattore di comportamento

## 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

## Principi base della progettazione strutturale

### Regolarità

Condiziona:

- La qualità
  - La capacità
  - Il costo
  - L'idoneità all'uso
- Si vedano in particolare gli articoli:
- A. Ghersi  
La regolarità strutturale nella progettazione di edifici in zona sismica  
Atti del convegno tecnico-scientifico "Problemi attuali di Ingegneria Strutturale", dal volume omonimo, CUEN, Napoli, 2000
- A. Ghersi  
General considerations on structural regularity  
Proceedings of the 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-7, 2004

## Principi base della progettazione strutturale

Per valutare il comportamento sismico di un edificio occorre:

- Definire un modello geometrico e meccanico dell'edificio, includendo se necessario gli elementi non strutturali e tenendo conto del complesso terreno-fondazione
- Valutare la risposta sismica in campo elastico
- Valutare la risposta sismica oltre i limiti elastici

Se l'edificio è regolare è possibile usare modelli e tipi di analisi standard

## Principi base della progettazione strutturale

I cosiddetti  
"principi base della progettazione strutturale"

### Semplicità strutturale

Uniformità Simmetria Iperstaticità  
Resistenza e rigidità bi-direzionale  
Resistenza e rigidità torsionale  
Resistenza e rigidità dell'impalcato  
Adeguatezza fondazione

consentono di usare modelli e tipi di analisi standard

## 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

Forti differenze di rigidezza possono rendere  
rilevanti aspetti in genere trascurabili

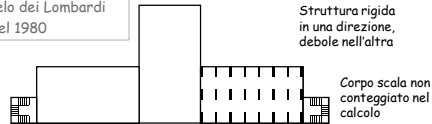


## Principi base della progettazione strutturale

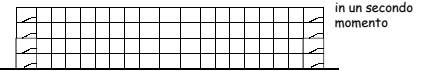
### Resistenza e rigidezza bi-direzionale

Ospedale di S. Angelo dei Lombardi  
Crollato col sisma del 1980

PIANTA



PROSPETTO



## Principi base della progettazione strutturale

### Resistenza e rigidezza bi-direzionale

La zona scala, non conteggiata nel calcolo, era più rigida (in dir. x) della struttura e quindi ha subito sollecitazioni molto forti ed ha innescato il crollo

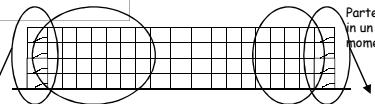
Nel crollo, la scala ha trascinato verso il basso tutto l'edificio

Struttura rigida in una direzione, debole nell'altra

Corpo scala non conteggiato nel calcolo

Parte costruita in un secondo momento

PROSPETTO



## Principi base della progettazione strutturale

### Resistenza e rigidezza bi-direzionale

La zona scala, non conteggiata nel calcolo, era più rigida (in dir. x) della struttura e quindi ha subito sollecitazioni molto forti ed ha innescato il crollo

Nel crollo, la scala ha trascinato verso il basso tutto l'edificio

Struttura rigida in una direzione, debole nell'altra

Corpo scala non conteggiato nel calcolo

Parte costruita in un secondo momento

PROSPETTO



## 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



### Aspetti da non dimenticare (3)

Il progetto deve rendere ottimale il comportamento di una struttura oltre il limite elastico (quello che si avrà per terremoto di forte intensità)

- Il comportamento ultimo di una struttura dipende da come essa progressivamente si danneggia andando verso il collasso:
  - occorre evitare rotture fragili (come quelle a taglio) gerarchia delle resistenze taglio-flessione
  - occorre limitare il danneggiamento dei pilastri, rispetto a quello delle travi gerarchia delle resistenze pilastri-travi
  - occorre garantire buona duttilità agli elementi strutturali che si danneggiano a flessione

### Aspetti da non dimenticare (3)

Il progetto deve rendere ottimale il comportamento di una struttura oltre il limite elastico (quello che si avrà per terremoto di forte intensità)

- Gerarchia delle resistenze taglio-flessione
  - si può garantire con una adeguata armatura trasversale (staffe)
  - è fondamentale, in fase di impostazione della carpenteria, evitare di avere travi o pilastri particolarmente più corti rispetto agli altri

### Aspetti da non dimenticare (3)

Il progetto deve rendere ottimale il comportamento di una struttura oltre il limite elastico (quello che si avrà per terremoto di forte intensità)

- Gerarchia delle resistenze pilastri-travi
  - si può garantire con una adeguata armatura longitudinale
  - è fondamentale, in fase di impostazione della carpenteria, assegnare ai pilastri dimensioni (sezioni trasversali) non più piccole di quelle delle travi

### Aspetti da non dimenticare (3)

Il progetto deve rendere ottimale il comportamento di una struttura oltre il limite elastico (quello che si avrà per terremoto di forte intensità)

- Duttilità degli elementi strutturali che si danneggiano a flessione
  - si può garantire con una adeguata armatura longitudinale e trasversale
  - è fondamentale, in fase di impostazione della carpenteria, assegnare ai pilastri sezioni trasversali che li facciano lavorare a tensioni medie non eccessive

### 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

In particolare:

- 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 rigidezze

## Obiettivi generali

Rendere la struttura il più regolare possibile

In particolare:

- Valutare la possibilità di dividere il fabbricato in blocchi staticamente separati da giunti
- Prestare molta attenzione alla scala
  - La soluzione con soletta rampante "tradizionale" richiede "solo" una trave a livello intermedio:
    - in realtà la soletta crea un collegamento tra i due impalcati adiacenti
    - nel passato questo effetto non era colto solo perché la soletta rampante non era inserita nel modello

## Obiettivi generali

Rendere la struttura il più regolare possibile

In particolare:

- Valutare la possibilità di dividere il fabbricato in blocchi staticamente separati da giunti
- Prestare molta attenzione alla scala
  - È indispensabile trovare soluzioni alternative, come la scala "alla Giliberti":
    - la trave che sostiene la scala in corrispondenza del pianerottolo di riposo è a livello di piano
    - ciascuna rampa è indipendente dall'altra e appesa o poggiata alla trave innanzi citata
    - potrebbe essere realizzata interamente in acciaio

## Impostazione della carpenteria

Distinzione base tra:

- Edifici con pareti o nuclei in c.a.
  - separazione ideale tra elementi strutturali che portano i carichi verticali ed elementi che portano l'azione sismica
- Edifici a struttura intelaiata
  - Gli elementi strutturali (travi e pilastri) portano contemporaneamente carichi verticali ed azione sismica

## Edifici con pareti o nuclei in c.a.

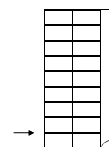
- Compito dei diversi elementi:

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

Ma, attenzione:

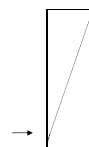
Ai piani superiori l'azione sismica è portata dai telai, più che dalle pareti

## Comportamento a mensola e comportamento a telaio



Telaio (con travi rigide)

Forze applicate ai piani inferiori provocano grossi spostamenti ...  
... ma gli spostamenti non aumentano ai piani superiori



Mensole (pareti, oppure telaio con travi a spessore)

Forze applicate ai piani inferiori provocano piccoli spostamenti ...  
... ma gli spostamenti aumentano di molto ai piani superiori



## 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:

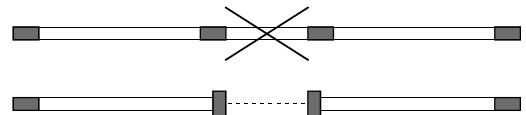
- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi limiti massimi leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma

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:

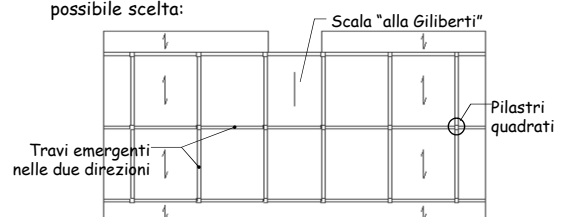
- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi limiti massimi leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma
- Evitare campate di trave troppo corte, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni
- Evitare forti disuniformità di carico verticale sui pilastri (carichi maggiori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

possibile scelta:





## Elementi resistenti alle azioni orizzontali

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

I singoli elementi assorbono un'aliquota dell'azione sismica minore o maggiore in proporzione alla loro rigidezza

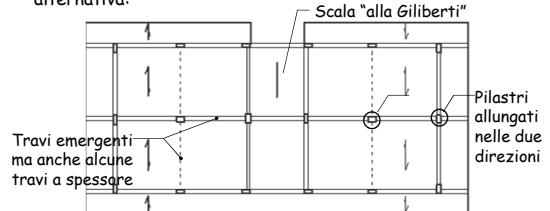
- Una valutazione più accurata della rigidezza di ciascun elemento può essere fatta solo dopo aver definito le sezioni di travi e pilastri
- Per il momento si possono fare solo valutazioni qualitative

## Edifici a struttura intelaiata

Nell'impostazione per azioni orizzontali:

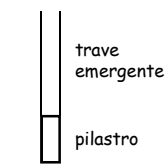
- Garantire un irrigidimento uniforme nelle due direzioni, con elementi ben distribuiti in pianta

alternativa:



## Elementi resistenti alle azioni orizzontali

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



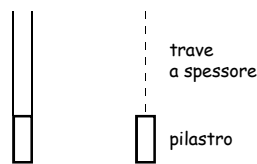
Elemento con buona rigidità a tutti i piani

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



Elemento con buona rigidità a tutti i piani

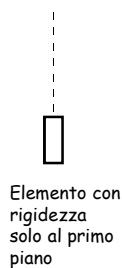
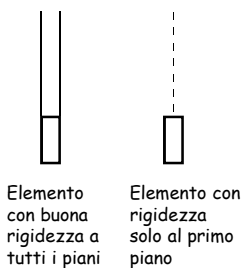
Elemento con rigidità solo al primo piano



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

## Elementi resistenti alle azioni orizzontali

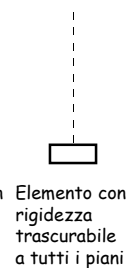
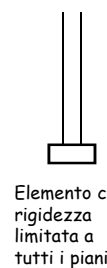
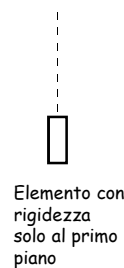
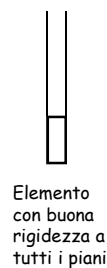
In realtà si hanno travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari



I pilastri con inerzia minima danno contributo in prima approssimazione trascurabile

## Elementi resistenti alle azioni orizzontali

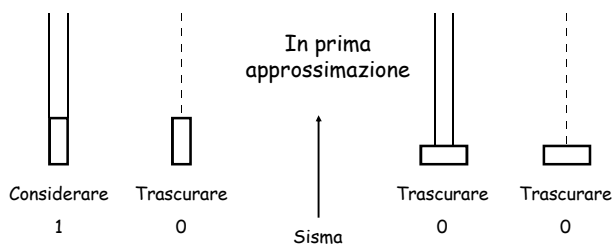
In realtà si hanno travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari





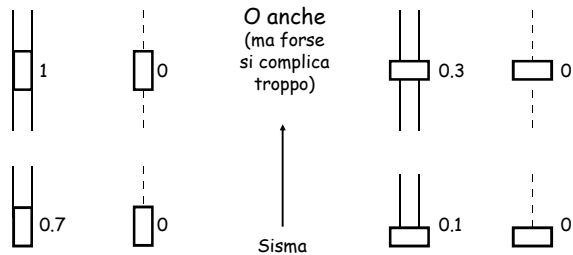
### Elementi resistenti alle azioni orizzontali

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



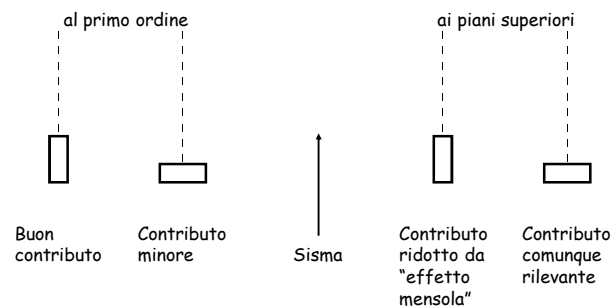
### Elementi resistenti alle azioni orizzontali

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



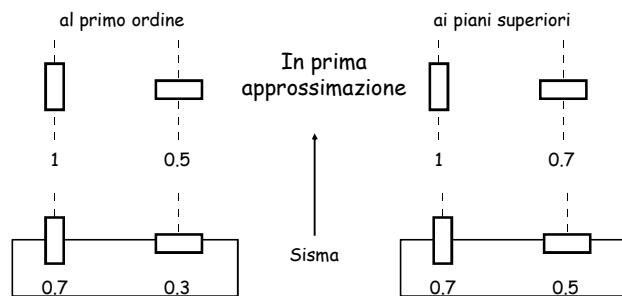
### Elementi resistenti alle azioni orizzontali

Se tutte le travi sono a spessore, il comportamento dei pilastri è un po' diverso



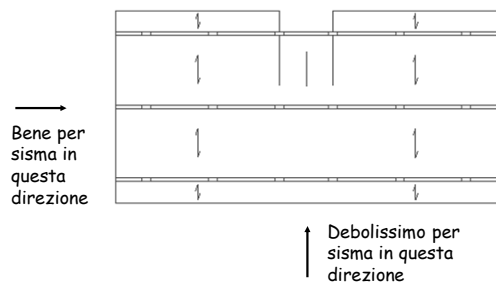
### Elementi resistenti alle azioni orizzontali

Se tutte le travi sono a spessore, il comportamento dei pilastri è un po' diverso



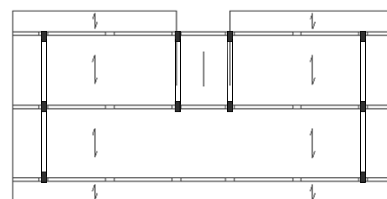
### Carpenteria: da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Al limite, per soli carichi verticali:



### Carpenteria: da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Interventi, per azioni orizzontali:



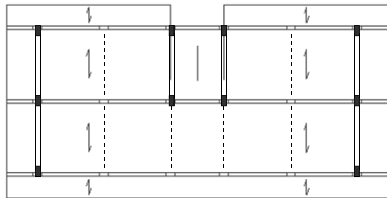
Girare un certo numero di pilastri

Aggiungere travi emergenti per renderli efficaci



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

Ubicazione:  
zona sismica con  $a_g = 0.25 \text{ g}$

Categoria di suolo:  
categoria C (sabbie e ghiaie mediamente  
addensate)

## Edificio analizzato

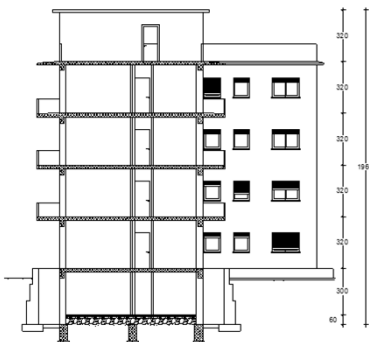
Struttura portante principale:  
con struttura intelaiata in cemento armato

Solai:  
in latero-cemento, gettati in opera

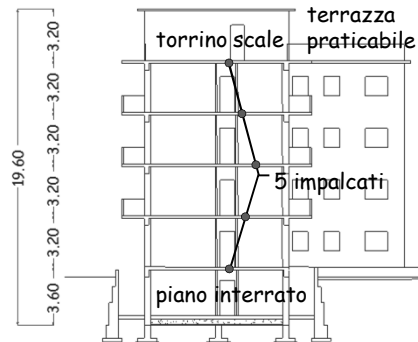
Scale:  
a soletta rampante (tipologia "alla Giliberti")

Fondazioni:  
reticolo di travi rovesce

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

Edificio  
analizzato

Sezione

Edificio  
analizzato

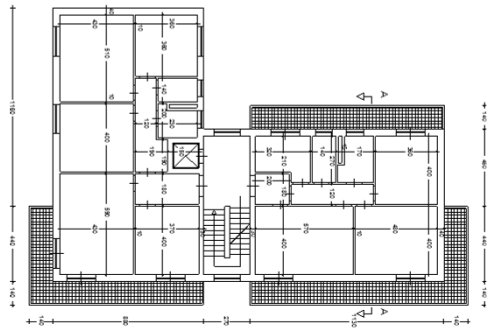
Sezione

Sismicità media  
= ex zona 2

Terreno  
- costituito da  
sabbie e ghiaie  
mediamente  
addensate



Piano tipo

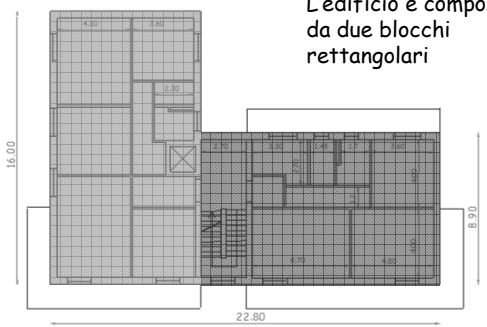


Piano tipo



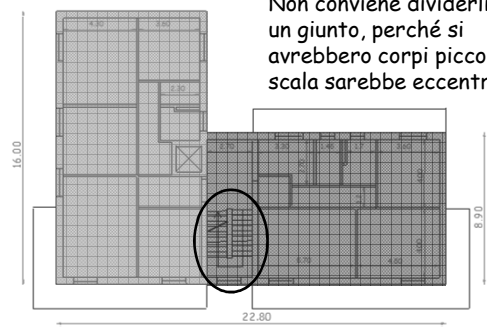
Il piano terra è simile,  
ma senza balconi

Piano tipo



L'edificio è composto  
da due blocchi  
rettangolari

Piano tipo



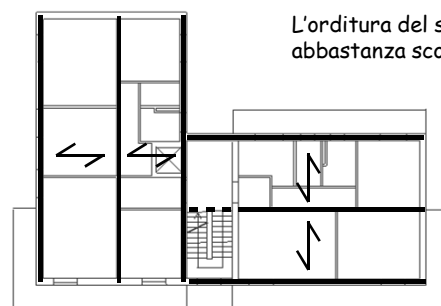
Non conviene dividerli con  
un giunto, perché si  
avrebbero corpi piccoli e la  
scala sarebbe eccentrica

Impostazione della carpenteria  
pensando ai carichi verticali



Esistono chiari  
allineamenti per le  
travi

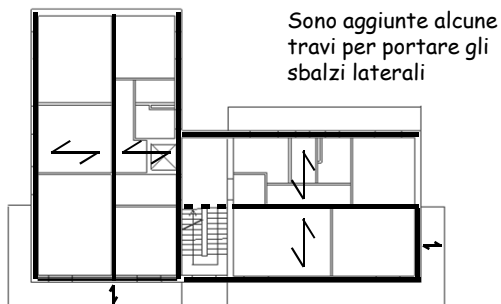
Impostazione della carpenteria  
pensando ai carichi verticali



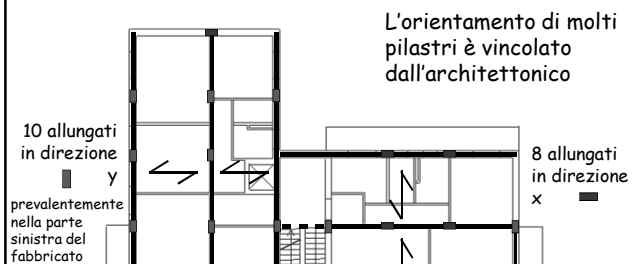
L'orditura del solaio è  
abbastanza scontata



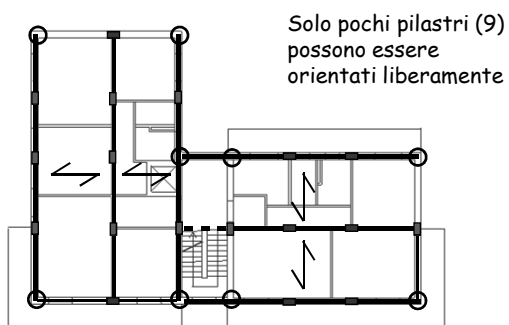
### Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali



### 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

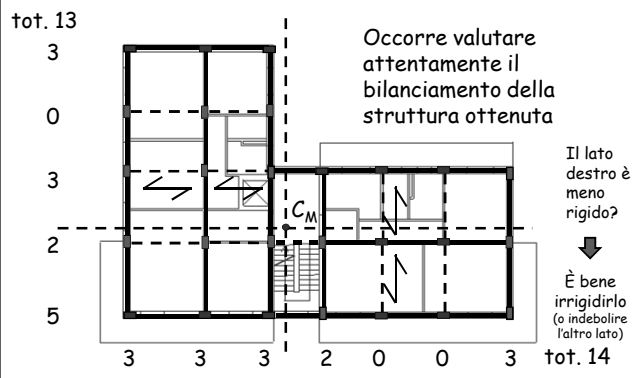


### Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali

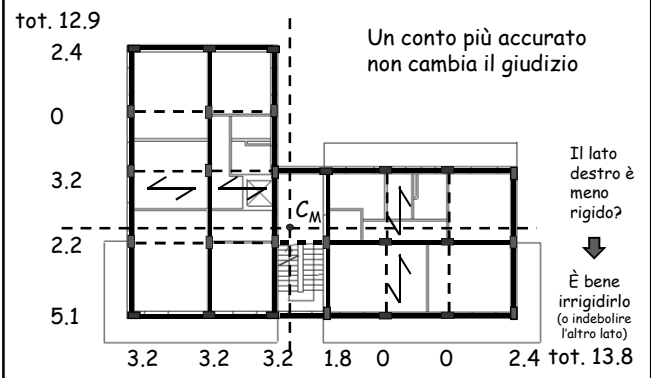




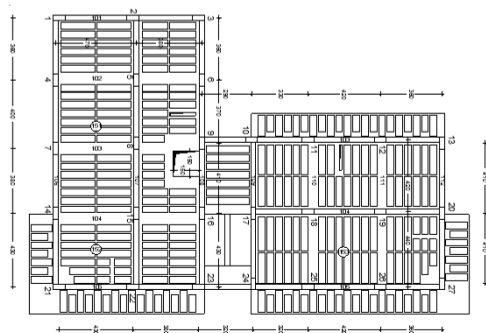
### Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



### Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



### Carpenteria del piano tipo



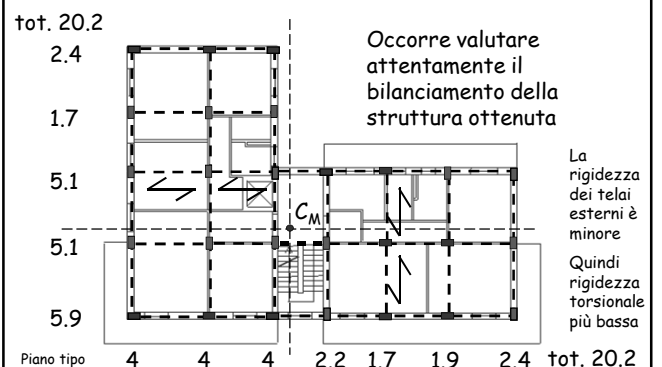
### Se l'edificio avesse solo travi a spessore

- I ragionamenti fatti non cambiano
- L'organizzazione della carpenteria può essere la stessa
- Lo spessore del solaio e le dimensioni degli elementi strutturali devono variare

### Carpenteria edificio con travi a spessore



### Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali





Corsi di aggiornamento  
Progettazione in zona sismica  
**Procedure semplificate e calcoli manuali  
per il controllo dell'ordine di grandezza  
dei risultati ottenuti dal programma di calcolo**

02 - Rigidezza laterale (o traslazionale)

Vasto  
30 settembre - 1 ottobre 2016  
Aurelio Ghersi

## Rigidezza, resistenza, duttilità

- Sono tre parole chiave nella progettazione strutturale ...  
ma non sono banali o scontate, come potrebbero sembrare
- Nella presentazione precedente si è data una idea base della rigidezza, valida ancor prima di avere dimensioni degli elementi strutturali (e quindi in fase di progettazione)
- Ora se ne fa un approfondimento, che serve solo dopo aver definito le dimensioni di tali elementi

## Elementi resistenti alle azioni orizzontali

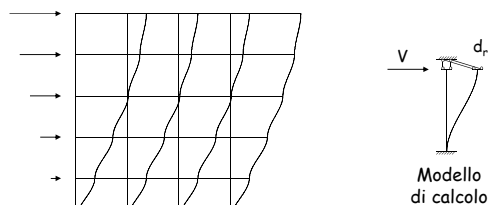
In genere nelle strutture si hanno travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari, che possono essere orientati col lato più lungo in una delle due dimensioni della pianta

I singoli pilastri assorbono un'aliquota dell'azione sismica minore o maggiore in proporzione alla loro rigidezza

In che modo si può stimare la rigidezza?

## Rigidezza

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- Se le travi sono infinitamente rigide



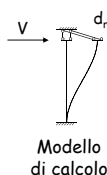
## Rigidezza

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- Se le travi sono infinitamente rigide

$$d_r = \frac{V L_p^3}{12 E I_p}$$

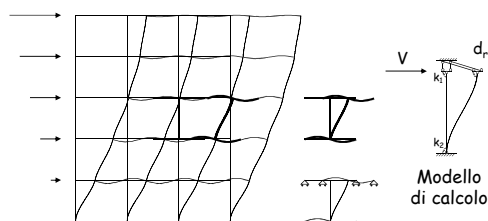
$$\text{rigidezza} = \frac{12 E I_p}{L_p^3}$$

La rigidezza è proporzionale al momento d'inerzia della sezione



## Rigidezza

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio  $V$  e spostamento relativo  $d_r$
- In realtà le travi sono deformabili





## Rigidezza

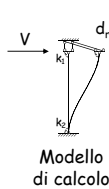
- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio V e spostamento relativo  $d_r$
- In realtà le travi sono deformabili

$$k_1 = \frac{12 E I_{t, \text{sup}}}{L_t}$$

ma poiché la trave serve da vincolo anche al pilastro di sopra, prendo la metà (nel caso di piani intermedi)

$$k_1 = \frac{6 E I_{t, \text{sup}}}{L_t} \quad k_2 = \frac{6 E I_{t, \text{inf}}}{L_t}$$

$$\text{pongo } r_1 = \frac{E I_p / L_p}{E I_{t, \text{sup}} / L_t} \quad r_2 = \frac{E I_p / L_p}{E I_{t, \text{inf}} / L_t}$$



## Rigidezza

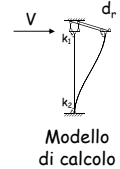
- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio V e spostamento relativo  $d_r$
- In realtà le travi sono deformabili

$$d_r = \frac{V L_p^3}{12 E I_p} \left[ 1 + \frac{1}{2} \frac{r_1 + r_2 + 2 r_1 r_2 / 3}{1 + (r_1 + r_2) / 6} \right]$$

$$= \frac{V L_p^3}{12 E I_p} \left[ 1 + \frac{1}{2} (r_1 + r_2) - \frac{1}{2} \frac{(r_1 - r_2)^2 / 6}{1 + (r_1 + r_2) / 6} \right]$$

$$\cong \frac{V L_p^3}{12 E I_p} \left[ 1 + \frac{1}{2} (r_1 + r_2) \right] \quad \text{se } r_1 \cong r_2$$

Lo spostamento dipende anche dalla rigidezza delle travi



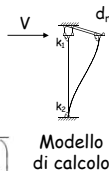
## Rigidezza

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio V e spostamento relativo  $d_r$
- In realtà le travi sono deformabili

In maniera semplificata, spostamento e rigidezze si possono esprimere direttamente con

$$d_r \cong \frac{V L_p^3}{12 E I_p} \left[ 1 + \frac{1}{2} \left( \frac{E I_p / L_p}{E I_{t, \text{sup}} / L_t} + \frac{E I_p / L_p}{E I_{t, \text{inf}} / L_t} \right) \right]$$

$$\text{rigidezza} = \frac{12 E I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left( \frac{E I_p / L_p}{E I_{t, \text{sup}} / L_t} + \frac{E I_p / L_p}{E I_{t, \text{inf}} / L_t} \right)}$$



## Rigidezza

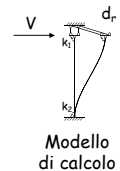
- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio V e spostamento relativo  $d_r$
- In realtà le travi sono deformabili

Ora preferisco però usare sempre l'espressione generale

$$\text{rigidezza} = \frac{12 E I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \frac{r_1 + r_2 + 2 r_1 r_2 / 3}{1 + (r_1 + r_2) / 6}}$$

$$\text{con } r_1 = \frac{E I_p / L_p}{E I_{t, \text{sup}} / L_t} \quad r_2 = \frac{E I_p / L_p}{E I_{t, \text{inf}} / L_t}$$

Note: dimezzare r se vi è solo il pilastro sup. o inf.  
r = 0 se la trave è infinitamente rigida (incastro)



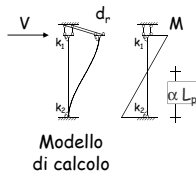
## Rigidezza

- Rigidezza di un pilastro = rapporto tra taglio V e spostamento relativo  $d_r$
- In realtà le travi sono deformabili

Dallo schema si può ottenere anche la posizione del punto di nullo di M  
Dista dalla base  $\alpha L_p$ , con

$$\alpha = 0.5 \frac{1 + r_1 / 3}{1 + r_1 / 6 + r_2 / 6}$$

Note: dimezzare r se vi è solo il pilastro sup. o inf.  
r = 0 se la trave è infinitamente rigida (incastro)



## Rigidezza

Esempio, con travi emergenti e a spessore:

pilastro 30x70  $l=3.20$  m  
travi 30x60  $l=4.50$  m  
 $k = 30.60$  kN/mm

pilastro 70x30  $l=3.20$  m  
travi 30x60  $l=4.50$  m  
 $k = 12.88$  kN/mm

pilastro 30x70  $l=3.20$  m  
travi 60x24  $l=4.50$  m  
 $k = 5.36$  kN/mm

Vedi file Excel Rigidezza



## Rigidezza

Esempio, con solo travi a spessore:

pilastro 30x70  $l=3.20$  m  
travi 60x28  $l=4.00$  m  
 $k = 9.19$  kN/mm

pilastro 70x30  $l=3.20$  m  
travi 60x28  $l=4.00$  m  
 $k = 6.50$  kN/mm

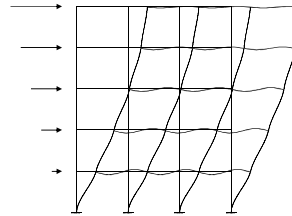
pilastro 30x70  $l=3.20$  m  
una sola trave 60x28  $l=4.00$  m  
 $k = 4.82$  kN/mm

Vedi file Excel Rigidezza

## Rigidezza

Nota:

- Le formule sono ricavate nell'ipotesi di rotazione uguale per tutti i nodi



Cadono in difetto se vi sono forti variazioni tra un pilastro e l'altro  
In particolare nel caso di un pilastro di piatto tra due pilastri di coltello

In questo caso la rotazione del nodo centrale può essere nulla; valutare la rigidezza del pilastro centrale senza riduzioni

## Rigidezza

Esempio, con travi emergenti e a spessore:

pilastro 30x70  $l=3.20$  m  
travi 30x60  $l=4.50$  m  
 $k = 30.60$  kN/mm

pilastro 70x30  $l=3.20$  m  
travi 30x60  $l=4.50$  m  
 $k = 12.88$  kN/mm

pilastro 70x30  $l=3.20$  m  
travi  $\infty$  rigide  
 $k = 18.17$  kN/mm

Vedi file Excel Rigidezza

## Foglio di calcolo Rigidezza

Superiamente		pilastro	30	cm	$k$ (iniziale)	88.92	kN/mm
esiste un pilastro al di sopra		b	70	cm	riduzione	0.309	
		h	3.20	m	$k$	30.60	kN/mm
		Lp					
Inferiamente					punto di nullo di M a	0.500	da base
esiste un pilastro al di sotto							
Travi superiori e inferiori		travi superiori					
diverse tra loro		trave sx			trave dx		
		b	30	cm	b	30	cm
		h	60	cm	h	60	cm
		Lt	4.50	m	Lt	4.50	m
Travi a destra e sinistra		travi inferiori					
due, dx e sx, diverse tra loro		trave sx			trave dx		
		b	30	cm	b	30	cm
		h	60	cm	h	60	cm
		Lt	come sup		Lt	come sup	
E	31500	MPa					

In rosso i dati da inserire

Caselle a discesa per selezionare le possibili situazioni

In blu i risultati forniti

## Foglio di calcolo Rigidezza

Superiamente

esiste un pilastro al di sopra  $r_1$  si dimezza

non esiste pilastro al di sopra caso standard

esiste un pilastro al di sotto  $r_1 = 0$

la trave superiore è infinitamente rigida

Inferiamente

esiste un pilastro al di sotto  $r_2$  si dimezza

non esiste pilastro al di sotto caso standard

esiste un pilastro al di sopra  $r_2 = 0$

la trave inferiore è infinitamente rigida

il pilastro è incastrato alla base

Travi superiori e inferiori

diverse tra loro

uguali tra loro

diverse tra loro

Travi a destra e sinistra

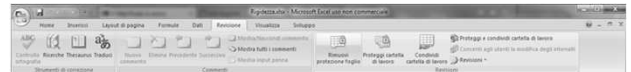
due, dx e sx, diverse tra loro

una sola

due, dx e sx, diverse tra loro

due, dx e sx, uguali tra loro

## Foglio di calcolo Rigidezza



Nota: nel foglio di calcolo è inserita una protezione, per evitare che si inseriscano valori in celle sbagliate. La protezione è senza password e può essere rimossa se si vuole modificare il file



## Foglio di calcolo Rigidezza

Superficie	pilastro	h (m)	58.92	44mm
non esiste pilastro al di sopra	h	cm	0.383	
	Lp	cm	37.93	44mm
	Lp	m	0.440	da base
Inferficie	punto di nullo di M	a	0.440	da base
esiste un pilastro al di sotto				
Travi superiori e inferiori	travi (inf-sup)			
uguali tra loro	trave sx	h	30	cm
	h	cm	60	cm
	Lt	m	4.50	m
	trave dx	h	30	cm
	h	cm	60	cm
	Lt	m	4.50	m
Travi a destra e sinistra				
due, da sx, diverse tra loro				
E	31000	MPa		

Nel foglio sono presenti zone che contengono valori intermedi di calcolo, da non modificare (sono visibili in carattere grigio chiaro)

## Ma è questa in realtà la rigidezza?

- Attenzione: le riflessioni che seguono possono aprire la mente a nuovi orizzonti, ma potrebbero anche nuocere gravemente alla salute mentale

## Ma è questa in realtà la rigidezza?

Idea base, finora seguita nel valutare la rigidezza:

- La lunghezza dell'asta va da nodo a nodo
- La sezione trasversale dell'asta è pari alla sezione geometrica (esempio: 30x70)

termini di riferimento:

In realtà bisognerebbe tener conto del fatto che:

- Il nodo (parte di sovrapposizione tra trave e pilastro) ha dimensioni non trascurabili ed è abbastanza rigido, la parte di asta che si deforma è quella tra i fili esterni dei nodi
- Il calcestruzzo dell'asta si fessura, la parte tesa non deve essere considerata nel valutare la rigidezza

offset  
rigidezza fessurata

## Ma è questa in realtà la rigidezza?

Offset (o "tratti rigidi")

- I programmi commerciali spesso li inseriscono automaticamente nel modello, principalmente per motivi geometrici (compensare il disassamento delle aste e mostrare una immagine "verosimile" della struttura)
- La presenza di offset fa aumentare la rigidezza delle aste in funzione del cubo del rapporto tra lunghezza nominale e lunghezza netta  
esempio: se i tratti rigidi sono complessivamente 1/10 della lunghezza dell'asta la sua rigidezza aumenta di quasi il 40%; se sono 1/5 la rigidezza è quasi raddoppiata, cioè aumentata del 100%

## Ma è questa in realtà la rigidezza?

Rigidezza fessurata

- La norma dice di considerarla  
"In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza ... può essere ridotta fino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente" (NTC08, punto 7.2.6)
- La riduzione dovrebbe essere differenziata tra i singoli elementi, non effettuata in maniera uguale per tutti
- Mancano indicazioni "ufficiali" su come quantizzarla

## Ma è questa in realtà la rigidezza?

Quanto dobbiamo preoccuparcene?

- Offset e rigidezza fessurata hanno effetti opposti, che in parte si compensano (se sono considerati entrambi)
- Usare solo offset e niente rigidezza fessurata o non usare offset e considerare la rigidezza fessurata può portare a risultati diversi
- ... ma probabilmente il comportamento ultimo di strutture progettate bene (cioè rispettando le gerarchie di resistenze) non è molto condizionato da questo problema



Corsi di aggiornamento  
Progettazione in zona sismica  
**Procedure semplificate e calcoli manuali  
per il controllo dell'ordine di grandezza  
dei risultati ottenuti dal programma di calcolo**

03 - Dimensionamento e verifica di massima

Vasto  
30 settembre - 1 ottobre 2016  
Aurelio Ghersi

## Dimensionamento solaio

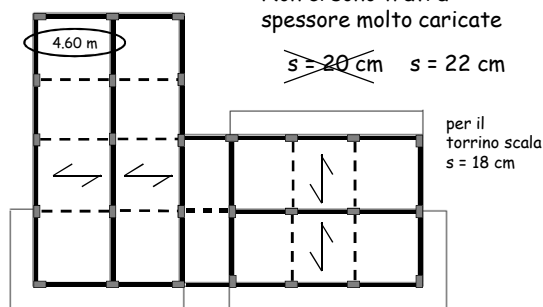
- In presenza di travi emergenti: dimensionare il solaio per gli usuali limiti di deformazione (un tempo  $s \geq L_{max} / 25$ , ora limiti vari)
- Se vi sono alcune travi a spessore lunghe e molto caricate aumentare un po' lo spessore
- Se vi sono solo travi a spessore usare uno spessore del solaio sufficientemente alto (almeno 28 cm)
- L'impalcato (solaio più travi) deve trasmettere l'azione sismica agli elementi resistenti (telai)  
Per questo basta una 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

~~$s \geq 20$  cm~~  $s = 22$  cm



## Carichi unitari

Una volta definito lo spessore del solaio, si possono calcolare i carichi unitari più rilevanti ( $\text{kN/m}^2$ ), da utilizzare per le successive analisi

Tenere presente che:

- In assenza di sisma si devono considerare i valori di calcolo dei carichi verticali,  $g_d$  e  $q_d$ , ed eventualmente anche l'effetto del vento
- In presenza di sisma si devono considerare i valori quasi permanenti dei carichi verticali,  $g_k$  e  $\psi_2 q_d$

Mediante i carichi verticali in presenza di sisma sono circa il 60% di quelli in assenza di sisma

## Carichi unitari

Una volta definito lo spessore del solaio, si possono calcolare i carichi unitari più rilevanti ( $\text{kN/m}^2$ ), da utilizzare per le successive analisi

	$g_k$	$q_k$	SLU solo c.v.	SLU con F
Solaio del piano tipo	4.0 + 1.2	2.0	10.0	5.8
Solaio di copertura	4.0	2.0	8.2	4.6
Solaio torrino scala	3.4	0.5	5.2	3.4
Sbalzo piano tipo	4.0	4.0	11.2	6.4
Sbalzo copertura	3.9	0.5	5.8	3.9
Scala	5.0	4.0	12.5	7.4

## Dimensionamento travi emergenti, travi a spessore, pilastri

Immediatamente valutabile:

- Effetto dei carichi verticali (M per le travi, N per i pilastri)

Determinabile in maniera approssimata:

- Effetto del sisma (M per travi e pilastri,  $\Delta N$  per i pilastri)



### Dimensionamento travi a spessore per edifici con numerose travi emergenti

- Dimensionamento per soli carichi verticali (valori massimi in assenza di sisma,  $g_d$  e  $q_d$ )

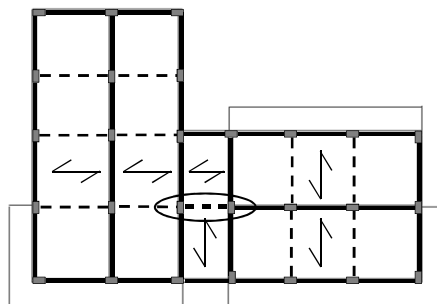
Momento sollecitante  $M_{Ed} = \frac{q l^2}{12} \div \frac{q l^2}{8}$

Larghezza necessaria  $b = \frac{M_{Ed} r^2}{d^2}$  con  $r = 0.019 \div 0.020$

- Nessuna prescrizione specifica per il sisma, perché la trave è in questo caso un elemento secondario

### Esempio

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

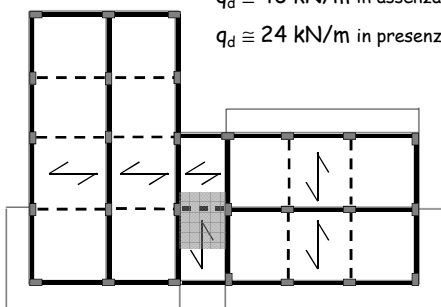


### Esempio

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

$q_d \cong 40 \text{ kN/m}$  in assenza di sisma

$q_d \cong 24 \text{ kN/m}$  in presenza di sisma



### Dimensionamento travi a spessore Esempio

Momento per carichi verticali (in assenza di sisma)

$$M_{Ed} = \frac{q L^2}{10} = \frac{40 \times 3.0^2}{10} \cong 36 \text{ kNm}$$

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

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M_{Ed} = \frac{q L^2}{10} = \frac{24 \times 3.0^2}{10} \cong 22 \text{ kNm}$$

Momento per azione sismica  
è certamente molto piccolo

### Dimensionamento travi a spessore Esempio

Dati:

Sezione rettangolare  
 $b$  = da determinare  
 $h = 22 \text{ cm}$   
 $c = 4 \text{ cm}$

$M_{Ed} = 36 \text{ kNm}$   
Calcestruzzo C25/30  
 $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$   
 $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Calcolo della larghezza:

$$b = \frac{r^2 M}{d^2} = \frac{0.020^2 \times 36}{0.18^2} = 0.44 \text{ m}$$

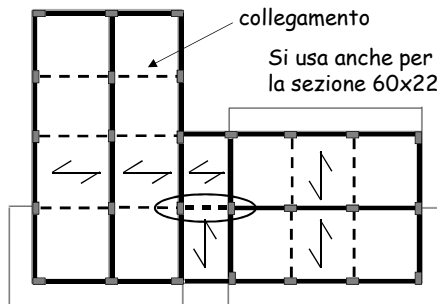
Si sceglie la  
sezione 60x22

### Esempio

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

Le altre travi sono solo di collegamento

Si usa anche per queste la sezione 60x22





## Dimensionamento travi emergenti e pilastri per tener conto anche del sisma

Preliminarmente:  
effetto dei carichi verticali

- Valutare il momento flettente nelle travi, in assenza e in presenza di sisma
- Valutare lo sforzo normale nei pilastri, in assenza e in presenza di sisma

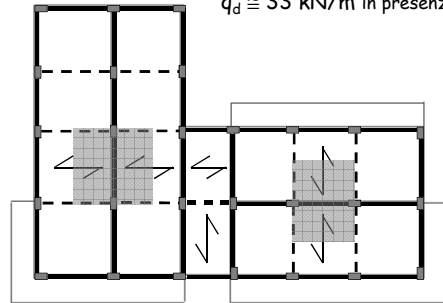
Stima degli altri carichi unitari (kN/m), per le analisi

	$g_k$	$q_k$	SLU solo c.v	SLU con F
Travi 30 x 60	4.0		5.2	4.0
Travi 30 x 50	3.5		4.5	3.5
Travi 60 x 22	1.6		2.1	1.6
Tamponature	6.0		7.8	6.0
Tramezzi	3.0		3.9	3.0

## Esempio: travi

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

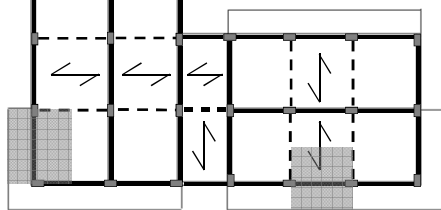


## Esempio: travi

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



## Momento flettente prodotto dai carichi verticali

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{q L^2}{10} = \frac{33 \times 4.20^2}{10} \cong 60 \text{ kNm}$$

Andrà sommato all'effetto del sisma

Momento per carichi verticali (senza sisma)

$$M = \frac{q L^2}{10} = \frac{55 \times 4.20^2}{10} \cong 100 \text{ kNm}$$

Può essere condizionante solo per travi molto lunghe  
(non è il caso dell'edificio usato come esempio)

## Esempio: pilastri

Pilastro interno, porta  
8 m di trave  
21 m<sup>2</sup> di solaio

Carico al piano: 150 kN  
Sforzo normale al piede,  
incluso peso proprio:  
830 kN

In assenza  
di sisma:  
1330 kN



## Esempio: pilastri

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

Sforzo normale al piede,  
incluso peso proprio:  
830 kN

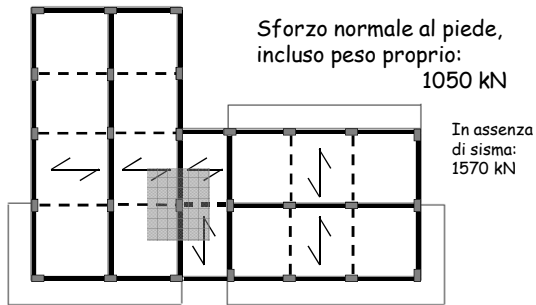
In assenza  
di sisma:  
1330 kN





### Esempio: pilastri

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



### Esempio: pilastri

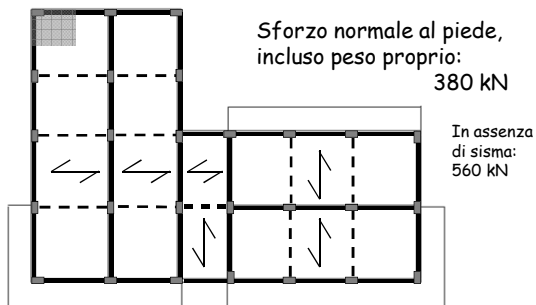
Pilastro laterale privo di  
sbalzo o d'angolo con uno  
sbalzo

Carico al piano minore



### Esempio: pilastri

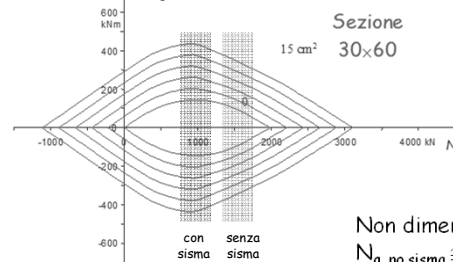
Pilastro d'angolo  
privo di sbalzo  
Carico al piano ancora  
minore



### Considerazioni domini M-N per i pilastri

Il massimo momento flettente può essere portato  
quando:

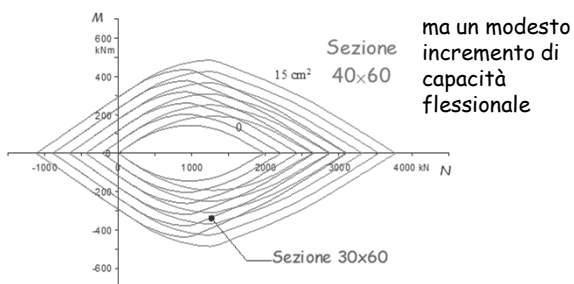
$$\frac{N}{A_c} \cong 0.5 f_{cd}$$



Non dimenticare che  
 $N_{q, \text{no sisma}} \cong 1.6 N_{q, \text{+sisma}}$

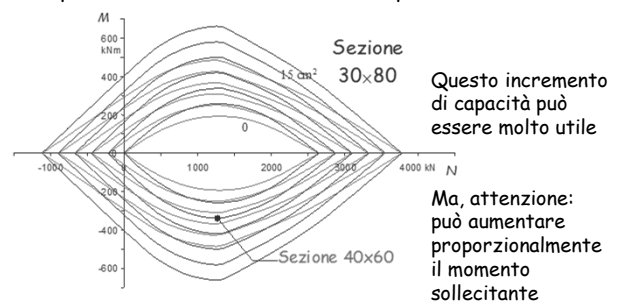
### Considerazioni domini M-N per i pilastri

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



### Considerazioni domini M-N per i pilastri

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





### Considerazioni sezioni dei pilastri

In linea di massima può essere opportuno controllare che, nella sezione del primo ordine, la tensione media  $N/A_c$  non superi:

in presenza di sisma  $\checkmark^A$

- $0.35-0.4 f_{cd}$  se si prevedono momenti flettenti elevati, ma non troppo (esempio: zona 2, suolo C, q non troppo basso)
- $0.3 f_{cd}$  se si prevedono momenti flettenti più elevati (zona 1 o suolo D, CD "B")
- $0.5 f_{cd}$  se si prevedono momenti flettenti più bassi (zona 2, suolo A o B, CD "A")

### Considerazioni sezioni dei pilastri

In linea di massima può essere opportuno controllare che, nella sezione del primo ordine, la tensione media  $N/A_c$  non superi:

in presenza di sisma  $\checkmark^A$

- $0.35-0.4 f_{cd}$  se si prevedono momenti flettenti elevati, ma non troppo (esempio: zona 2, suolo C, q non troppo basso)
- $0.3 f_{cd}$  se si prevedono momenti flettenti più elevati (zona 1 o suolo D, CD "B")
- $0.5 f_{cd}$  se si prevedono momenti flettenti più bassi (zona 2, suolo A o B, CD "A")

La normativa impone di non superare (incluso il  $\Delta N$  da sisma):

$0.55 f_{cd}$  per classe di duttilità "A"

$0.65 f_{cd}$  per classe di duttilità "B"

NTC08, punto 7.4.4.2.2.1

### Considerazioni sezioni dei pilastri

- È opportuno 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
- È opportuno ridurre gradualmente la sezione andando verso l'alto, ma è importante:
  - 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

### Dimensionamento travi e pilastri per tener conto anche del sisma

Preliminarmente:  
effetto dei carichi verticali

- Valutare il momento flettente nelle travi, in assenza e in presenza di sisma
- Valutare lo sforzo normale nei pilastri, in assenza e in presenza di sisma

Poi:  
effetto del sisma

- Valutare il momento flettente indotto dal sisma nelle travi e nei pilastri
- Valutare la variazione di sforzo normale indotto dal sisma nei pilastri

### Come valutare l'effetto del sisma

Preliminarmente:

1. Caratteristiche sismiche del sito e spettro di risposta elastica (per SLV e SLD)
2. Stima delle masse
3. Fattore di struttura e spettro di progetto
4. Stima iniziale del periodo
5. Valutazione delle forze per analisi statica

E una volta note le forze:

- Ripartizione del taglio tra i pilastri, stima del momento flettente nei pilastri, stima del momento flettente nelle travi, stima degli spostamenti

### 1. Caratteristiche sismiche del sito (NTC 08)

La normativa fornisce i dati sismici  $a_g, F_o, T_c^*$

- Questi valori consentono di definire lo spettro di risposta
- I valori sono forniti per ogni punto e per qualsiasi periodo di ritorno



## Determinazione dei dati sismici

**EdiLus-MS**  
Mappe Sismiche

Periodo di riferimento  $V_R$   
indirizzo classe vita nominale

EdiLus-MS è il software ACCA per individuare la pericolosità sismica di tutte le località italiane direttamente dalla mappa. Scrivi l'indirizzo e lo sposta il cursore sul sito che ti interessa e ottieni automaticamente tutti i parametri di pericolosità sismica.

SS16, 72, 66054 Vasto CH, Italia

Cerca

Mappe Satellite

Parametri di pericolosità Sismica

Stato Limite	$T_r$ [anni]	$a_g/g$ [-]	$F_0$ [-]	$T^*_c$ [s]
Operatività	30	0.037	2.504	0.290
Danno	50	0.045	2.535	0.332
Salvaguardia Vita	475	0.097	2.614	0.458
Prevenzione Collasso	975	0.121	2.669	0.496

Torino e Condizioni di utilizzo di EdiLus-MS

ACCA

Tel. 062760.504 - Fax 062760.1235  
P.IVA 01807460947 - E-mail: info@accasoft.it

## Determinazione dei dati sismici

**EdiLus-MS**  
Mappe Sismiche

Periodo di riferimento  $V_R$   
indirizzo classe vita nominale

EdiLus-MS è il software ACCA per individuare la pericolosità sismica di tutte le località italiane direttamente dalla mappa. Scrivi l'indirizzo e lo sposta il cursore sul sito che ti interessa e ottieni automaticamente tutti i parametri di pericolosità sismica.

SS16, 72, 66054 Vasto CH, Italia

Cerca

Mappe Satellite

Dati corrispondenti

Stato limite e periodo di ritorno

Parametri di pericolosità Sismica

Stato Limite	$T_r$ [anni]	$a_g/g$ [-]	$F_0$ [-]	$T^*_c$ [s]
Operatività	30	0.037	2.504	0.290
Danno	50	0.045	2.535	0.332
Salvaguardia Vita	475	0.097	2.614	0.458
Prevenzione Collasso	975	0.121	2.669	0.496

Torino e Condizioni di utilizzo di EdiLus-MS

ACCA

Tel. 062760.504 - Fax 062760.1235  
P.IVA 01807460947 - E-mail: info@accasoft.it

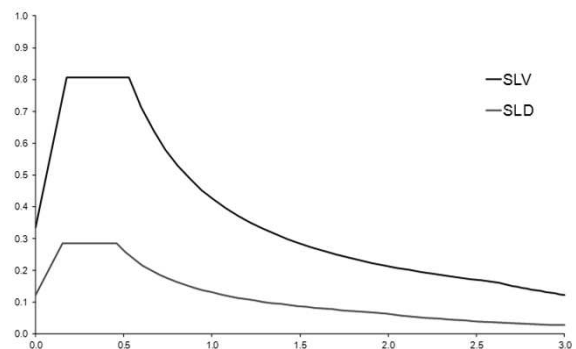
## Determinazione dei dati sismici

- Nel sito di riferimento per l'edificio usato come esempio

Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	$T_r$ [anni]	$a_g/g$ [-]	$F_0$ [-]	$T^*_c$ [s]
Operatività	30	0.061	2.360	0.260
Danno	50	0.082	2.316	0.262
Salvaguardia Vita	475	0.250	2.410	0.360
Prevenzione Collasso	975	0.339	2.445	0.383

- Poiché il suolo è di categoria C ed è pianeggiante, si ha:
  - Per SLV,  $S = 1.339$ ,  $T_B = 0.177$  s,  $T_C = 0.530$  s
  - Per SLD,  $S = 1.500$ ,  $T_B = 0.153$  s,  $T_C = 0.460$  s

## Spettri di risposta elastica per il sito di progetto



## 2. Masse

In un edificio in cemento armato con struttura intelaiata il peso delle masse di piano corrisponde in genere ad una incidenza media di  $8\div 11$  kN/m<sup>2</sup>

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<sup>2</sup> (9 kN/m<sup>2</sup> in copertura, per la minore incidenza delle tamponature)

## Esempio - masse

La superficie degli impalcati nell'edificio in esame è

Torrino scala:	$S = 48.0$ m <sup>2</sup>
V impalcato:	$S = 331.9$ m <sup>2</sup>
Piano tipo:	$S = 323.5$ m <sup>2</sup>
Per il piano terra:	$S = 263.2$ m <sup>2</sup>

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

Torrino + V impalcato:	$S = 379.9$ m <sup>2</sup>
------------------------	----------------------------



### Esempio - masse

Impalcato	Superficie m <sup>2</sup>	Incidenza kN/m <sup>2</sup>	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

### 3. Spettro di progetto

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

$$q = q_0 K_R$$

$q_0$  dipende dalla classe di duttilità (CD "A" o CD "B")  
può dipendere anche dal valore  $\alpha_u/\alpha_1$  legato alla iperstaticità dello schema

$K_R$  dipende dalla regolarità in altezza  
anche la regolarità in pianta influisce (poco) su  $q$

### Quale valore per $q$ ?

Classe di duttilità:  
la scelta è molto importante

- È obbligatorio usare classe di duttilità "B" per strutture con solo travi a spessore
- Può essere preferibile usare classe di duttilità "B" quando le ordinate dello spettro di risposta elastico non sono molto alte
- Convienire usare classe di duttilità "A" quando le ordinate dello spettro di risposta elastico sono molto alte

### Quale valore per $q$ ?

Classe di duttilità:  
la scelta è molto importante

- È obbligatorio usare classe di duttilità "B" per strutture con solo travi a spessore
- Può essere preferibile usare classe di duttilità "B" quando le ordinate dello spettro di risposta elastico non sono molto alte
- Convienire usare classe di duttilità "A" quando le ordinate dello spettro di risposta elastico sono molto alte

Ordinate alte e quindi forze alte rendono necessarie dimensioni degli elementi strutturali maggiori, quindi struttura più rigida, periodo minore e forze ancora più alte

### Quale valore per $q$ ?

Regolarità della struttura:  
deve esserci sempre

- La regolarità in altezza deve essere ottenuta dosando opportunamente la variazione delle sezioni lungo la verticale
- La regolarità in pianta (che corrisponde ad un comportamento traslazionale e non rotazionale) deve essere ottenuta dosando dimensioni ed orientamento dei pilastri in pianta

### Spettro di progetto

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

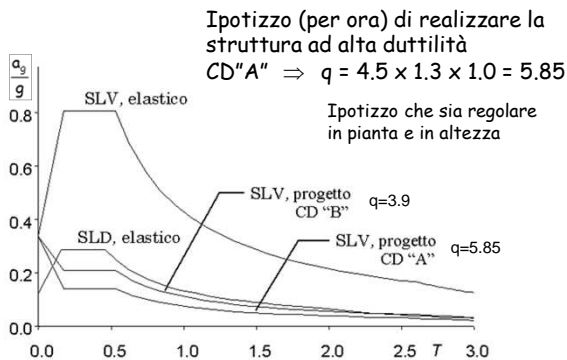
$$q = q_0 K_R$$

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



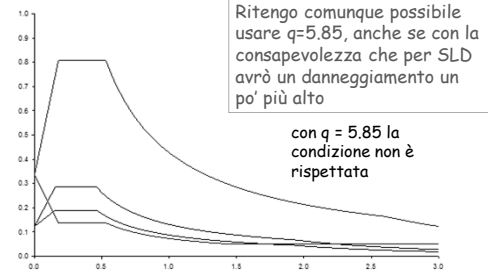
## Spettro di progetto



## Considerazioni:

novità introdotte dalla bozza NTC 2015

- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento  $q$  tali che sia  $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLB)}$



## 4. Periodo e ordinata spettrale

Dipende dal periodo

Si può assumere in prima approssimazione  $T_1 = C_1 H^{3/4}$

con  $C_1 = 0.075$   
per strutture intelaiate in c.a.  
 $H$  = altezza dell'edificio dal piano di fondazione (m)

Le NTC15 dicono che il periodo fondamentale deve essere stimato (non più in funzione dell'altezza ma) in funzione dello spostamento d ottenuto applicando forze orizzontali pari alle masse  $T_1 = 2\sqrt{d}$

Questa indicazione non è utile in fase di dimensionamento  
NTC15, punto 7.3

## Periodo e ordinata spettrale

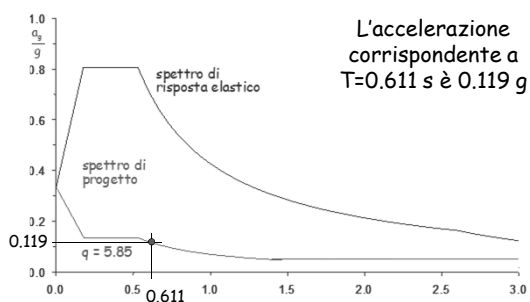
Dipende dal periodo

Si può assumere in prima approssimazione  $T_1 = C_1 H^{3/4}$

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

## Esempio - ordinata spettrale



## 5. Forze per analisi statica

Taglio alla base  $V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_i) =$   
 $= 0.85 \times 15756 \times 0.119 = 1593.7$  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	549.6	549.6
4	3235	13.20	42702	418.6	968.2
3	3235	10.00	32350	317.1	1285.3
2	3235	6.80	21998	215.6	1500.9
1	2632	3.60	9475	92.9	1593.8
somma	15756		162597		

## Prima previsione dei risultati del calcolo

Per stimare l'effetto delle forze orizzontali:

- Ripartire il taglio di piano tra i pilastri "che contano"; se necessario, incrementarlo per tener conto dell'eccentricità propria del sistema
- Valutare il momento nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di M
- Valutare il momento nelle travi, dall'equilibrio dei nodi
- Valutare il  $\Delta N$  nei pilastri, dal taglio nelle travi
- Incrementare i momenti per tenere conto di:
  - eccentricità accidentale
  - effetto combinato delle diverse componenti
  - gerarchia delle resistenze per i pilastri

## Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

- Ripartire il taglio di piano tra i pilastri "che contano" (pilastri allungati nella direzione del sisma e collegati con una trave emergente)

Nella fase iniziale di dimensionamento conviene (in genere) pensare di assegnare la stessa sezione a tutti i pilastri di uno stesso piano

Poiché non si conosce ancora la sezione dei pilastri e delle travi si può pensare che il sisma sia portato dai pilastri "che contano" cioè quelli di coltello e con travi emergenti

In alternativa (e in particolare nel caso di sole travi a spessore) si può considerare come pilastro base quello di coltello con due travi emergenti e stimare la rigidezza degli altri come aliquota di questa ("pilastri equivalenti")

## Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

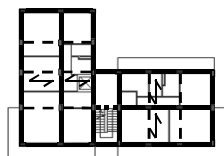
- Ripartire il taglio di piano tra i pilastri "che contano" (pilastri allungati nella direzione del sisma e collegati con una trave emergente)

In fasi successive, una volta dimensionate le sezioni di travi e pilastri si può stimare con maggior precisione la rigidezza dei singoli pilastri e quindi ripartire il taglio in base a questa rigidezza

In alcuni casi questa maggior precisione porta a risultati diversi, ma spesso le differenze sono minime ed il maggior onere del calcolo è poco utile perché non comporta vantaggi

## Caratteristiche della sollecitazione a. Ripartizione - taglio nei pilastri

Piano	Taglio globale (kN)
5	549.6
4	968.2
3	1285.3
2	1500.9
1	1593.8



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 a. Ripartizione - taglio nei pilastri

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)
5	549.6	42.3
4	968.2	74.5
3	1285.3	98.9
2	1500.9	115.5
1	1593.8	122.6

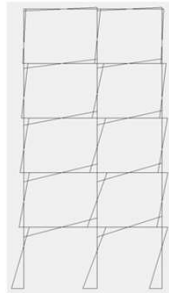
In eventuali iterazioni posso ripartire in base alle rigidezze calcolate separatamente per ciascun pilastro  
Avrò una precisione maggiore, ma con più fatica

Ritengo che non vi siano rilevanti rotazioni per effetto dell'eccentricità propria del sistema, quindi non modifico questi valori



### Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

- b. Valutare il momento nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di  $M$



Tipico diagramma di  $M$  per effetto di forze orizzontali



ai piani superiori



al primo ordine

### Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

- b. Valutare il momento nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di  $M$

ai piani superiori

$$M = 0.5 V h$$

al primo ordine

$$M_{\text{testa}} = 0.4 V h$$

$$0.6-0.7 h$$

$$M_{\text{piede}} = 0.6 V h$$

(oppure  $0.7 V h$ )

### Caratteristiche della sollecitazione b. Momento nei pilastri

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)
5	549.6	42.3	67.6
4	968.2	74.5	119.2
3	1285.3	98.9	158.2
2	1500.9	115.5	184.7
1 testa	1593.8	122.6	176.5
piede			264.8

$$M = V h / 2$$

$$M = V 0.4 h$$

$$M = V 0.6 h$$

### Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

- c. Valutare il momento nelle travi, dall'equilibrio dei nodi (nei nodi interni)



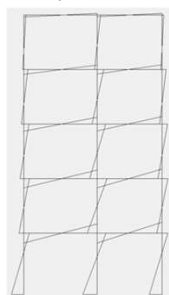
$$M_{\text{trave}} = \frac{M_{p,1} + M_{p,2}}{2}$$

Per l'equilibrio:

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

### Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

- c. Valutare il momento nelle travi, dall'equilibrio dei nodi (nei nodi interni)



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

Se si è fatto un calcolo più preciso, valutando la rigidezza dei singoli pilastri si può anche differenziare la situazione per i nodi perimetrali da quella dei nodi interni

### Caratteristiche della sollecitazione c. Momento nelle travi

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	42.3	67.6	33.8
4	968.2	74.5	119.2	93.4
3	1285.3	98.9	158.2	138.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6
piede			264.8	

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

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



### Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

#### d. Valutare il $\Delta N$ nei pilastri

Nei pilastri di estremità (o dove c'è una trave rigida ed una a spessore) nasce un  $\Delta N$  dovuto al taglio nelle travi

Il taglio può essere stimato, pensando a momenti uguali ed opposti ai due estremi della trave, come

$$V_{trave} = \frac{2 M_t}{l_{trave}}$$

Il  $\Delta N$  ad un ordine è la somma dei tagli delle travi sovrastanti

$$\Delta N_{pil,n} = \sum_{i=n}^N V_{trave,i}$$

### Caratteristiche della sollecitazione d. $\Delta N$ nei pilastri

$$V_{t,5} = 2 \frac{M_{t,5}}{l_{trave}}$$

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	$\Delta N$ pilastro (kN)
5	549.6	42.3	67.6	33.8	16.5
4	968.2	74.5	119.2	93.4	62.0
3	1285.3	98.9	158.2	138.7	129.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5	213.4
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6	301.5
piede			264.8		

$$\Delta N = V_{t,5} + V_{t,4}$$

### Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

#### e. Incrementare i momenti per tenere conto di:

- eccentricità accidentale
- effetto combinato delle diverse componenti
- gerarchia delle resistenze per i pilastri

Se la struttura è sufficientemente rigida torsionalmente, per tener conto dei primi due può essere sufficiente incrementare del 20%

Questo incremento si riferisce solo ai telai perimetrali

### Caratteristiche della sollecitazione e1 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	42.3	67.6	33.8
4	968.2	74.5	119.2	93.4
3	1285.3	98.9	158.2	138.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6
piede			264.8	

Questo incremento si riferisce solo ai telai perimetrali

### Caratteristiche della sollecitazione e.1 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	50.7	81.1	40.6
4	968.2	89.4	143.0	112.1
3	1285.3	118.6	189.8	166.4
2	1500.9	138.5	221.6	205.7
1 testa	1593.8	147.1	211.8	216.7
piede			317.7	

+20%

### Previsione delle caratteristiche della sollecitazione

#### e. Incrementare i momenti per tenere conto di:

- eccentricità accidentale
- effetto combinato delle diverse componenti
- gerarchia delle resistenze per i pilastri

La gerarchia delle resistenze dovrebbe essere presa in considerazione solo dopo aver armato le travi

In via approssimata si possono aumentare le sollecitazioni nei pilastri (a parte la sezione al piede del 1° ordine), moltiplicandole per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD "A" (1.3 per CD "B")



### Caratteristiche della sollecitazione e.2 - gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	50.7	81.1	40.6
4	968.2	89.4	143.0	112.1
3	1285.3	118.6	189.8	166.4
2	1500.9	138.5	221.6	205.7
1 testa	1593.8	147.1	211.8	216.7
piede			317.7	

Questi valori vanno incrementati 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 e.2 - gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	50.7	121.6	40.6
4	968.2	89.4	214.5	112.1
3	1285.3	118.6	284.7	166.4
2	1500.9	138.5	332.4	205.7
1 testa	1593.8	147.1	317.7	216.7
piede			317.7	

Moltiplicati per 1.5

### Caratteristiche di sollecitazione nella direzione y

- Ho un numero diverso di pilastri (14 anziché 13) ma la differenza è modesta: posso ritenere che i risultati non cambino
  - C'è però la possibilità che lo schema non sia ben bilanciato. Ciò comporterebbe:
    - La necessità di aumentare le sollecitazioni in un lato dell'edificio (in questo caso il destro)
    - La necessità di considerare la struttura non regolare in pianta e ridurre leggermente  $q$
- Ma in questi casi è opportuno ridimensionare la struttura per evitare o almeno ridurre la rotazione

### Dall'effetto del sisma al dimensionamento

- Stima dell'effetto dei carichi verticali
  - Stima del momento flettente nei pilastri
  - Stima del momento flettente nelle travi
- ↓
- Dimensionamento sezioni
- ↓
- Stima degli spostamenti
  - Valutazione rigidità e nuova stima periodo
  - Eventuali iterazioni

### Dimensionamento delle sezioni di travi e pilastri

### Dimensionamento

- Le sollecitazioni trovate possono essere utilizzate per dimensionare le sezioni di travi e pilastri
- In momenti successivi, dopo aver effettuato il calcolo con un apposito programma, i valori che si otterranno devono essere confrontati con quelli previsti:
  - Una buona corrispondenza consente la validazione del calcolo
  - Eventuali differenze rilevanti possono essere segno di errori nel calcolo, che lo renderebbero "non validato"



### Dimensionamento: travi emergenti

- Le sollecitazioni da sisma sono elevate ai piani inferiori e centrali

Piano	Momento trave (kNm)
5	40.6
4	112.1
3	166.4
2	205.7
1	216.7

Nota: sto considerando i valori includendo l'effetto dell'eccentricità perché c'è una trave perimetrale molto caricata; per le travi centrali questo effetto non c'è

### Dimensionamento: travi emergenti

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{q L^2}{10} = \frac{33 \times 4.20^2}{10} \cong 60 \text{ kNm}$$

Momento per azione sismica

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

Nota: ho incluso l'effetto dell'eccentricità perché c'è una trave perimetrale molto caricata; per le travi centrali questo effetto non c'è

Momento massimo, totale

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

### Dimensionamento: travi emergenti

Dati:

Sezione rettangolare  
b = 30 cm  
h = da determinare  
c = 4 cm

$M_{Ed} = 277 \text{ kNm}$   
Calcestruzzo  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Calcolo dell'altezza utile:

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.018 \sqrt{\frac{277}{0.30}} = 0.55 \text{ m}$$

sezione: 30x60

### Dimensionamento: travi emergenti

- Le sollecitazioni da sisma sono elevate ai piani inferiori e centrali

... ma si riducono di molto ai piani superiori

Piano	Momento trave (kNm)
5	40.6
4	112.1
3	166.4
2	205.7
1	216.7

È possibile ridurre le sezioni, ma avere travi rigide limita gli spostamenti della struttura

La riduzione sarebbe necessaria se le sezioni fossero eccessive

Nel mio caso, mantengo 30x60 al 4° impalcato, passo a 30x50 al 5°

### Dimensionamento: pilastri

- Le sollecitazioni da sisma sono elevate al primo e secondo ordine

Piano	Momento pilastro (kNm)
5	121.6
4	214.5
3	284.7
2	332.4
1 testa	317.7
piede	317.7

Nota: sto considerando i valori includendo l'effetto dell'eccentricità, perché i pilastri perimetrali ne risentono sicuramente

Ho anche considerato forfetariamente l'effetto della gerarchia di resistenza pilastro-trave per tutte le sezioni (tranne alla base)

### Dimensionamento: pilastri

Piano	Momento pilastro (kNm)	Sforzo normale (kN)	$\Delta N$ da sisma (kN)
5	121.6	77 ÷ 253	± 16.5
4	214.5	154 ÷ 451	± 62.0
3	284.7	231 ÷ 649	± 129.7
2	332.4	308 ÷ 847	± 213.4
1 testa	317.7	385 ÷ 1045	± 301.5
piede	317.7		

Coppie M-N più gravose

$M = 332 \text{ kNm}$   
 $N_{min} = 95 \text{ kN}$

$M = 317 \text{ kNm}$   
 $N_{max} = 1346 \text{ kN}$



### Dimensionamento: pilastri

Utilizzando il dominio M-N



### Dimensionamento: pilastri

- Utilizzerò sezioni 30x70, necessarie per i tre ordini inferiori
- Potrei ridurre la sezione ai due ordini superiori, ma preferisco mantenerla invariata
  - Tutte le riseghe possono essere causa di errori di esecuzione
  - Ne avrei fatte solo se la sezione fosse troppo grande
  - In ogni caso, ai piani superiori non devo mai utilizzare sezioni minori di quella della trave emergente
- Potrei eventualmente variare le dimensioni (o ruotare pilastri) se penso di avere problemi di rotazione in pianta (lato destro deformabile)

### Controllo del dimensionamento delle sezioni di travi e pilastri

### Controllo del dimensionamento

Approssimazioni insite nella fase precedente:

1. Il periodo proprio della struttura è stato stimato con formule semplificate  
Ora occorre controllarlo
2. Le forze statiche sono state ripartite tra i pilastri "che contano" o in base a rapporti di rigidezza valutati a occhio  
Ora occorre controllare meglio le rigidezze
3. Il bilanciamento delle rigidezze della struttura è stato stimato a occhio  
Ora può essere verificato numericamente

### Controllo del dimensionamento Stima delle rigidezze laterali

Per tutte e tre gli aspetti occorre effettuare una stima più accurata delle rigidezze laterali dei pilastri

Possibili approcci:

- a. Approccio globale semplificato  
Molto rapido, ma utile solo per stimare il periodo
- b. Approccio per tipologia di pilastro
- c. Approccio dettagliato per singolo pilastro  
Molto oneroso
- d. Calcolo delle rigidezze a partire dai risultati di un calcolo a telaio  
Utilizzabile solo in fasi successive, per un controllo delle rigidezze stimate in precedenza

### Stima delle rigidezze laterali

a. Approccio globale semplificato

$$\text{rigidezza} = \frac{12 E \sum I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left( \frac{E \sum I_p / L_p}{E \sum I_{t,\text{sup}} / L_t} + \frac{E \sum I_p / L_p}{E \sum I_{t,\text{inf}} / L_t} \right)}$$

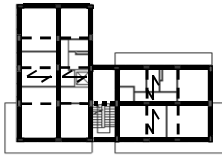
considerando solo i pilastri e le travi "che contano"

- Nel caso di edificio con travi emergenti e a spessore, i pilastri di coltello e le travi emergenti
- Nel caso di edificio con tutte travi a spessore, i pilastri "equivalenti" stimati in maniera forfaitaria e tutte le travi



## Stima delle rigidezze laterali

### a. Approccio globale semplificato



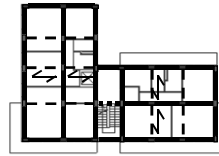
I pilastri (tutti uguali) sono:  
13 allungati in direzione x  
14 allungati in direzione y

Le travi emergenti sono:  
15 in direzione x  
16 in direzione y

Considero 13 pilastri e  
15 travi (direzione x)

## Stima delle rigidezze laterali

### a. Approccio globale semplificato



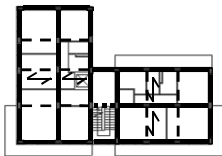
Al piano tipo, direzione x  
Pilastri 30x70 (13)  
 $L_p = 3.20$  m  
 $I_p = 857500$  cm<sup>4</sup>  
Travi 30x60 (15)  
 $L_t = 4.00$  m in media  
 $I_t = 540000$  cm<sup>4</sup>

Ottengo  
 $k = 472.7$  kN/mm

Vedi file Excel  
Dimensionamento-schema base  
foglio Rigidezza-1

## Stima delle rigidezze laterali

### a. Approccio globale semplificato



ordine	Kx [kN/mm <sup>2</sup> ]	Ky [kN/mm <sup>2</sup> ]
5	384.3	411.1
4	472.7	506.0
3	472.7	506.0
2	472.7	506.0
1	511.8	548.9

Vedi file Excel  
Dimensionamento-schema base  
foglio Rigidezza-1

## Stima delle rigidezze laterali

### b. Approccio per tipologia di pilastro

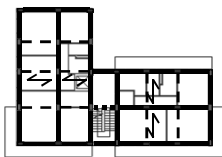
- Si individuano le tipologie di pilastri, in funzione della loro sezione ed orientamento e delle travi che li vincolano
- Si accorpano tutti i casi di lunghezza trave simile, per ridurre il numero di tipologie
- Si determina la rigidezza di ciascuna tipologia con la formula citata in precedenza

$$\text{rigidezza} = \frac{12 E I_p L_p^3}{L_p^3 \left( 1 + \frac{1}{2} \frac{\eta_1 + \eta_2 + 2 \eta_1 \eta_2 / 3}{1 + (\eta_1 + \eta_2) / 6} \right)}$$

$$\text{con } \eta_1 = \frac{E I_p / L_p}{E I_{t, \text{sup}} / L_t} \quad \eta_2 = \frac{E I_p / L_p}{E I_{t, \text{inf}} / L_t}$$

## Stima delle rigidezze laterali

### b. Approccio per tipologia di pilastro



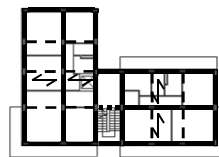
Al piano tipo, direzione x  
Pilastro 30x70, 2 travi emergenti(10)  
 $k = 33.14$  kN/mm [1]  
Pilastro 30x70, 1 trave emergente(3)  
 $k = 19.90$  kN/mm [0.60]  
Pilastro 70x30, 2 travi emergenti(1)  
 $k = 13.31$  kN/mm [0.40]  
Pilastro 70x30, 1 trave emergente(5)  
 $k = 10.51$  kN/mm [0.32]  
Pilastro 30x70, travi a spessore (4+4)  
 $k = 3.87 - 2.16$  kN/mm [0.12-0.07]

Ottengo  
 $k = 481.1$  kN/mm

Vedi file Excel Dimensionamento-schema base, foglio Rigidezza-2

## Stima delle rigidezze laterali

### b. Approccio per tipologia di pilastro



ordine	Kx [kN/mm <sup>2</sup> ]	Ky [kN/mm <sup>2</sup> ]
5	394.9	419.9
4	481.1	514.2
3	481.1	514.2
2	481.1	514.2
1	534.9	570.4

I valori totali sono molto simili a  
quelli ottenuti con l'approccio 1

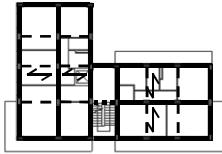
Vedi file Excel  
Dimensionamento-schema base  
foglio Rigidezza-2



## Stima delle rigidità laterali

### c. Approccio dettagliato per singolo pilastro

- Analogo al 2, ma considerando per ciascun pilastro le effettive lunghezze delle travi



ordine	Kx [kN/mm²]	Ky [kN/mm²]
5	418.7	437.2
4	505.5	534.4
3	505.5	534.4
2	505.5	534.4
1	538.2	570.9

Vedi file Excel Rigidità-  
schema base

## Stima delle rigidità laterali

### d. Calcolo a posteriori

- Dopo aver effettuato la risoluzione dello schema intelaiato soggetto ad una distribuzione di forze plausibile (analisi statica, un modo dell'analisi modale) si conoscono tagli e spostamenti relativi per ciascun pilastro
- La rigidità è pari al rapporto tra taglio del pilastro e spostamento relativo testa-piede

## 1. Controllo del periodo proprio

- La formula di normativa non tiene conto della effettiva rigidità della struttura
- È opportuno controllare appena possibile se il periodo è plausibile (e quindi se le forze sono effettivamente quelle da usare)
- Possibile procedimento per valutare il periodo:

Formula di Rayleigh

$m_i$ : massa di piano  
 $F_i$ : Forza di piano  
 $u_i$ : spostamento del baricentro di piano (provocato dalla forze  $F_i$ )

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^N F_i u_i}}$$

## 1. Controllo del periodo proprio direzione x (con approccio 1)

Piano	F (kN)	V (kN)	k (kN/mm)	d <sub>r</sub> (mm)	u (mm)
Torrino+V	549.6	549.6	384.3	1.43	12.49
IV	418.6	968.2	472.7	2.05	11.06
III	317.1	1285.3	472.7	2.72	9.01
II	215.6	1500.9	472.7	3.18	6.29
I	92.9	1593.8	511.8	3.11	3.11

Vedi file Excel  
Dimensionamento-schema base  
foglio Periodo

## 1. Controllo del periodo proprio direzione x (con approccio 1)

Piano	m (kN s²/m)	F (kN)	u (mm)	F u (kN m)	m u² (kN m s²)
Torrino+V	348.5	549.6	12.49	6862	54.3
IV	329.8	418.6	11.06	4628	40.3
III	329.8	317.1	9.01	2856	26.8
II	329.8	215.6	6.29	1356	13.0
I	268.3	92.9	3.11	289	2.6
somma				15992	137.0

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^N F_i u_i}}$$

$$T = 0.582 \text{ s}$$

## 1. Controllo del periodo proprio direzione y (con approccio 1)

Piano	F (kN)	V (kN)	k (kN/mm)	d <sub>r</sub> (mm)	u (mm)
Torrino+V	549.6	549.6	411.1	1.34	11.66
IV	418.6	968.2	506.0	1.91	10.32
III	317.1	1285.3	506.0	2.54	8.41
II	215.6	1500.9	506.0	2.97	5.87
I	92.9	1593.8	548.9	2.90	2.90



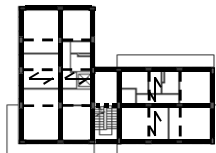
## 1. Controllo del periodo proprio

Piano	m (kN s <sup>2</sup> /m)	F (kN)	u (mm)	F u (kN m)	m u <sup>2</sup> (kN m s <sup>2</sup> )
Torino+V	348.5	549.6	11.66	6409	47.4
IV	329.8	418.6	10.32	4321	35.1
III	329.8	317.1	8.41	2667	23.3
II	329.8	215.6	5.87	1266	11.4
I	268.3	92.9	2.90	270	2.3
somma				14932	119.5

$$T = 0.562 \text{ s}$$

## 1. Controllo del periodo proprio con approccio 2 e 3

- Stima delle rigidezze  
 approccio 2: singola tipologia di pilastro


$$T_v = 0.574 \text{ s}$$

$$T_v = 0.574 \text{ s}$$

$$T_v = 0.556 \text{ s}$$

Vedi file Excel  
Dimensionamento-schema base  
foglio Periodo

Con approccio 3, esaminando i pilastri uno ad uno:

$$T_v = 0.564 \text{ s}$$

$$T_v = 0.548 \text{ s}$$

Vedi file Excel  
Rigidezze-schema base  
foglio Periodo

## 1. Controllo del periodo proprio ed eventuali iterazioni

- La formula di normativa aveva fornito un periodo  $T=0.611$  s
- Le valutazioni più precise forniscono un periodo compreso tra 0.55 s e 0.58 s (leggermente minore per la direzione y, che è un po' più rigida)
- Questa differenza porterebbe ad un leggero incremento di sollecitazioni (circa il 10%)...  
... ma il dimensionamento fatto non verrebbe modificato

## 2. Ripartizione del taglio tra i pilastri e previsione del momento flettente

- In fase di dimensionamento si è ipotizzato che il taglio di piano si dividesse tra 13 pilastri in direzione x e 14 in direzione y
- Dividendo la rigidezza totale (approccio 2) per quella del pilastro più rigido si ottiene

ordine	x - pilastri equivalenti	y - pilastri equivalenti
5	14.80	15.74
4, 3, 2	14.52	15.52
1	14.49	15.45

## 2. Ripartizione del taglio tra i pilastri e previsione del momento flettente

- In sostanza, è come se il taglio di piano si dividesse tra 14,5 pilastri in direzione x (anziché 13) e 15,5 in direzione y (anziché 14)
  - I pilastri più rigidi porteranno quindi un taglio (e un momento flettente) leggermente minore rispetto alla previsione
  - I pilastri rigidi di estremità porteranno il 60% di questi valori.
- Quindi anche per la trave ad essi adiacente il momento flettente non sarà molto diverso da quanto previsto (si era ripartito un  $M_{max}$  tra due travi, ora si ha circa 0,6  $M_{max}$  su una singola trave)

### 3. Bilanciamento delle rigidità

Ogni pilastro ha una sua rigidezza

- Piano tipo - direzione x

Si possono  
calcolare le  
coordinate del  
baricentro

Rigidità per forze x									
x x	0.15	4.05	8.05	11.65	14.05	15.05	22.05	y0 = 3.09	R x x
y = 15.05	19.50	10.14	19.50					10.00	19.50
12.25	2.16	3.87	2.16					8.19	200.1
8.75	2.16	3.87	10.51	10.14	10.14	10.14	10.51	126.47	1106.6
4.55	2.16	3.87	3.87	10.51	10.14	10.14	10.51	97.2	442.1
0.15	19.50	10.14	10.14	13.91	10.14	10.14	10.51	176.28	26.4



### 3. Bilanciamento delle rigidezze

Ogni pilastro ha una sua rigidezza

- Piano tipo - direzione y

Rigidzze per forze y									
h	6.15	8.05	8.05	11.65	14.05	19.05	22.65	h	4200
5	10.51	10.51	10.51						
4									
3									
2									
1									
5	12.25	10.14	10.14	10.14					
4									
3									
2									
1									
5	8.75	10.14	10.14	10.14	10.51	2.16	2.16	15.90	
4									
3									
2									
1									
5	4.55	10.14	10.14	10.14	10.14	9.87	9.87	15.14	
4									
3									
2									
1									
5	0.15	10.51	10.51	10.51	15.90	2.16	2.16	15.90	
4									
3									
2									
1									
5	120.44	120.44	120.44	63.55	8.19	8.19	72.94	128.59	40.7
4	18.1	184.1	1041.8	740.4	121.6	124.0	1052.1	4054.1	8.39
3	2831	9012	8825	1806	2972	37420	62671	16.11	8.34

Si possono calcolare le coordinate del baricentro

### 3. Bilanciamento delle rigidezze

- Confrontando le coordinate del centro delle rigidzze con quello delle masse si può valutare numericamente se la struttura è bilanciata o no

ordine	$\Sigma kx$	$\Sigma ky$	$xGk$	$yGk$	$rkx$	$rky$	$xGm$	$yGm$	$rm$
5	394.86	419.89	8.38	3.87	9.17	8.89	10.14	5.24	8.05
4	481.08	514.19	8.39	5.89	9.24	8.94	10.15	5.64	8.38
3	481.08	514.19	8.39	5.89	9.24	8.94	10.15	5.64	8.38
2	481.08	514.19	8.39	5.89	9.24	8.94	10.15	5.64	8.38
1	534.91	570.46	8.08	6.04	9.41	9.11	11.08	6.33	7.81

- In questo caso si hanno eccentricità minime come  $\Delta y$  ma rilevanti come  $\Delta x$ . La struttura è quindi non bilanciata per sisma y
- Occorre modificare la carpenteria per bilanciarla

### 4. Ulteriore controllo: spostamenti per SLD

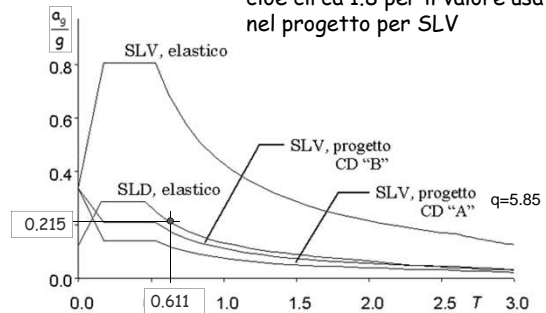
Gli spostamenti (relativi) sono importanti per la verifica allo stato limite di danno

Ho già fatto una previsione degli spostamenti per SLV con  $q=5.85$

Data la linearità del calcolo, posso fare una proporzione tra ordinate spettrali e risultati del calcolo

### Spettro e accelerazioni per stato limite di danno

L'accelerazione per SLD è 0.215 g cioè circa 1.8 per il valore usato nel progetto per SLV



### 4. Ulteriore controllo: spostamenti per SLD

Piano	$u$ SLV [mm]	$d_r$ SLV [mm]	$d_r$ SLD [mm]	$h_r$ [m]	$d_{r,amm}$ [mm]
5	12.49	1.43	2.57	3.20	16.0
4	11.06	2.05	3.68	3.20	16.0
3	9.01	2.72	4.88	3.20	16.0
2	6.29	3.18	5.70	3.20	16.0
1	3.11	3.11	5.59	3.60	18.0

Gli spostamenti sono pienamente ammissibili, anche considerando il possibile incremento del 20% per eccentricità accidentale e combinazione componenti sisma

### 4. Ulteriore controllo: spostamenti per SLD

Considerazioni:

- La normativa ha subito varie evoluzioni, che nel caso della verifica allo SLD hanno comportato differenze molto più rilevanti che per la verifica allo SLV
- Attualmente i limiti per SLD sono meno condizionanti rispetto a versioni passate della norma
- È possibile che future versioni tornino a limiti più condizionanti
- La Bozza di normativa introduce un fattore di comportamento ( $q \leq 1.5$ ) anche per SLD, ma questo non influisce sulla verifica perché, per  $T > T_c$ , gli spostamenti calcolati con uno spettro ridotto di  $q$  vanno poi nuovamente amplificati per  $q$



Corsi di aggiornamento  
Progettazione in zona sismica  
**Procedure semplificate e calcoli manuali  
per il controllo dell'ordine di grandezza  
dei risultati ottenuti dal programma di calcolo**

04 - Progetto a flessione semplice e composta

Vasto  
30 settembre - 1 ottobre 2016  
Aurelio Ghersi

### Progetto a flessione semplice e composta

- Questa presentazione richiama alcune formule utili per dimensionare sezioni in c.a. allo SLU e relative armature
- L'obiettivo è mostrare come il dimensionamento di sezioni e armature allo SLU:
  - Nel caso della flessione semplice richiede formule analoghe a quelle usate col metodo delle tensioni ammissibili
  - Nel caso di flessione composta, è addirittura più semplice rispetto a quanto si faceva con le TA
- La presentazione affianca, in parallelo, quella relativa al dimensionamento delle sezioni

### Progetto di sezioni soggette a flessione semplice (travi)

### Progetto - stato limite ultimo Duttilità della sezione

Un parametro fondamentale nel valutare il modo in cui la sezione giunge al collasso è la duttilità.

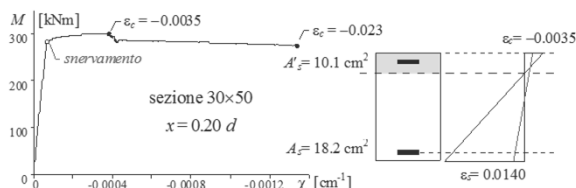
Duttilità = rapporto tra rotazione ultima e rotazione corrispondente allo snervamento dell'armatura tesa

Una sezione che presenti una rottura duttile dà chiari segnali di preavviso (elevata fessurazione, notevole incremento della deformazione) che possono mettere in allarme e consentire interventi prima del crollo

In zona sismica la capacità di deformarsi plasticamente permette di dissipare con cicli isteretici

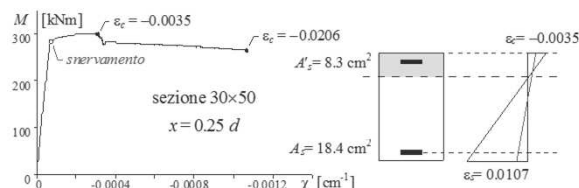
### Duttilità della sezione - esempio

Sezione 30x50  $M_{Rd} = 300 \text{ kNm}$   
 $x = 0.20 d$   $\chi_u = -0.00132$   $\mu \cong 20$   
Ottima duttilità



### Duttilità della sezione - esempio

Sezione 30x50  $M_{Rd} = 300 \text{ kNm}$   
 $x = 0.25 d$   $\chi_u = -0.00106$   $\mu \cong 16$   
Buona duttilità



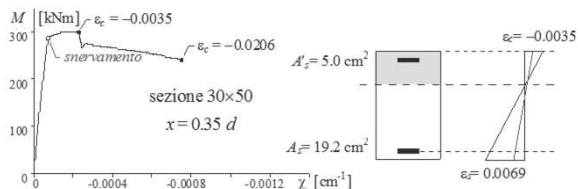


## Duttività della sezione - esempio

Sezione 30x50

 $M_{Rd} = 300 \text{ kNm}$  $x = 0.35 d$  $\chi_u = -0.00076 \quad \mu \approx 10$ 

Discreta duttilità

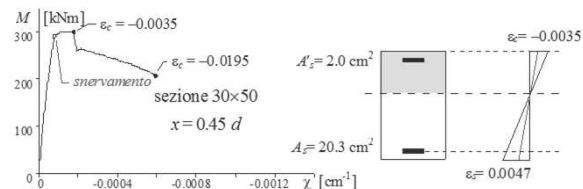


## Duttività della sezione - esempio

Sezione 30x50

 $M_{Rd} = 300 \text{ kNm}$  $x = 0.45 d$  $\chi_u = -0.00059 \quad \mu \approx 7$ 

Bassa duttilità



## Duttività della sezione

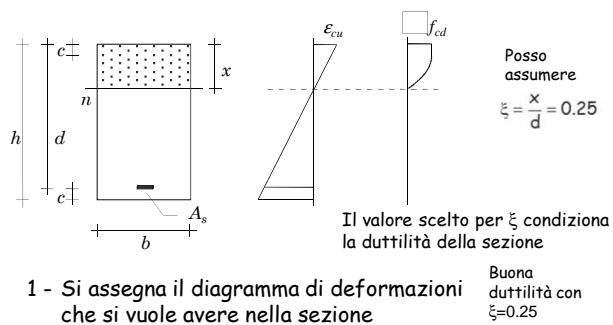
- La duttilità è maggiore se  $x/d$  è piccolo e se la deformazione  $\epsilon_s$  dell'armatura tesa allo SLU è alta

Possiamo classificare le sezioni inflesse:

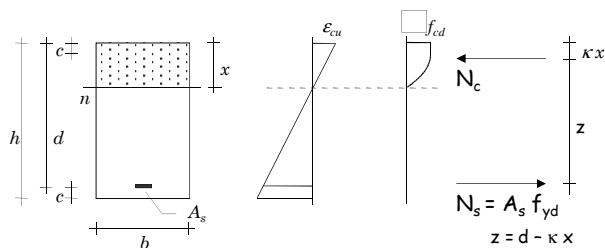
- ad alta duttilità se  $\epsilon_s \geq 0.010 \quad x \leq 0.259 d$
- a media duttilità se  $\epsilon_{yd} < \epsilon_s < 0.010$
- a bassa duttilità se  $\epsilon_s \leq \epsilon_{yd}$

Per ottenere sezioni in c.a. duttili le progetteremo sempre assumendo  $\xi = x/d = 0.25$

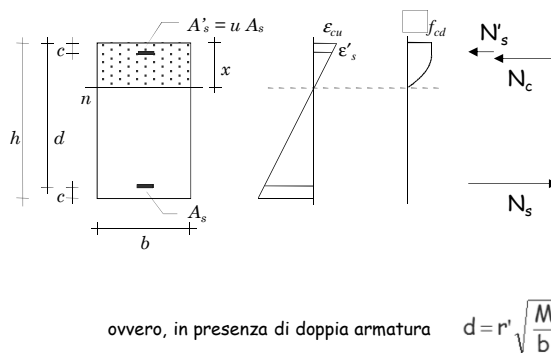
## Progetto - stato limite ultimo



## Progetto - stato limite ultimo

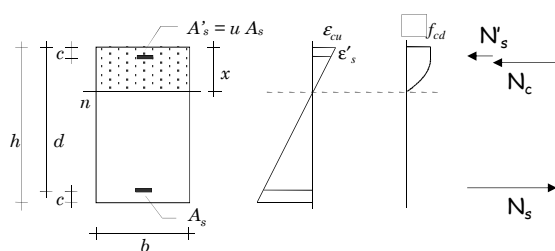


## Progetto - stato limite ultimo





### Progetto - stato limite ultimo



3 - Dall'equilibrio alla rotazione rispetto alla risultante di compressione si ottiene

$$A_s = \frac{M}{z f_{yd}} \equiv \frac{M}{0.9 d f_{yd}}$$

### Valori di z/d (C25/30, B450C)

sezioni progettate con  $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$  ed  $\epsilon_s = 0.010$  ( $\xi = 0.25$ )

#### Tensioni ammissibili

	$\gamma = 0.05$	$\gamma = 0.10$	$\gamma = 0.20$
u	$s' = 0.49$	$s' = 0.42$	$s' = 0.26$
0	0.878		
0.25	0.887	0.881	0.873
0.50	0.896	0.883	0.868
0.75	0.905	0.885	0.863
1.00	0.914	0.888	0.858

#### Stato limite ultimo

	$\gamma = 0.05$	$\gamma = 0.10$	$\gamma = 0.20$
u	$s' = 1.00$	$s' = 1.00$	$s' = 0.42$
0	0.892		
0.25	0.907	0.894	0.884
0.50	0.921	0.896	0.876

Sempre molto prossimo a 0.9

### Quanto vale il coefficiente r?

Stato limite ultimo:  
dipende solo dal calcestruzzo

per C25/30:  $r = 0.0197$

Col metodo delle tensioni ammissibili:  
dipende da calcestruzzo e acciaio

per C25/30 e B450C:  $r = 0.0256$

valore maggiore, ma i carichi sono minori ed il risultato finale è quasi lo stesso

### Esempio n. 1

progetto di sezione a semplice armatura

Stato limite ultimo:

$M_{Ed} = 160 \text{ kNm}$

$$d = r \sqrt{\frac{M_{Ed}}{b}} = 0.0197 \sqrt{\frac{160}{0.30}} = 0.45 \text{ m} \quad \text{uso } 30 \times 50$$

$$A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = \frac{160 \times 10}{0.9 \times 0.46 \times 391} = 9.88 \text{ cm}^2$$

Tensioni ammissibili:

$M = 115 \text{ kNm}$

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.0256 \sqrt{\frac{115}{0.30}} = 0.50 \text{ m} \quad \text{uso } 30 \times 55$$

$$A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s} = \frac{115 \times 10}{0.9 \times 0.51 \times 255} = 9.41 \text{ cm}^2$$

### Che relazione c'è tra r ed r'?

Sia per SLU che per TA:

$$r' \equiv r \sqrt{1 - s' u} \quad \text{con} \quad s' = \frac{\sigma'_s}{\sigma_{s, \max}} \quad u = \frac{A'_s}{A_s}$$

Si noti che  $s'$  dipende principalmente dal copriferro  $c$  (o meglio, dal rapporto  $\gamma = c/d$ )

Ma per SLU  $s'$  è molto spesso pari a 1 (è minore solo per travi a spessore)

mentre per TA  $s'$  è sempre basso (meno di 0.5)

### Valori di r' (C25/30, B450C)

#### Tensioni ammissibili

	$\gamma = 0.10$	$\gamma = 0.15$	$\gamma = 0.20$
u	$s' = 0.42$	$s' = 0.34$	$s' = 0.26$
0	0.0256		
0.25	0.0243	0.0246	0.0249
0.50	0.0229	0.0235	0.0242
0.75	0.0214	0.0223	0.0234
1.00	0.0198	0.0210	0.0226

#### Stato limite ultimo

	$\gamma = 0.10$	$\gamma = 0.15$	$\gamma = 0.20$
u	$s' = 1.00$	$s' = 1.00$	$s' = 0.42$
0	0.0197		
0.25	0.0171	0.0180	0.0189
0.50	0.0139	0.0160	0.0181

Nota:  $\gamma = 0.10$  per travi emergenti  
 $\gamma = 0.20$  per travi a spessore



### Contributo dell'armatura compressa

Il contributo dell'armatura compressa nelle verifiche di resistenza allo SLU è diverso da quello fornito nelle verifiche alle TA

Come si vede, ciò è dovuto al fatto che nel caso di stato limite ultimo l'armatura compressa lavora al massimo o quasi ( $s' \cong 1$ ) mentre nel metodo delle tensioni ammissibili essa ha un tasso di lavoro molto più basso di quello ammissibile ( $s' \cong 0.2+0.5$ )

Le differenze sono significative nel progetto delle travi emergenti e si riducono nel progetto delle travi a spessore

### Quanto è possibile ridurre la sezione grazie all'armatura compressa?

- Aumentando  $u = A'_s/A_s$  è possibile ridurre l'altezza della sezione
- Riducendo l'altezza aumenta l'armatura necessaria
- Necessità tecnologiche impongono limiti alla quantità di armatura (ribaditi dalla normativa)

Armatura minima:

$$A_s \geq 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b d \geq 0.13 \% b d$$

0.15% per C25/30 e B450C

Armatura massima:

$$A_s \leq 3 \% b h$$

$$A'_s \leq 3 \% b h$$

Percentuale massima consigliata:  $1 \div 1.5\%$

### Limiti alle formule di progetto per tener conto dei limiti all'armatura

Imponendo un limite all'armatura tesa:

$$A_s \leq \rho b d \quad \text{con } \rho = 0.010 \div 0.015$$

Si ha:  $A_s = \frac{M_{Ed}}{0.9 d f_{yd}} \leq \rho b d$

E quindi:

$$d \geq r'_s \sqrt{\frac{M_{Ed}}{b}} \quad \text{con} \quad r'_s = \sqrt{\frac{1}{0.9 \rho f_{yd}}}$$

= 0.0169 se  $\rho=0.010$   
= 0.0138 se  $\rho=0.015$

Non si può utilizzare un valore di  $r'$  inferiore a  $r'_s$

Suggerisco per  $r'$  un limite tra 0.015 e 0.017

### Esempio n. 2

progetto di sezione a doppia armatura ( $u=0.25$ ,  $\gamma=0.10$ )

Stato limite ultimo:

$$M_{Ed} = 160 \text{ kNm}$$

$$d = r' \sqrt{\frac{M_{Ed}}{b}} = 0.0171 \sqrt{\frac{160}{0.30}} = 0.39 \text{ m} \quad \text{uso } 30 \times 45$$

era  $d=0.45 \text{ m}$  per  $u=0$

Tensioni ammissibili:

$$M = 115 \text{ kNm}$$

$$d = r' \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.0243 \sqrt{\frac{115}{0.30}} = 0.48 \text{ m} \quad \text{uso } 30 \times 55$$

era  $d=0.50 \text{ m}$  per  $u=0$

### Esempio n. 2

progetto di sezione a doppia armatura ( $u=0.25$ ,  $\gamma=0.10$ )

Stato limite ultimo:

$$M_{Ed} = 160 \text{ kNm}$$

$$d = r' \sqrt{\frac{M_{Ed}}{b}} = 0.0171 \sqrt{\frac{160}{0.30}} = 0.39 \text{ m} \quad \text{uso } 30 \times 45$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0.9 d f_{yd}} = \frac{160 \times 10}{0.9 \times 0.41 \times 391} = 11.09 \text{ cm}^2$$

Tensioni ammissibili:

$$M = 115 \text{ kNm}$$

$$d = r' \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.0243 \sqrt{\frac{115}{0.30}} = 0.48 \text{ m} \quad \text{uso } 30 \times 55$$

$$A_s = \frac{M}{0.9 d \sigma_s} = \frac{115 \times 10}{0.9 \times 0.51 \times 266} = 9.41 \text{ cm}^2$$

### Progetto allo stato limite ultimo - commento

Si ottengono sezioni trasversali:

- simili a quelle richieste dal metodo delle tensioni ammissibili se non si considera l'armatura compressa
- sensibilmente più basse quando si considera l'armatura compressa

L'armatura tesa:

- è simile a quella richiesta dal metodo delle tensioni ammissibili per sezioni a semplice armatura
- può divenire eccessivamente grande quando si riduce l'altezza della sezioni sfruttando l'effetto positivo dell'armatura compressa



### Criteri di buona progettazione (SLU)

Per il progetto della sezione assumere un valore  $r' = 0.018$  o  $0.017$

(corrisponde a  $0 < u < 25\%$  per C25/30)

Per travi molto basse (a spessore) assumere valori un po' maggiori

$r' = 0.019$  (corrisponde a  $0 < u < 25\%$  per C25/30)

Se si ritiene accettabile una percentuale di armatura dell'1.5% si può scendere al valore

$r' = 0.015$  (ma non andare mai al di sotto di questi)

### Criteri di buona progettazione (SLU)

Per il progetto dell'armatura tesa considerare un braccio della coppia interna pari a  $0.9 d$

Nota:

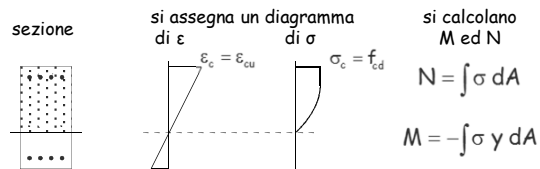
Per sezioni a forte armatura (sconsigliate per la carenza di duttilità) il braccio della coppia interna potrebbe essere minore ( $0.8 d$ )

### Progetto di sezioni soggette a flessione composta (pilastri)

### Domini di resistenza - stato limite ultimo

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

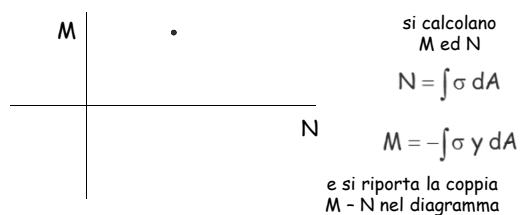
Per ricavare una coppia M-N del dominio



### Domini di resistenza - stato limite ultimo

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

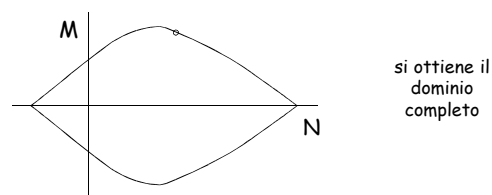
Per ricavare una coppia M-N del dominio



### Domini di resistenza - stato limite ultimo

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

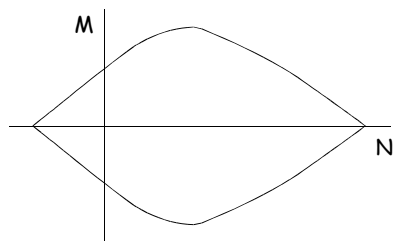
Ripetendo con tutti i possibili diagrammi ...



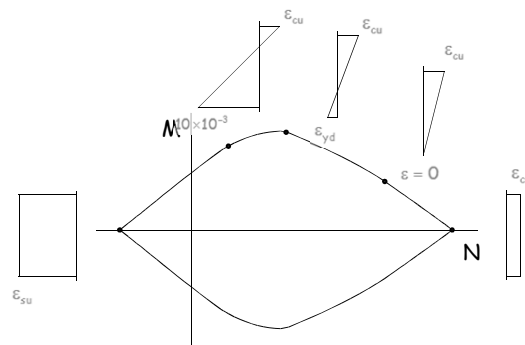


### Domini di resistenza - stato limite ultimo

Ogni punto corrisponde a un diverso diagramma di deformazioni

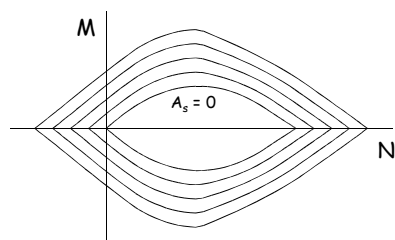


### Domini di resistenza - stato limite ultimo



### Domini di resistenza - stato limite ultimo

Cambiando l'armatura, si ottengono tanti diagrammi

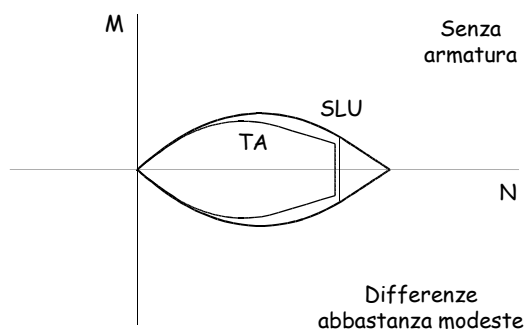


### Domini: confronto tra SLU e TA

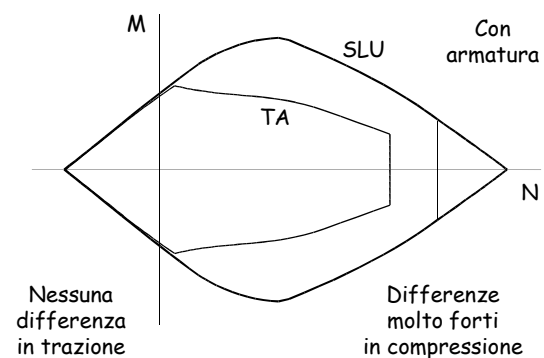
Il confronto può essere effettuato sovrapponendo i domini ricavati per SLU e TA

Poiché i carichi allo SLU sono maggiori (circa 1.4 volte) di quelli alle TA, il dominio relativo alle TA deve essere opportunamente scalato (ad esempio x 1.4)

### Domini: confronto tra TA e SLU



### Domini: confronto tra TA e SLU



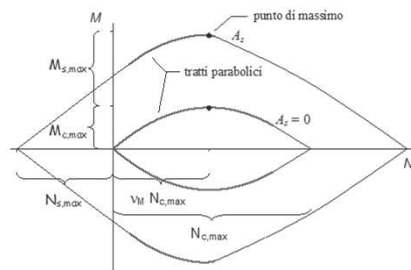


### Considerazioni operative per SLU

- La forma del dominio di resistenza (per sezioni rettangolari ad armatura simmetrica) è molto regolare
- È possibile approssimare tale forma con relazioni analitiche
- Le relazioni analitiche facilitano la verifica e consentono un agevole progetto delle armature

### Dominio M-N allo SLU

L'andamento delle curve è in più tratti parabolico



### Dominio M-N allo SLU

Quando entrambe le armature sono snervate

$$N = -\beta b x f_{cd}$$

$$M = \beta b x f_{cd} \left( \frac{h}{2} - \kappa x \right) + 2 A_s f_{yd} \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Il punto di massimo momento si ottiene derivando M

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \beta b f_{cd} \left( \frac{h}{2} - 2 \kappa x \right) = 0 \quad x = \frac{h}{4 \kappa} = \frac{119}{198} h \approx 0.60 h$$

### Dominio M-N allo SLU

Quando entrambe le armature sono snervate

$$N = -\beta b x f_{cd} \quad N = \left( \frac{289}{584} \right) b h f_{cd} \approx 0.48$$

$$M = \beta b x f_{cd} \left( \frac{h}{2} - \kappa x \right) + 2 A_s f_{yd} \left( \frac{h}{2} - c \right) \quad M = \left( \frac{289}{2376} \right) b h^2 f_{cd} + A_s f_{yd} (h - 2c) \approx 0.12$$

Il punto di massimo momento si ottiene derivando M

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \beta b f_{cd} \left( \frac{h}{2} - 2 \kappa x \right) = 0 \quad x = \frac{h}{4 \kappa} = \frac{119}{198} h \approx 0.60 h$$

Per questo valore di x si ha

### Dominio M-N allo SLU

Nel punto di massimo

$$N = v_M N_{c,max} \quad N = \left( \frac{289}{584} \right) b h f_{cd} \approx 0.48$$

$$N_{c,max} = b h f_{cd} \quad M = \left( \frac{289}{2376} \right) b h^2 f_{cd} + A_s f_{yd} (h - 2c) \approx 0.12$$

$$v_M \approx 0.48$$

$$M_{c,max} \approx 0.12 b h^2 f_{cd}$$

Inoltre:  
contributo  
dell'armatura

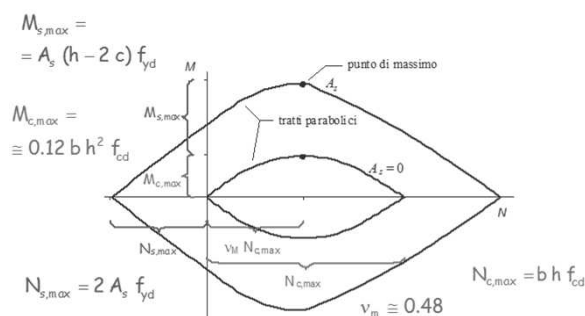
$$M = M_{c,max} + M_{s,max}$$

$$M_{s,max} = A_s (h - 2c) f_{yd}$$

Infine:  
massimo sforzo  
normale di trazione

$$N_{s,max} = 2 A_s f_{yd}$$

### Dominio M-N allo SLU





## Valori base per dominio M-N

	Calcestruzzo	Acciaio
N	$N_{c,max} = b h f_{cd}$	$N_{s,max} = 2 A_s f_{yd}$
M	$M_{c,max} \cong 0.12 b h^2 f_{cd}$	$M_{s,max} = A_s (h - 2 c) f_{yd}$

## Formulazione analitica

Momento resistente  $M_{Rd}$  in funzione di  $N_{Rd}$ :

$$M_{Rd} = (M_{c,max} + M_{s,max}) \left[ 1 - \left| \frac{N_{Rd} + 0.48 N_{c,max}}{0.48 N_{c,max} + N_{s,max}} \right|^m \right]$$

$$\text{con } m = 1 + \frac{0.48 N_{c,max}}{0.48 N_{c,max} + N_{s,max}}$$

Nota: uso  $N > 0$  per tensoflessione,  $N < 0$  per pressoflessione

## Formulazione analitica

Verifica di resistenza:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,max} + M_{s,max}} + \left| \frac{N_{Ed} + 0.48 N_{c,max}}{0.48 N_{c,max} + N_{s,max}} \right|^m \leq 1$$

$$\text{con } m = 1 + \frac{0.48 N_{c,max}}{0.48 N_{c,max} + N_{s,max}}$$

Nota: uso  $N > 0$  per tensoflessione,  $N < 0$  per pressoflessione

## Formule alternative

– per  $N_{Ed} < 0$  (tensoflessione)  $M_{Rd} = M_{s,max} \left( 1 + \frac{N_{Ed}}{N_{s,max}} \right)$

– per  $0 < N_{Ed} < 0.48 N_{c,max}$

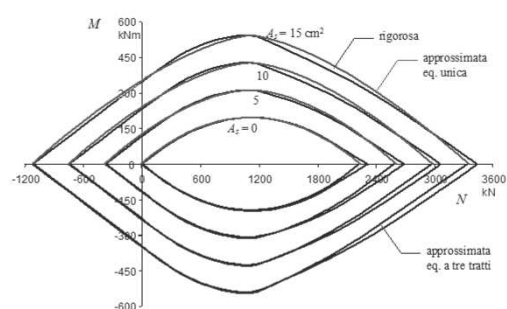
$$M_{Rd} = M_{c,max} \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed} + 0.48 N_{c,max}}{0.48 N_{c,max}} \right)^2 \right] + M_{s,max}$$

– per  $N_{Ed} > 0.48 N_{c,max}$

$$M_{Rd} = (M_{c,max} + M_{s,max}) \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed} + 0.48 N_{c,max}}{0.52 N_{c,max} + N_{s,max}} \right)^n \right]$$

$$\text{con } n = 1 + \left( \frac{0.48 N_{c,max}}{0.52 N_{c,max} + N_{s,max}} \right)^2$$

## Confronto



## Esempio - verifica a pressoflessione

Dati geometrici

Sezione 40x70

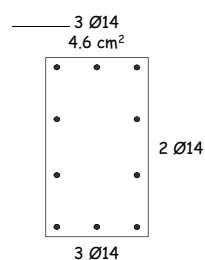
 $A_s = A'_s = 3 \varnothing 14$ 

Materiale

Calcestruzzo C25/30

Acciaio B450C

Sollecitazioni

 $N_{Ed} = -1300 \text{ kN}$  $M_{Ed} = 400 \text{ kNm}$ 



### Esempio - verifica a pressoflessione

Valori resistenti del calcestruzzo:

$$N_{c,max} = b h f_{cd} = 0.40 \times 0.70 \times 14.2 \times 10^3 = 3976 \text{ kN}$$

$$v_M N_{c,Rd} = 0.486 \times 3976 = 1932 \text{ kN}$$

$$M_{c,max} = \frac{289}{2376} b h^2 f_{cd} = 0.1216 \times 0.40 \times 0.70^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$M_{c,max} = 338.4 \text{ kNm}$$

### Esempio - verifica a pressoflessione

Valori resistenti dell'acciaio:

$$N_{s,max} = 2 A_s f_{yd} = 2 \times 4.62 \times 391 \times 10^{-1}$$

$$N_{s,max} = 361.2 \text{ kN}$$

$$M_{s,max} = A_s (h - 2c) f_{yd} = 4.62 \times (0.70 - 2 \times 0.04) \times 391 \times 10^{-1}$$

$$M_{s,max} = 112.0 \text{ kNm}$$

### Esempio - verifica a pressoflessione

Momento resistente:

$$m = 1 + \frac{v_M N_{c,max}}{v_M N_{c,max} + N_{s,max}} = 1 + \frac{1932}{1932 + 361.2} = 1.842$$

$$M_{Rd} = (M_{c,max} + M_{s,max}) \left[ 1 - \left| \frac{N_{Rd} + v_M N_{c,max}}{v_M N_{c,max} + N_{s,max}} \right|^m \right] =$$

$$= (338.4 + 112.0) \left[ 1 - \left| \frac{-1300 + 1932}{1932 + 361.2} \right|^{1.842} \right] =$$

$$= 408.5 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} < M_{Rd} \quad \text{Sezione verificata}$$

### Esempio - verifica a pressoflessione

Oppure:

$$m = 1.842$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,max} + M_{s,max}} + \left| \frac{N_{Ed} + v_M N_{c,max}}{v_M N_{c,max} + N_{s,max}} \right|^m \leq 1$$

$$\frac{400}{338.4 + 112.0} + \left| \frac{-1300 + 1932}{1932 + 361.2} \right|^{1.842} =$$

$$= 0.888 + 0.093 = 0.981 \leq 1$$

Sezione verificata

### Progetto dell'armatura

Il momento affidato alle armature è

$$M_{Ed,red} = M_{Ed} - M_{c,max} \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed} + v_M N_{c,max}}{v_M N_{c,max}} \right)^2 \right]$$

L'armatura necessaria è quindi  $A_s = \frac{M_{Ed,red}}{z f_{yd}}$

$z$  è il braccio della coppia interna costituita dalle armature  $z = h - 2c \cong 0.9 d$

Nota: la formula vale rigorosamente solo per  $0 \leq |N_{Ed}| \leq v_M N_{c,max}$

### Esempio - progetto dell'armatura

Dati geometrici

Sezione 40x70

Sollecitazioni

$N_{Ed} = -1300 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 400 \text{ kNm}$

$$M_{Ed,red} = 400 - 338.4 \left[ 1 - \left( \frac{-1300 + 1932}{1932} \right)^2 \right] = 97.8 \text{ kNm}$$

Armatura necessaria:

$$A_s = \frac{97.8}{0.9 \times 0.66 \times 391} \times 10 = 4.2 \text{ cm}^2$$

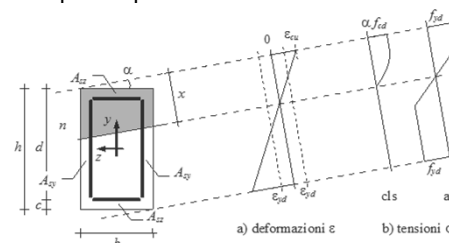


### Domini M-N per flessione composta deviata

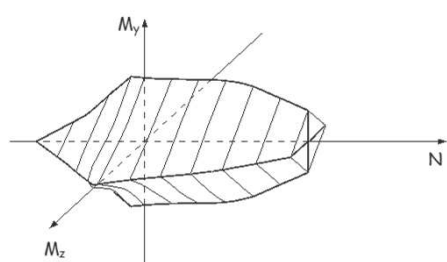
### Pressoflessione deviata

Procedimento per la costruzione del dominio  $M_y$ - $M_z$ -N

- analogo a quello descritto per pressoflessione retta
- più complicato per l'inclinazione dell'asse neutro

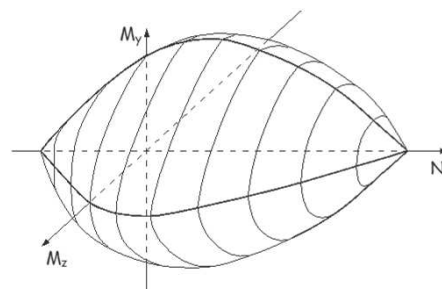


### Dominio alle TA

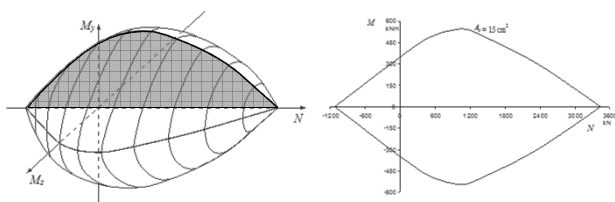


Notare la sezione trasversale:  
la presenza contemporanea di  $M_y$  e  $M_z$  è molto penalizzante

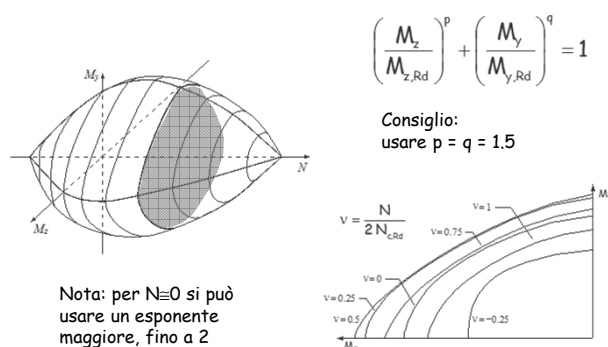
### Dominio allo SLU



### Dominio allo SLU



### Dominio allo SLU

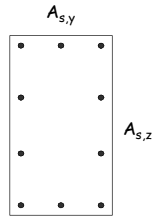




### Considerazioni

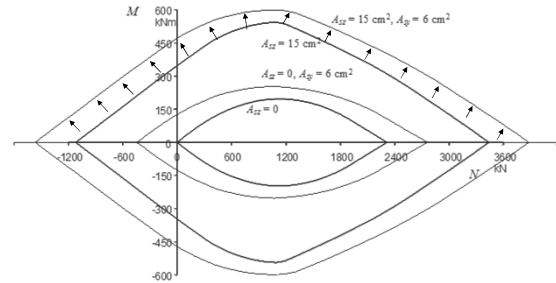
Nel calcolare il momento resistente  $M_{Rd,y}$  si dovrebbe prendere in considerazione anche l'armatura sul lato verticale

e viceversa



### Considerazioni

Ciò porterebbe ad un incremento del momento resistente



### Considerazioni

Ciò porterebbe ad un incremento del momento resistente

$$M_{Rd} = (M_{c,max} + M_{sz,max} + M_{sy,max}) \left[ 1 - \left( \frac{N_{Rd} + v_M N_{c,max}}{v_M N_{c,max} + N_{sz,max} + N_{sy,max}} \right)^m \right]$$

$$\text{con } m = 1 + \left( \frac{v_M N_{c,max} + N_{sy,max}}{v_M N_{c,max} + N_{sz,max} + N_{sy,max}} \right)$$

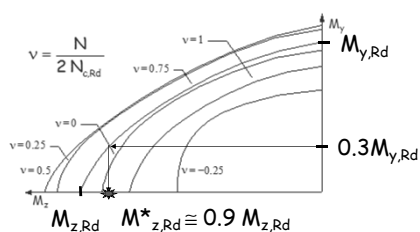
### Valori base per dominio M-N includendo l'armatura "di parete"

	Calcestruzzo	Acciaio
N	$v_M N_{c,max} = \frac{289}{594} b h f_{cd}$	$N_{s,max} = 2 A_s f_{yd}$ $N_{s,max} = 2 (A_s + A_{s,p}) f_{yd}$
M	$M_{c,max} = \frac{289}{2376} b h^2 f_{cd}$	$M_{s,max} = A_s (h - 2c) f_{yd}$ $M_{s,max} = (A_s + 0.4 A_{s,p}) (h - 2c) f_{yd}$

E' possibile usare le stesse formule modificando  $N_{s,max}$  e  $M_{s,max}$

### Considerazioni

Contemporaneamente, la presenza di momento nella direzione trasversale riduce il momento resistente



### Indicazioni operative

Finché il momento trasversale non è eccessivo, i due effetti si compensano

E' possibile progettare a pressoflessione retta, separatamente per le due direzioni, e poi effettuare un controllo a pressoflessione deviata



Corsi di aggiornamento

Progettazione in zona sismica

**Procedure semplificate e calcoli manuali  
per il controllo dell'ordine di grandezza  
dei risultati ottenuti dal programma di calcolo**

05 - Schemi base, loro risoluzione e giudizio sulla struttura

Vasto

30 settembre - 1 ottobre 2016

Aurelio Ghersi

## Modellazione delle azioni

1. Occorre distinguere tra carichi verticali in assenza di sisma (maggiori) e in presenza di sisma (minori)
  2. Occorre tener conto delle incertezze relative alla effettiva posizione del centro di massa (i carichi variabili possono essere distribuiti in maniera non uniforme)  
→ eccentricità accidentale
  3. Occorre tener conto dell'effetto contemporaneo delle diverse componenti dell'azione sismica  
→ criteri di combinazione delle componenti
- Problemi concettualmente giusti,  
ma che complicano notevolmente il calcolo

## Conseguenze per l'analisi strutturale

Necessità di:

- Distinguere tra carichi verticali in assenza di sisma (maggiori) e in presenza di sisma (minori)
- Tener conto dell'eccentricità accidentale
- Combinare l'effetto delle diverse componenti del sisma

Quindi:

- Un numero di schemi da calcolare molto alto

Quanti?

## Quante combinazioni di carico?

In assenza di sisma:

- schema base, col carico verticale massimo ( $g_d + q_d$ ) su tutte le campate di trave
- eventuali altri schemi col carico variabile a scacchiera

Nota: l'effetto del carico variabile a scacchiera può essere stimato in maniera approssimata

Con le vecchie norme l'effetto dei soli carichi verticali era compreso tra i valori dovuti a  $q \pm F$

Ora invece no, perché in presenza di sisma i carichi verticali sono ridotti

## Quante combinazioni di carico?

In presenza di sisma:

- 1 • carico verticale con valore ridotto ( $g_k + \psi_2 q_k$ ) su tutte le campate di trave
- 2 • forze sismiche (statiche o modali) in direzione  $x / y$
- 4 • verso delle forze sismiche: positivo / negativo
- 8 • eccentricità accidentale: positiva / negativa
- 16 • forze in una direzione più 0.3 forze nell'altra direzione, prese col segno: positivo / negativo
- 32 • eccentricità nell'altra direzione: positiva / negativa

Azione sismica principale	segno	eccentricità	Azione sismica secondaria	eccentricità	N° comb.
$E_x$	+	$+e_y$	$+0.3 E_y$	$+e_x$	1
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	2
		$-e_y$	$+0.3 E_y$	$+e_x$	3
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	4
		$-e_y$	$+0.3 E_y$	$-e_x$	5
			$-0.3 E_y$	$+e_x$	6
	-	$+e_y$	$+0.3 E_y$	$+e_x$	7
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	8
		$-e_y$	$+0.3 E_y$	$-e_x$	9
			$-0.3 E_y$	$+e_x$	10
		$-e_y$	$+0.3 E_y$	$+e_x$	11
			$-0.3 E_y$	$-e_x$	12
$E_y$	+	$+e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	13
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	14
		$-e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	15
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	16
		$-e_x$	$+0.3 E_x$	$-e_y$	17
			$-0.3 E_x$	$+e_y$	18
	-	$+e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	19
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	20
		$-e_x$	$+0.3 E_x$	$-e_y$	21
			$-0.3 E_x$	$+e_y$	22
		$-e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	23
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	24
	+	$+e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	25
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	26
		$-e_x$	$+0.3 E_x$	$-e_y$	27
			$-0.3 E_x$	$+e_y$	28
	-	$+e_x$	$+0.3 E_x$	$+e_y$	29
			$-0.3 E_x$	$-e_y$	30
		$-e_x$	$+0.3 E_x$	$-e_y$	31
			$-0.3 E_x$	$+e_y$	32



## Tante combinazioni di carico... Come gestirle?

Risultati dettagliati per tutte le combinazioni di carico?

Una montagna di valori (e di carta) che nessuno avrà mai il coraggio di esaminare  
(inoltre: che senso ha per me giudicare l'effetto di, ad esempio,  $q = F_x + e_{ay} - 0.3 F_y - e_{ax}$  ?)

Inviluppo dei risultati di tutte le combinazioni di carico?

Mi dice solo se la verifica è soddisfatta o no;  
ma come capire il comportamento della struttura?

## Tante combinazioni di carico... Come gestirle?

Risultati dettagliati degli schemi base, più inviluppo dei risultati di tutte le combinazioni di carico?

Dai risultati di ciascuno schema base posso capire il comportamento della struttura

L'inviluppo mi fornisce il giudizio complessivo

Schemi base suggeriti:

1. carichi verticali max (senza sisma)
2. carichi verticali min (con sisma)
3. forze in direzione x (statiche o modali)
4. forze in direzione y (statiche o modali)
5. eccentricità accidentale per forze in dir. x
6. eccentricità accidentale per forze in dir. y

coppie (statiche) ⇐

## Giudicare gli schemi base e le combinazioni di carico

Carichi verticali:

siamo già abituati ad esaminarli e giudicarli

Forze orizzontali:

discutere separatamente analisi statica e modale

Discutere poi:

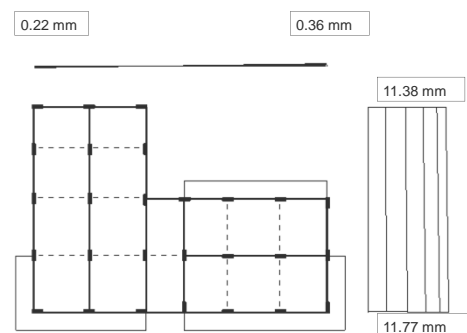
- effetto dell'eccentricità accidentale
- combinazione delle azioni nelle due direzioni

## Discussione dei risultati: sisma - analisi statica

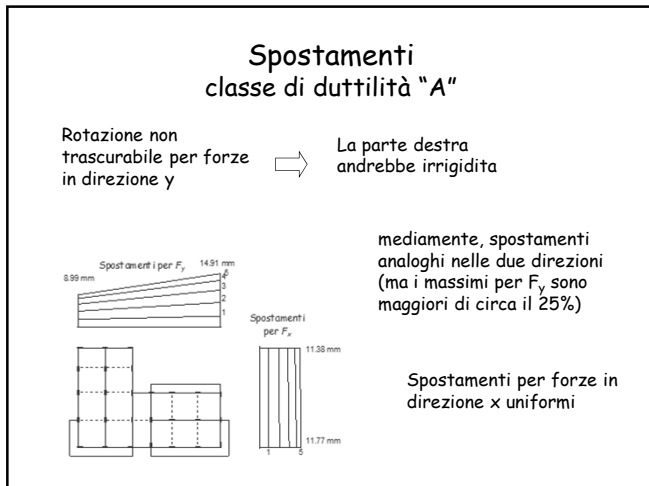
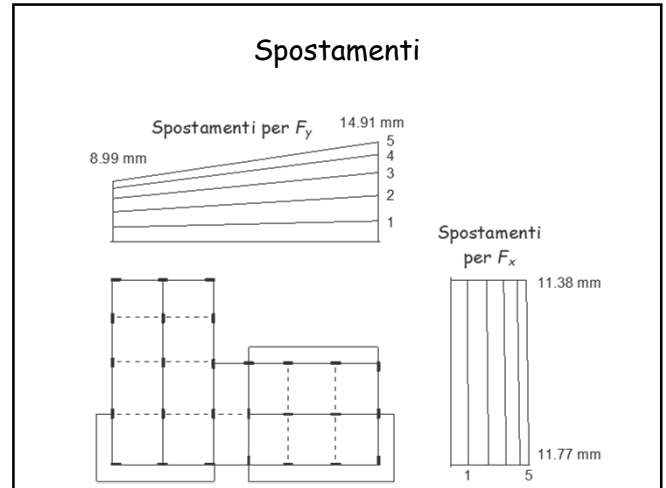
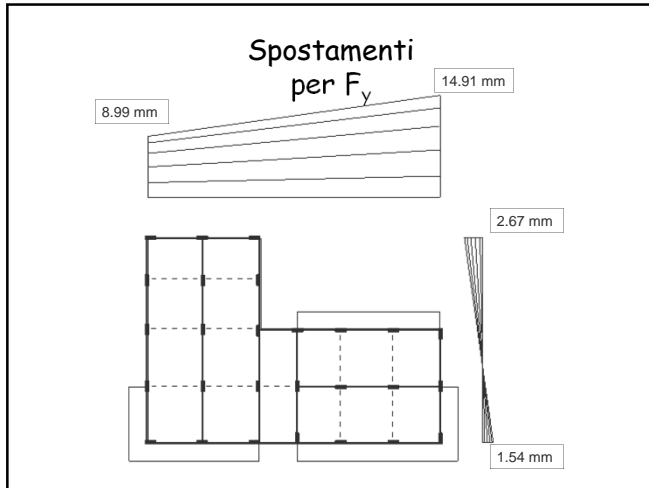
## Un mare di numeri. Come non perdersi? Analisi statica

- Esaminare gli spostamenti prodotti dalle forze nelle due direzioni
  - spostamenti analoghi nelle due direzioni o molto diversi?
  - solo traslazione, rotazione dell'impalcato modesta oppure forte?
- Stimare e controllare il periodo
- Esaminare i momenti massimi nei pilastri e nelle travi
  - rispettano le previsioni o no?

## Spostamenti per $F_x$







### Periodo proprio della struttura (Metodo di Rayleigh)

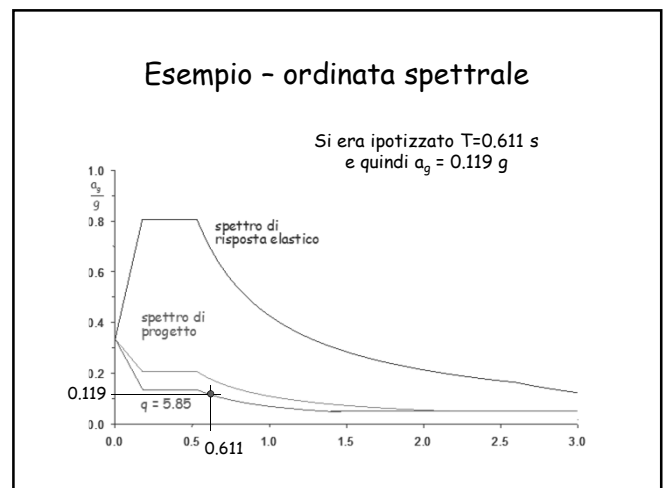
Una buona stima del periodo si ottiene:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^N F_i u_i}}$$

$m_i$ : massa di piano  
 $F_i$ : Forza di piano  
 $u_i$ : spostamento del baricentro di piano (provocato dalla forze  $F_i$ )

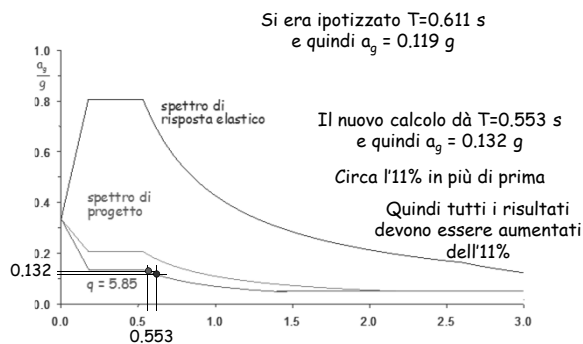
### Periodo proprio della struttura (direzione x)

Piano	$m$ (kN s <sup>2</sup> /m)	$F_x$ (kN)	$u_x$ (mm)	$F_x u_x$ (kN m)	$m u_x^2$ (kN m s <sup>2</sup> )
Torrino+V	313.1	506.4	11.628	5888.2	42.34
IV	334.9	435.9	10.307	4492.7	35.58
III	334.9	330.2	8.292	2738.2	23.03
II	334.9	224.6	5.652	1269.2	10.70
I	297.2	105.5	2.646	279.2	2.08
somma				14667.4	113.72

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_{xi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{xi} u_{xi}}} \quad T_x = 0.553 \text{ s}$$




## Esempio - ordinata spettrale



## Sollecitazioni previste - forze in direzione x senza incremento per rotazione

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	42.3	67.6	33.8
4	968.2	74.5	119.2	93.4
3	1285.3	98.9	158.2	138.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6
piede			264.8	

## Sollecitazioni per forze in direzione x senza incremento per rotazione

Taglio previsto e taglio massimo riscontrato, per pilastri allungati in x

Piano	Taglio previsto (kN)	Taglio max (kN)
5	42.3	39.12
4	74.5	69.41
3	98.9	92.07
2	115.5	108.93
1	122.6	111.18

Il taglio massimo è abbastanza uniforme  
I valori sono leggermente minori rispetto alle previsioni

Nota:  
nei pilastri di estremità il taglio è minore (circa il 50% ai piani superiori, il 75% al piede del I ordine)

Nota: i valori devono essere aumentati del rapporto  $0.131/0.119$  (circa 11%)

## Sollecitazioni per forze in direzione x senza incremento per rotazione

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento previsto (kNm)	Momento max (kNm)
5	67.6	70.93
4	119.2	122.75
3	158.2	155.93
2	184.7	175.03
1 testa	176.5	153.45
piede	264.8	246.78

Il momento massimo è abbastanza uniforme  
I valori corrispondono alle previsioni ai piani superiori, sono abbastanza più piccoli a quelli inferiori

Nota:  
nei pilastri di estremità il momento è minore (circa il 50-60% ai piani superiori, l'85% al piede del I ordine)

## Sollecitazioni per forze in direzione x senza incremento per rotazione

Travi emergenti dei telai in direzione x

Piano	Momento previsto (kNm)	Momento max (kNm)
5	33.8	37.57
4	93.4	90.00
3	138.7	133.66
2	171.5	166.76
1	180.6	174.68

Il momento massimo è abbastanza uniforme,  
sia come distribuzione in pianta che in base alla posizione nel telaio (incluse campate di estremità)

I valori corrispondono bene alle previsioni

## Periodo proprio della struttura (direzione y)

Applicando la formula di Rayleigh

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_{yi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{yi} u_{yi}}}$$

si trova

$$T_y = 0.552 \text{ s}$$

Quasi identico all'altra direzione

Si ha anche per questa direzione un incremento dell'accelerazione di circa l'11%



## Sollecitazioni per forze in direzione y senza incremento per rotazione

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio previsto (kN)	Taglio max, sin (kN)	Taglio max, des (kN)
5	42.3	27.31	44.93
4	74.5	50.93	82.85
3	98.9	68.24	112.27
2	115.5	80.52	135.83
1	122.6	89.89	122.95

Il taglio varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori massimi sono leggermente maggiori rispetto alle previsioni, tranne al I ordine

(5-15% a seconda dei piani)

Nota: i valori devono essere aumentati del rapporto 0.131/0.119 (circa 11%)

## Sollecitazioni per forze in direzione y

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento previsto (kNm)	Momento max, sin (kNm)	Momento max, des (kNm)
5	67.6	50.26	82.29
4	119.2	90.90	147.14
3	158.2	116.18	190.12
2	184.7	131.15	220.89
1 testa	176.5	125.69	165.35
piede	264.8	197.91	277.27

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori massimi sono leggermente maggiori rispetto alle previsioni

(15-20% a seconda dei piani, di meno al 1° ordine)

## Sollecitazioni per forze in direzione y

Travi emergenti dei telai in direzione y

Piano	Momento previsto (kNm)	Momento max, sin (kNm)	Momento max, des (kNm)
5	33.8	26.45	44.37
4	93.4	65.80	111.80
3	138.7	95.71	166.11
2	171.5	119.36	205.49
1	180.6	130.89	212.06

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori massimi sono leggermente maggiori rispetto alle previsioni

(15-20% a seconda dei piani)

## Discussione dei risultati: analisi modale

### Un mare di numeri. Come non perdersi? Analisi modale

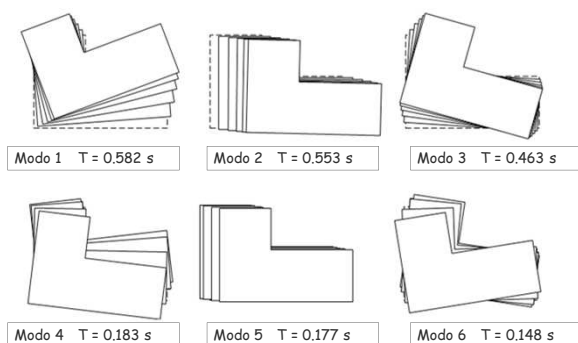
- Esaminare le deformate modali (indipendentemente dalla direzione del sisma)
  - sono disaccoppiate oppure accoppiate?
- Esaminare le masse partecipanti (per ciascuna direzione del sisma) per vedere quali modi danno maggior contributo
  - prevale un solo modo, o più di uno?
- Esaminare i periodi dei modi predominanti
  - corrispondono alle previsioni o no?

### Un mare di numeri. Come non perdersi? Analisi modale

- Esaminare l'involuppo delle deformate modali, per le due direzioni del sisma
  - spostamenti analoghi nelle due direzioni o molto diversi?
  - solo traslazione, rotazione dell'impalcato modesta oppure forte?
- Esaminare i momenti massimi nei pilastri e nelle travi
  - rispettano le previsioni o no?

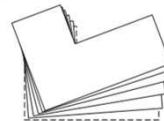


### Deformate modali

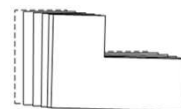


### Deformate modali

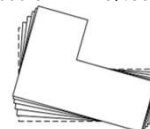
Modo 1  $T = 0.582 \text{ s}$



Modo 2  $T = 0.553 \text{ s}$



Modo 3  $T = 0.463 \text{ s}$

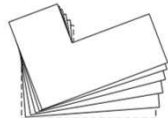


Il modo 2 è sostanzialmente di traslazione secondo x

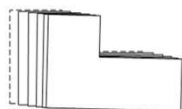
I modi 1 e 3 sono accoppiati (traslazione secondo y e rotazione)

### Deformate modali

Modo 1  $T = 0.582 \text{ s}$



Modo 2  $T = 0.553 \text{ s}$



Modo 3  $T = 0.463 \text{ s}$

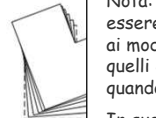


La struttura è torsionalmente rigida perché il rapporto tra periodo traslazionale e rotazionale è maggiore di 1

Sarebbe fortemente deformabile torsionalmente se il rapporto fosse  $\leq 0.8$

### Deformate modali

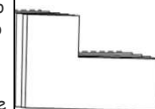
Modo 1  $T = 0.582 \text{ s}$



Nota: il confronto dovrebbe essere fatto con riferimento ai modi disaccoppiati (ovvero quelli che si ottengono quando  $C_M = C_R$ )

In questo caso i due modi x e y avrebbero periodo di 0.55 s, quello rotazionale di 0.495 s circa ed il rapporto sarebbe 1.11

Modo 2  $T = 0.553 \text{ s}$



Modo 3  $T = 0.463 \text{ s}$

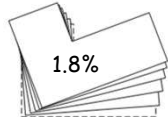


La struttura è torsionalmente rigida perché il rapporto tra periodo traslazionale e rotazionale è maggiore di 1

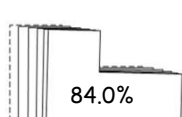
Sarebbe fortemente deformabile torsionalmente se il rapporto fosse  $\leq 0.8$

### Masse partecipanti, sisma x

Modo 1  $T = 0.582 \text{ s}$



Modo 2  $T = 0.553 \text{ s}$



Modo 3  $T = 0.463 \text{ s}$

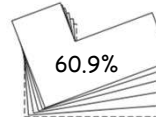


Il modo 2 dà il contributo massimo

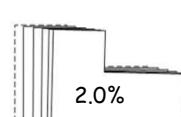
Il modo 5, di traslazione x con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (8.9%)

### Masse partecipanti, sisma y

Modo 1  $T = 0.582 \text{ s}$



Modo 2  $T = 0.553 \text{ s}$



Modo 3  $T = 0.463 \text{ s}$

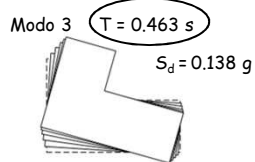
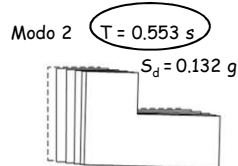
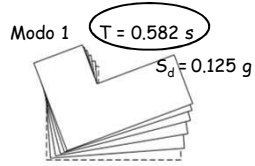


I modi 1 e 3 danno il contributo massimo

Il modo 4, di traslazione y e rotazione con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (6.9%)



## Periodi dei modi predominanti

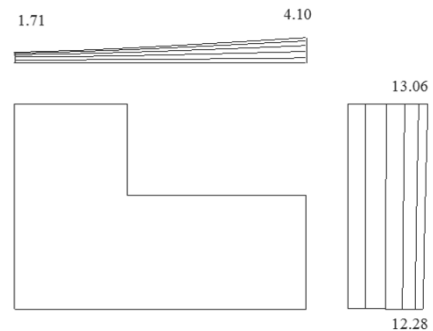


Periodi stimati: ~~0.641 s~~  
 $T_x = 0.553 \text{ s}$   $S_d = 0.132 \text{ g}$   
 $T_y = 0.552 \text{ s}$   $S_d = 0.132 \text{ g}$

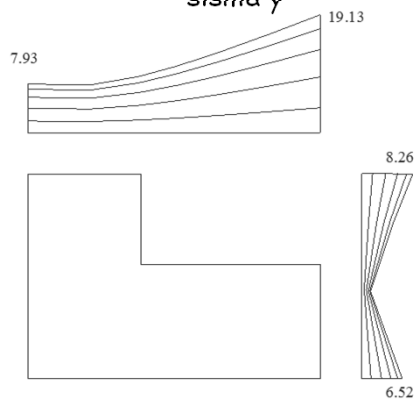
I periodi sono analoghi

Le ordinate spettrali sono quindi analoghe

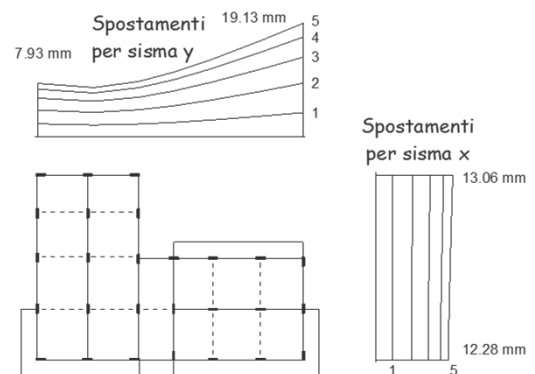
## Inviluppo modale sisma x



## Inviluppo modale sisma y



## Spostamenti, inviluppo modale

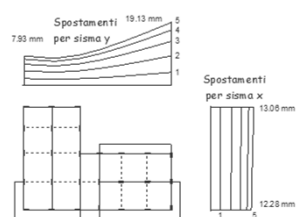


## Spostamenti, inviluppo modale

Rotazione non trascurabile per sisma y (spostamenti dovuti ai modi 1 e 3)



La parte destra andrebbe irrigidita

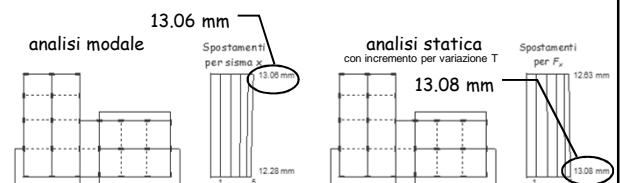


gli spostamenti massimi per sisma y sono maggiori di circa il 50% rispetto a quelli per sisma x

Spostamenti per sisma x uniformi (vicini a quelli del modo 2)

## Spostamenti confronto tra analisi modale e statica

Sisma x: analisi modale - spostamenti uguali



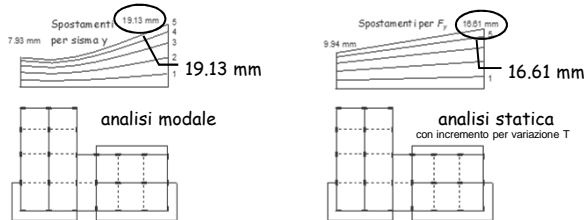


## Spostamenti confronto tra analisi modale e statica

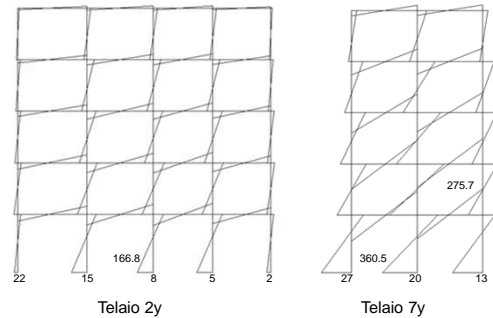
Sisma y: l'analisi modale accentua la rotazione

lato destro - spostamenti maggiori (25%)

lato sinistro - spostamenti minori



## Sollecitazioni



## Sollecitazioni per sisma in direzione x

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio An. statica (kN)	Taglio An. modale (kN)
5	39.12	42.73
4	69.41	75.81
3	92.07	101.98
2	108.93	122.03
1	111.18	120.36

+11% per  
diff. periodo

Il taglio massimo è  
abbastanza uniforme

Come per l'analisi statica,  
nei pilastri di estremità il taglio  
è minore (circa il 50% ai piani  
superiori, il 75% al piede del I  
ordine)

Analisi statica e modale  
forniscono valori  
sostanzialmente uguali

## Sollecitazioni per sisma in direzione x

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	70.93	77.13
4	122.75	134.37
3	155.93	173.30
2	175.03	196.46
1 testa	153.45	167.40
piede	246.78	265.99

+11%

Il momento massimo è  
abbastanza uniforme

Come per l'analisi statica,  
nei pilastri di estremità il  
momento è minore (circa il  
50-60% ai piani superiori,  
l'85% al piede del I ordine)

Analisi statica e modale  
forniscono valori  
sostanzialmente uguali

## Sollecitazioni per sisma in direzione x

Travi emergenti dei telai in direzione x

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	37.57	40.76
4	90.00	97.71
3	133.66	146.61
2	166.76	186.77
1	174.68	203.18

+11%

Il momento massimo è  
abbastanza uniforme,

sia come distribuzione in pianta  
che in base alla posizione nel  
telaio (incluse campate di  
estremità)

Analisi statica e modale  
forniscono valori  
sostanzialmente uguali

## Sollecitazioni per sisma in direzione y (max, des)

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio An. statica (kN)	Taglio An. modale (kN)
5	44.93	57.03
4	82.85	105.51
3	112.27	145.08
2	135.83	177.19
1	122.95	159.98

+11%

Il taglio varia molto in  
base alla posizione in  
pianta, a causa della  
rotazione

I valori dell'analisi modale  
sono maggiori di quelli  
dell'analisi statica  
(dal 10 al 15% a seconda dei piani)



### Sollecitazioni per sisma in direzione y (max, des)

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	82.29	103.88
4	147.14	187.92
3	190.12	246.55
2	220.89	287.58
1 testa	165.35	215.55
piede	277.27	360.46

+11%

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori dell'analisi modale sono maggiori di quelli dell'analisi statica (dal 10 al 15% a seconda dei piani)

### Sollecitazioni per sisma in direzione y (max, des)

Travi emergenti dei telai in direzione y

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	44.37	56.03
4	111.80	141.06
3	166.11	212.26
2	205.49	265.79
1	212.06	275.67

+11%

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori dell'analisi modale sono maggiori di quelli dell'analisi statica (dal 10 al 15% a seconda dei piani)

### Sollecitazioni per sisma in direzione y (min, sin)

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Taglio An. statica (kN)	Taglio An. modale (kN)
5	27.31	24.81
4	50.93	45.19
3	68.24	61.30
2	80.52	73.31
1	89.89	79.02

+11%

Il taglio varia molto in base alla posizione in pianta, a causa della rotazione

I valori dell'analisi modale sono minori di quelli dell'analisi statica (circa il 15%)

### Sollecitazioni per sisma in direzione y (min, sin)

Pilastri allungati in questa direzione

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	50.26	45.08
4	90.90	80.71
3	116.18	104.66
2	131.15	119.18
1 testa	125.69	110.19
piede	197.91	174.34

+11%

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori dell'analisi modale sono minori di quelli dell'analisi statica (circa il 15%)

### Sollecitazioni per sisma in direzione y (min, sin)

Travi emergenti dei telai in direzione y

Piano	Momento An. statica (kNm)	Momento An. modale (kNm)
5	26.45	23.66
4	65.80	58.18
3	95.71	85.03
2	119.36	107.23
1	130.89	116.65

+11%

Il momento varia in base alla posizione in pianta a causa della rotazione

I valori dell'analisi modale sono minori di quelli dell'analisi statica (circa il 15%)

### Commento

- La struttura, così come è attualmente dimensionata, presenta un comportamento rotazionale non accettabile (nettamente non bilanciato). Anziché andare avanti con il suo esame, si dovrebbe fin d'ora pensare a come modificarla per eliminare questo problema
- Si continua ad esaminarla ed a valutare l'effetto di eccentricità accidentale e combinazione delle azioni nelle due direzioni principalmente a fini didattici, ma anche per evidenziare come il comportamento non bilanciato sia aggravato da questi ulteriori aspetti.

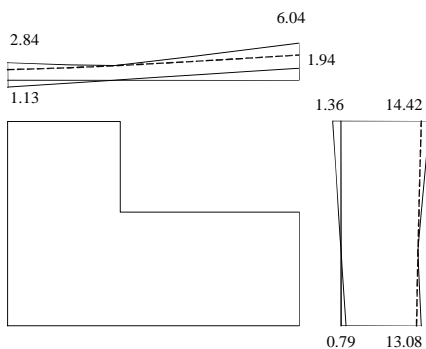


## Eccentricità accidentale

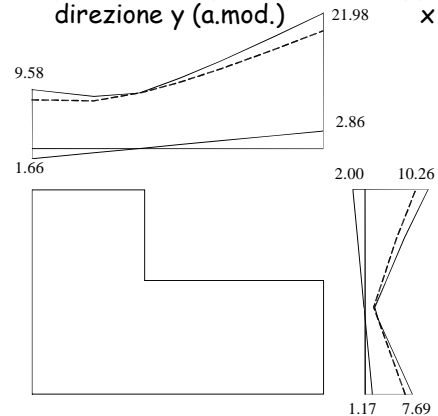
## Eccentricità accidentale Esame dei risultati

- Esaminare per ciascuna delle due direzioni gli spostamenti prodotti dalle coppie e confrontarli con quelli prodotti dalle forze
  - l'effetto delle coppie è lo stesso a tutti i piani?
  - la sua entità è comparabile con quanto previsto?
- Esaminare i momenti massimi nei pilastri e nelle travi e confrontarli con quelli prodotti dalle forze
  - l'incremento dovrebbe essere analogo a quello degli spostamenti

## Spostamenti per forze e coppie direzione x (analisi modale)



## Spostamenti per forze e coppie direzione y (a.mod.)



## Spostamenti per forze e coppie considerazioni

- Le coppie provocano un incremento di spostamento percentualmente analogo a tutti i piani
- L'incremento va dal 6% (inf) al 10% (sup) nel caso di azioni in direzione x
- L'incremento va dal 16% (sin) al 17% (des) nel caso di azioni in direzione y
- Gli incrementi percentuali  $\delta$  possono essere stimati con l'espressione semplificata con opportuni valori di k
- Nel caso in esame:  $k=0.16$  per dir.x,  $k=0.33$  per dir.y
- La formula è suggerita anche dall'OPCM 3431, ma con  $k=0.6$

$$\delta = k \frac{x}{L_e}$$

## Caratteristiche della sollecitazione per forze e coppie

- L'incremento percentuale di sollecitazione dovuto alle coppie è lo stesso di quanto riscontrato per gli spostamenti:
  - dal 6% (inf) al 10% (sup) nel caso di azioni in direzione x
  - dal 16% (sin) al 17% (des) nel caso di azioni in direzione y
- L'incremento percentuale di sollecitazione può essere stimato con la stessa espressione indicata per gli spostamenti



## Combinazione delle azioni nelle due direzioni

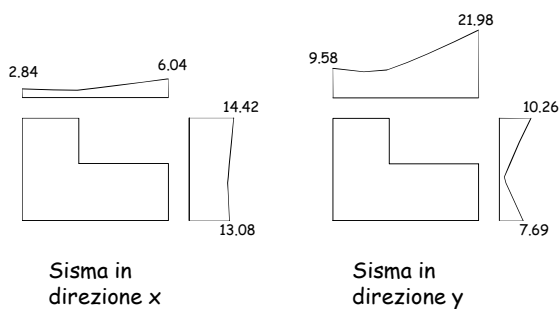
## Le componenti orizzontali

"I valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente potranno essere combinati sommando, ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione"

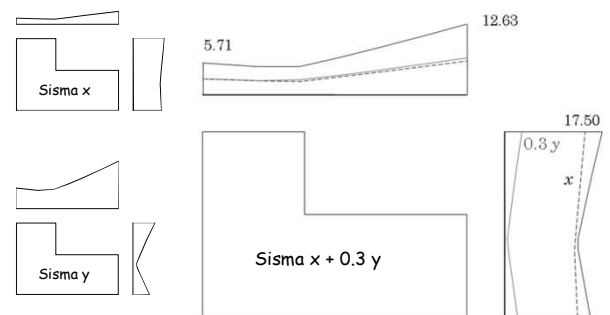
In che modo capire quanta importanza ha questa combinazione?

Ragioniamo ancora esaminando gli spostamenti

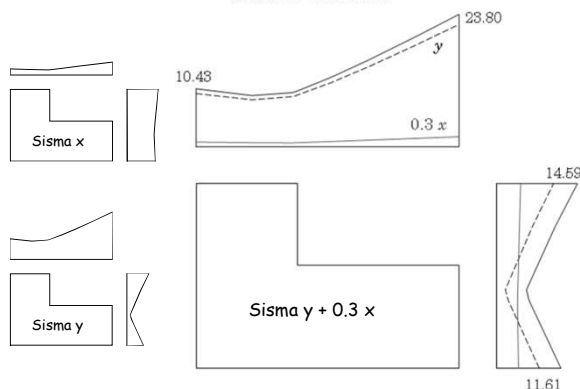
## Effetto complessivo del sisma separatamente nelle due direzioni



## Inviluppo: sisma x + 0.3 sisma y analisi modale



## Inviluppo: sisma y + 0.3 sisma x analisi modale



## Effetto complessivo di eccentricità accidentale e combinazione x y

Travi:

- le travi dei telai centrali ne risentono in misura minima
- le travi dei telai di estremità hanno, rispetto allo schema con sole forze, un incremento di caratteristiche di sollecitazione fino a circa il 20%



## Effetto complessivo

di eccentricità accidentale e combinazione x y

Pilastri:

- i pilastri nella parte centrale dell'edificio non hanno variazioni rilevanti delle caratteristiche di sollecitazione massima, ma devono essere verificati a pressoflessione deviata con momenti trasversali pari a circa il 30% del massimo
- i pilastri perimetrali hanno un incremento di caratteristiche di sollecitazione fino a circa il 20%, ed inoltre devono essere verificati a pressoflessione deviata con momenti trasversali pari a circa il 40%-60% del massimo

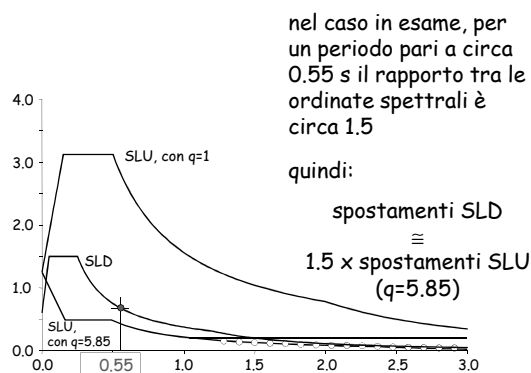
## Stato limite di danno

## Stato limite di danno

Prima di passare alla definizione delle armature, è opportuno controllare gli spostamenti per lo stato limite di danno

Occorrerebbe ripetere tutto il calcolo, usando gli spettri relativi allo SLD, ma può essere più semplice valutare gli spostamenti a partire da quelli per lo SLU, tenendo conto della differenza di ordinata dei relativi spettri

## Spettri per SLU e SLD



## Verifica spostamenti per SLD

Spostamento relativo accettabile:  $0.005 h$

Nel caso in esame:  $0.005 \times 3200 = 16 \text{ mm}$

Spostamento relativo massimo, fornito dall'analisi:  $1.5 \times 6.4 = 9.6 \text{ mm}$   
(tra II e I impalcato)

La verifica è soddisfatta

## Giudizio complessivo

prima di passare ad una verifica dettagliata

Rispetto alla stima iniziale, fatta in fase di dimensionamento:

- la previsione iniziale del periodo ha sottostimato l'azione sismica di circa un 10%
- la previsione dell'effetto di forze statiche era corretta, ma con leggera sottostima delle sollecitazioni nella parte destra (dovuta alla eccessiva eccentricità masse-rigidezze)
- l'effetto dell'eccentricità accidentale è stato ben stimato
- la contemporanea presenza delle due componenti del sisma è in alcuni casi più gravosa del previsto



Corsi di aggiornamento  
Progettazione in zona sismica  
**Procedure semplificate e calcoli manuali  
per il controllo dell'ordine di grandezza  
dei risultati ottenuti dal programma di calcolo**

06 - Ridimensionamento della struttura

Vasto  
30 settembre - 1 ottobre 2016  
Aurelio Ghersi

## Il dimensionamento iniziale è accettabile?

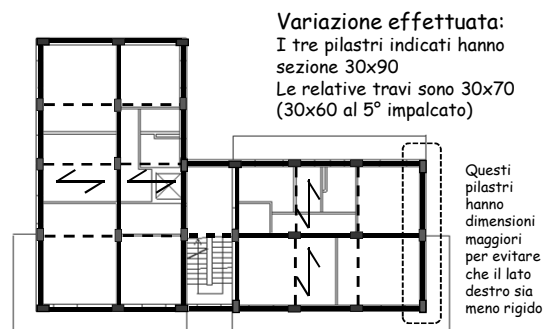
Il dimensionamento è tutto sommato accettabile, anche se in alcuni elementi le sollecitazioni sono un po' più grandi del previsto

La risposta sismica mostra però rotazioni rilevanti, non accettabili. È quindi opportuno ritornare al dimensionamento, per correggere le carenze evidenziate

In particolare, è opportuno irrigidire la parte destra dell'edificio, aumentando le dimensioni di alcuni elementi o girando alcuni pilastri, e/o indebolire la parte sinistra

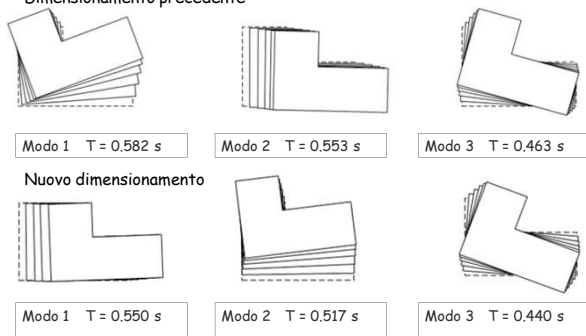
## Ridimensionamento della struttura

## Esame della carpenteria per quanto riguarda le azioni orizzontali

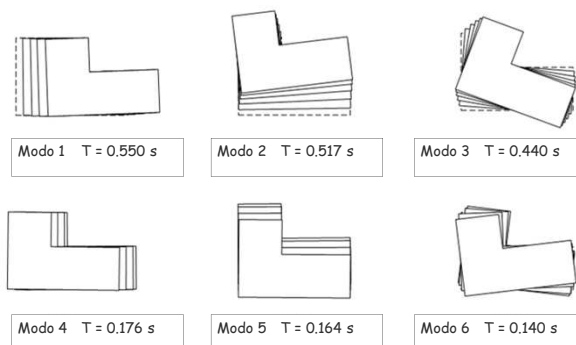


## Deformate modali confronto tra le soluzioni

Dimensionamento precedente



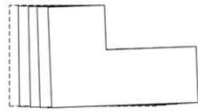
## Deformate modali nuova soluzione



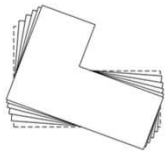


## Deformate modali

Modo 1  $T = 0.550$  s



Modo 3  $T = 0.440$  s



Modo 2  $T = 0.517$  s



Il modo 1 è sostanzialmente di traslazione secondo x

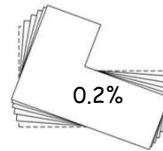
Il modo 2 è di traslazione secondo y accoppiata ad un po' di rotazione

## Masse partecipanti, sisma x

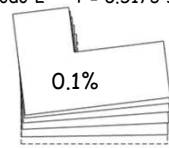
Modo 1  $T = 0.550$  s



Modo 3  $T = 0.440$  s



Modo 2  $T = 0.5173$  s



Il modo 1 dà il contributo massimo

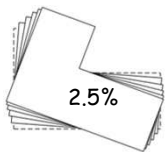
Il modo 4, di traslazione x con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (9.3%)

## Masse partecipanti, sisma y

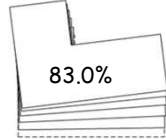
Modo 1  $T = 0.550$  s



Modo 3  $T = 0.440$  s



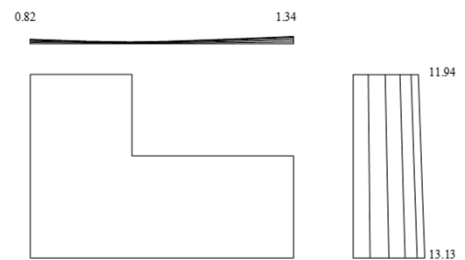
Modo 2  $T = 0.5173$  s



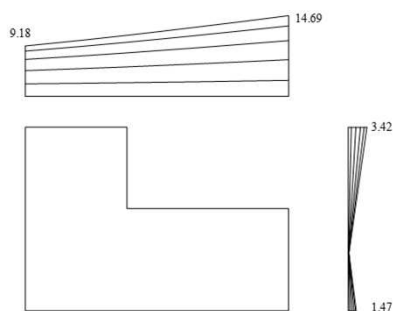
Il modo 2 dà il contributo massimo

Il modo 5, di traslazione x con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (9.6%)

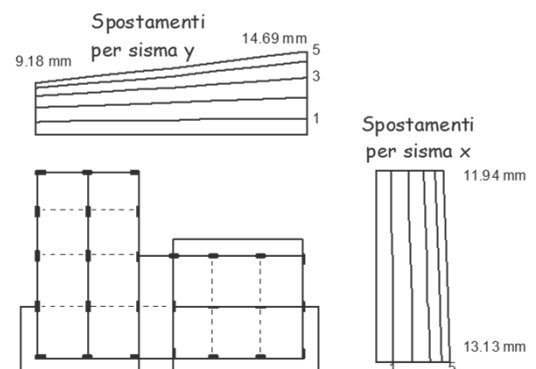
## Inviluppo modale sisma x



## Inviluppo modale sisma y



## Spostamenti, inviluppo modale



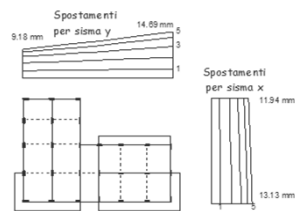


## Spostamenti, inviluppo modale

Rotazione per sisma y  
non trascurabile, ma in  
definitiva accettabile



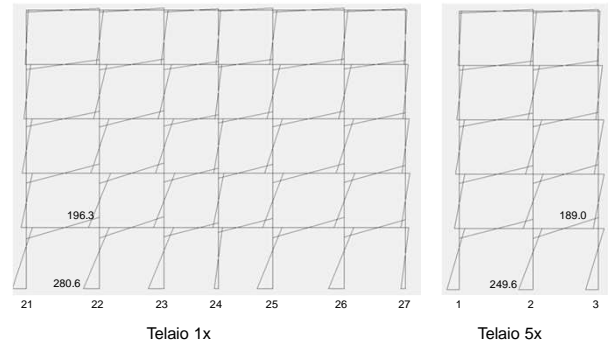
Si potrebbe provare  
a indebolire la parte  
sinistra



gli spostamenti massimi per  
sisma y sono maggiori di  
quasi il 20% rispetto a  
quelli medi per sisma x

Spostamenti per sisma x  
abbastanza uniformi  
(vicini a quelli del modo 1)

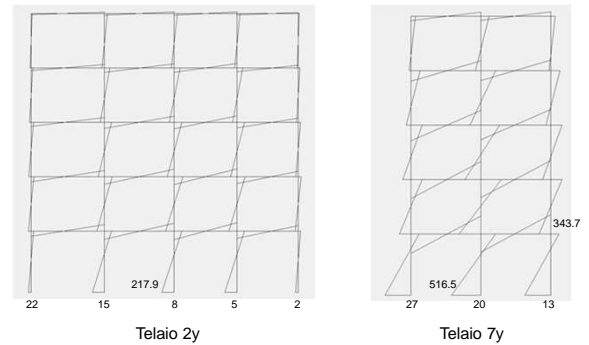
## Sollecitazioni per sisma in direzione x



## Sollecitazioni per sisma in direzione x

piano	pilastri			travi		
	previsto	telaio 1x	telaio 5x	previsto	telaio 1x	telaio 5x
5	67.6	74.1	61.1	33.8	38.1	33.9
4	119.2	131.8	115.3	93.4	95.2	85.2
3	158.2	170.6	152.6	138.7	141.6	132.9
2	184.7	195.6	176.7	171.5	178.5	170.7
1 testa	176.5	174.9	155.6	180.6	196.3	189.0
1 piede	264.8	280.6	249.6			

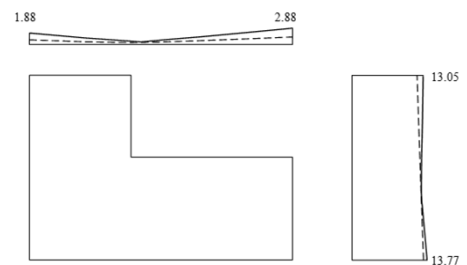
## Sollecitazioni per sisma in direzione y



## Sollecitazioni per sisma in direzione y

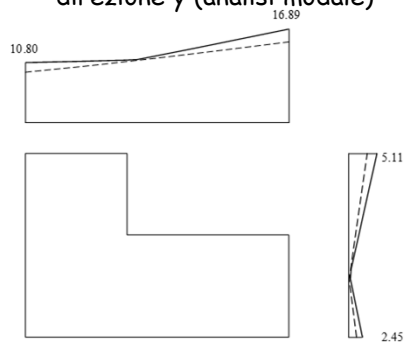
piano	pilastri telaio 2y		pilastri telaio 7y		travi telaio 2y		travi telaio 7y	
	previsto	calcolato	previsto	calcolato	previsto	calcolato	previsto	calcolato
5	57.5	61.1	115.0	146.1	28.7	31.1	57.5	78.0
4	101.3	105.6	202.6	255.2	79.4	76.9	158.8	183.7
3	134.5	135.7	268.9	329.5	117.9	112.7	235.8	273.3
2	157.0	153.0	314.0	361.7	145.7	140.4	291.5	338.9
1 testa	150.1	136.6	300.1	259.6	153.5	149.1	307.1	343.7
1 piede	225.1	217.9	450.2	516.5				

## Spostamenti per forze e coppie direzione x (analisi modale)

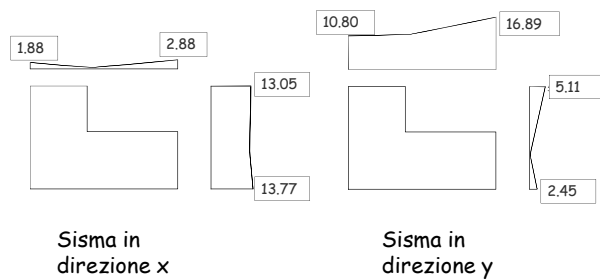




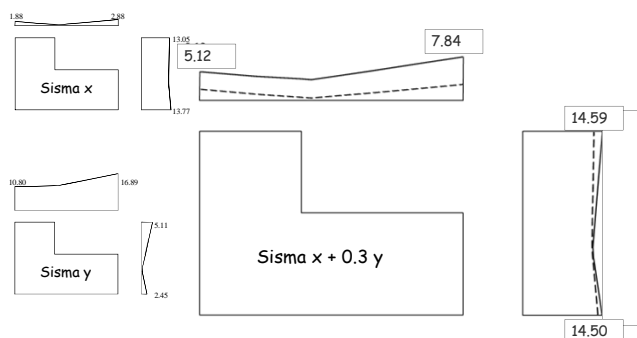
### Spostamenti per forze e coppie direzione y (analisi modale)



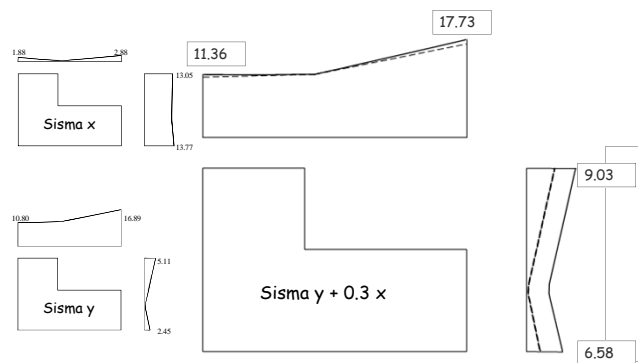
### Effetto complessivo del sisma separatamente nelle due direzioni



### Inviluppo: sisma x + 0.3 sisma y analisi modale



### Inviluppo: sisma y + 0.3 sisma x analisi modale





Corsi di aggiornamento

Progettazione in zona sismica

**Procedure semplificate e calcoli manuali  
per il controllo dell'ordine di grandezza  
dei risultati ottenuti dal programma di calcolo**

07 - Progetto (o controllo) delle armature

Vasto

30 settembre - 1 ottobre 2016

Aurelio Ghersi

## 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

## Processo progettuale tradizionale

Modellazione della struttura



Risoluzione degli schemi base



Inviluppo dei risultati



~~Definizione delle armature  
in base all'inviluppo~~

No: occorre tener conto della  
gerarchia delle resistenze  
ovvero: progettazione in capacità

Bozza NTC, punto 7.2.2

## Gerarchia delle resistenze (progetto in capacità)

Travi - elementi duttili, che si devono plasticizzare a flessione durante il sisma per dissipare energia



L'armatura a flessione delle travi  
(e quella alla base dei pilastri del primo ordine)  
deve essere definita in base ai risultati del calcolo

Nota: in realtà è poco influente il fatto che qualche trave sia meno armata e si plasticizzi prima del previsto



Tutto il resto (armatura a taglio delle travi, armatura a flessione e a taglio dei pilastri) è definito a partire dall'armatura a flessione delle travi

## Controllo delle armature indicazioni generali

Armatura longitudinale e trasversale di travi e pilastri

- Controllare il rispetto dei minimi di armatura longitudinale (sia da normativa che da regole di buona progettazione) ma anche i massimi
  - È fondamentale avere armature ben dosate in tutti gli elementi (e lungo ciascuno di essi), senza sezioni troppo armate che potrebbero portare a errori nella realizzazione
- Controllare il rispetto dei minimi di staffe (sia da normativa che da regole di buona progettazione) ma anche che non vi siano soluzioni irrealizzabili
  - Una buona staffatura è essenziale, ma se il passo è esageratamente basso non è realizzabile
  - Per travi a spessore e pilastri allungati usare doppia staffa

## Controllo delle armature indicazioni specifiche - travi

Armatura a flessione nelle travi

- Controllare, anche in linea di massima, che l'armatura rispetti i valori dall'inviluppo del calcolo o semplicemente i valori di previsione iniziale
  - Il controllo deve essere sommario e globale, senza preoccuparsi eccessivamente della singola sezione



### Controllo delle armature indicazioni specifiche - travi

#### Armatura a taglio nelle travi

- Controllare la quantità di staffe in funzione dell'armatura longitudinale disposta
  - La gerarchia delle resistenze consente un controllo con formule molto semplici, indipendentemente dai risultati del calcolo
  - Occorre particolare attenzione per travi che siano più corte delle altre

### Controllo delle armature indicazioni specifiche - pilastri

#### Armatura a pressoflessione nei pilastri, alla base

- Controllare, anche in linea di massima, che l'armatura rispetti i valori dall'inviluppo del calcolo o semplicemente i valori di previsione iniziale
  - Il controllo deve essere sommario e globale, senza preoccuparsi eccessivamente della singola sezione

### Controllo delle armature indicazioni specifiche - pilastri

#### Armatura a pressoflessione nei pilastri, altre sezioni

- Controllare, solo per i pilastri rilevanti ai fini sismici (distinguendo le due direzioni), che la resistenza dei pilastri sia complessivamente maggiore di quella delle travi
  - Il controllo è riferito alle aste che convergono in un nodo
  - "Pilastri rilevanti" sono in genere quelli di taglio rispetto alla direzione dell'azione sismica; i pilastri di piatto sono in genere poco rilevanti
  - Per questi pilastri si può sostanzialmente controllare che la sezione non sia minore di quella delle travi e che l'armatura totale sui lati corti non sia minore di quella superiore e inferiore delle travi

### Controllo delle armature indicazioni specifiche - pilastri

#### Armatura a pressoflessione nei pilastri, in altezza

- Controllare che le armature varino gradualmente lungo l'altezza
  - Controllare che, andando verso l'alto, non vi siano riduzioni troppo brusche di sezione o armatura
  - Controllare che, andando verso l'alto, non vi sia incremento di armatura (si ricordi che alla base di un pilastro l'armatura che lavora è quella che proviene dal piano inferiore)

### Controllo delle armature indicazioni specifiche - pilastri

#### Armatura a taglio nei pilastri

- Controllare la quantità di staffe in funzione dell'armatura longitudinale disposta
  - La gerarchia delle resistenze consente un controllo con formule molto semplici, indipendentemente dai risultati del calcolo
  - Occorre particolare attenzione per pilastri che siano più corti degli altri (ad esempio per piano di posa a quota variabile, oppure in corrispondenza della scala)

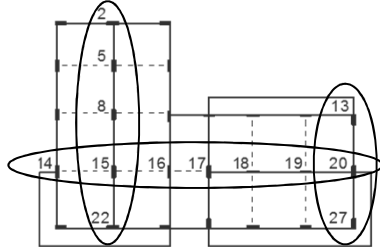
### Definizione delle armature - travi



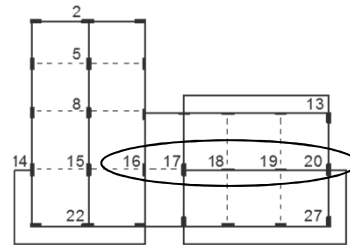
## Primo passo armatura a flessione delle travi

Si parte dall'involuppo dei risultati

Si esaminano come esempio la trave 14-20, la trave 22-2 (molto caricata da carichi verticali) e la trave 27-13 (maggiormente sollecitata da sisma, anche per effetto della rotazione)



## Trave 14-20



## Trave 14-20 momento flettente per schemi di carico base

I impalcato - analisi modale, CD "A"

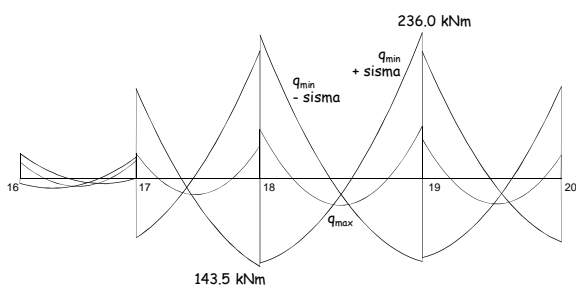
	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
16	-25.8	-15.6	22.1	5.6	0.3	0.5
17	-28.0	-16.9	-15.6	-3.9	-0.2	-0.3
17	-40.0	-23.9	110.4	27.8	1.7	2.4
18	-52.6	-31.5	-159.5	-40.1	-2.4	-3.5
18	-79.1	-47.3	168.6	42.4	2.5	3.7
19	-84.1	-50.3	-169.3	-42.6	-2.5	-3.7
19	-63.6	-38.0	152.3	38.3	2.3	3.4
20	-37.8	-22.6	-115.0	-28.9	-1.7	-2.5

## Trave 14-20 momento flettente

I impalcato

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	x+0.3 y
16	-25.8	-15.6	22.1	5.6	0.3	0.5	22.4	6.0	24.2
17	-28.0	-16.9	-15.6	-3.9	-0.2	-0.3	-15.8	-4.3	-17.1
17	-40.0	-23.9	110.4	27.8	1.7	2.4	112.1	30.2	121.1
18	-52.6	-31.5	-159.5	-40.1	-2.4	-3.5	-161.9	-43.7	-175.0
18	-79.1	-47.3	168.6	42.4	2.5	3.7	171.1	46.1	184.9
19	-84.1	-50.3	-169.3	-42.6	-2.5	-3.7	-171.8	-46.3	-185.7
19	-63.6	-38.0	152.3	38.3	2.3	3.4	154.6	41.7	167.1
20	-37.8	-22.6	-115.0	-28.9	-1.7	-2.5	-116.7	-31.5	-126.2

## Trave 14-20 diagramma del momento flettente (CD "A")

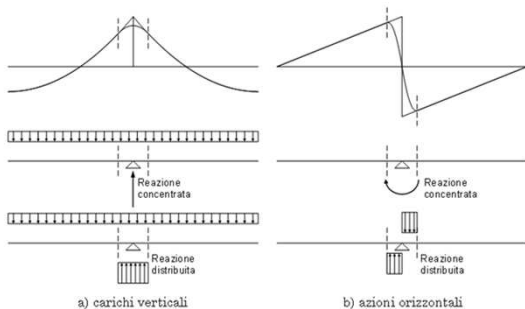


## Primo passo armatura a flessione delle travi

- Si parte dall'involuppo dei risultati
- È possibile far riferimento ai valori a filo pilastro



### Quali valori di $M$ ? meglio i valori al filo pilastro



### Primo passo armatura a flessione delle travi

- Si parte dall'involuppo dei risultati
  - È possibile far riferimento ai valori a filo pilastro
 Ma non eccedere con le spuntature se il pilastro è molto grande, specialmente se l'effetto dei carichi verticali è rilevante
- Per la verifica delle sezioni si usano le formule tradizionali

$$M = \frac{b d^2}{r^2}$$

### Trave 14-20 verifica della sezione

Momento sollecitante massimo (negativo):  
 $M_{Ed} = 236.0 \text{ kNm}$  (in asse)       $181.9 \text{ kNm}$  (a filo)

Momento resistente:  
 con semplice armatura ( $r = 0.0197$ )       $M_{Rd} = \frac{b d^2}{r^2} = 242.4 \text{ kNm}$

con doppia armatura ( $u = 0.25, r' = 0.0171$ )       $M_{Rd} = \frac{b d^2}{r'^2} = 321.7 \text{ kNm}$

La sezione è pienamente accettabile  
 (anche senza armatura in compressione)

### Primo passo armatura a flessione delle travi

- Si parte dall'involuppo dei risultati
  - È possibile far riferimento ai valori a filo pilastro
- Per il progetto (o il controllo) si usano le formule tradizionali

$$A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}}$$

Nota: il diagramma dei momenti risente molto dell'effetto del sisma (forti valori positivi all'appoggio). Questo può condizionare la disposizione delle barre di armatura

### Progetto dell'armatura longitudinale limiti di normativa

Posto:  $\rho = \frac{A_s}{b h}$        $\rho_{comp} = \frac{A_{s,comp}}{b h}$

Deve essere:  $\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{yk}}$

Nota:  
 l'Eurocodice 8 prescrive  $\rho_{min} < 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$

Nel caso in esame (trave 30x60) questo implica che

$$5.6 \text{ cm}^2 < A_s < A_{s,comp} + 14.0 \text{ cm}^2$$

5.1 cm<sup>2</sup> per EC8

NTC 08, punto 7.4.6.2.1

EC8, parte 1.1, punto 5.4.3.1.2 e 5.5.3.1.3

### Progetto dell'armatura longitudinale limiti di normativa

Ulteriori prescrizioni:

- Disporre sempre almeno 2 Ø14 sia sup. che inf.
- Armatura compressa almeno pari al 25% della armatura tesa, sempre, e al 50% della armatura tesa, nelle "zone critiche"
- Armatura superiore, sempre almeno 1/4 dell'armatura massima disposta agli estremi

Zona critica - dal filo pilastro un tratto pari a:

$h_{trave}$  per DC"B"

1.5  $h_{trave}$  per DC"A"

NTC 08, punto 7.4.6.2.1

NTC08, punto 7.4.6.1.1  
 EC8, parte 1.1, punto 5.4.3.1.2 e 5.5.3.1.3



## Progetto dell'armatura longitudinale limiti di normativa

Considerazioni:

- Il limite trovato,  $5.6 \text{ cm}^2 < A_s < A_{s,comp} + 14.0 \text{ cm}^2$  per la trave 30x60, condiziona particolarmente l'armatura minima da disporre
- La normativa dice che questo vale  
"In ogni sezione della trave, salvo giustificazioni che dimostrino che le modalità di collasso della sezione sono coerenti con la classe di duttilità adottata"
- Il riferimento alla "modalità di collasso" farebbe pensare che l'indicazione non serva per le zone centrali (che rimangono sicuramente elastiche)
- Osservare, o no, questo limite nelle zone poco sollecitate può condizionare il diametro minimo delle barre

## Trave 14-20 progetto dell'armatura longitudinale

Momento sollecitante (negativo):  $M_{Ed} = 181.9 \text{ kNm}$

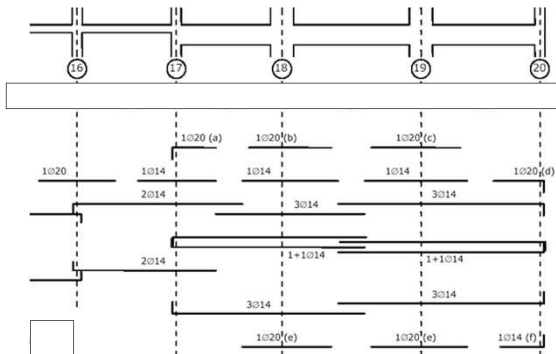
Area di ferro:  $A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 9.22 \text{ cm}^2$

Momento sollecitante (positivo):  $M_{Sd} = 129.5 \text{ kNm}$

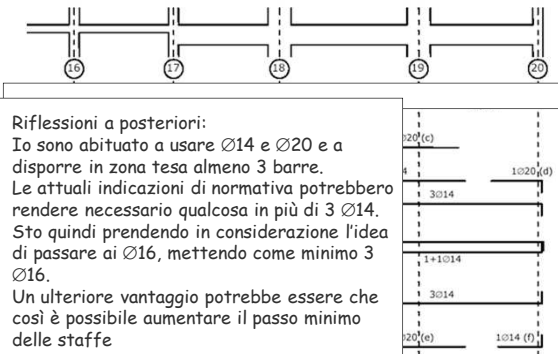
Area di ferro:  $A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 6.57 \text{ cm}^2$

Armatura:  $4 \varnothing 14 + 1 \varnothing 20 \text{ sup}$   $3 \varnothing 14 + 1 \varnothing 20 \text{ inf}$  (pienamente accettabile)

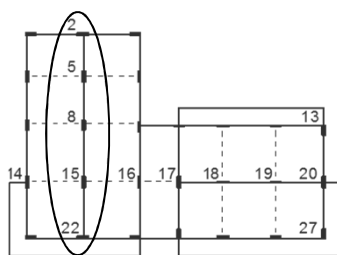
## Trave 14-20 armature a flessione



## Trave 14-20 armature a flessione



## Trave 22-2



## Trave 22-2 momento flettente per schemi di carico base

I impalcato - analisi modale, CD "A"

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
22	-51.5	-30.8	-18.3	67.9	-4.2	-6.1
15	-93.3	-55.6	23.2	-86.0	5.3	7.8
15	-82.0	-47.5	-29.1	107.8	-6.6	-9.7
8	-76.5	-44.2	28.4	-105.2	6.5	9.5
8	-66.2	-39.3	-30.4	112.6	-6.9	-10.2
5	-64.1	-38.4	30.8	-113.8	7.0	10.3
5	-63.1	-37.8	-25.5	94.3	-5.8	-8.5
2	-35.9	-21.5	19.4	-71.9	4.4	6.5

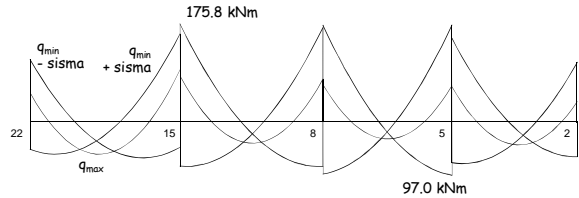


### Trave 22-2 momento flettente

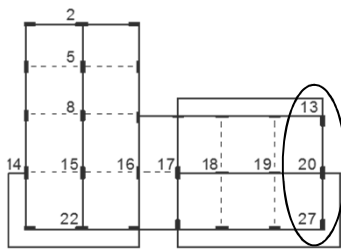
I impalcato

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	y=0.3 x
22	-51.5	-30.8	-18.3	67.9	-4.2	-6.1	22.5	74.1	80.8
15	-93.3	-55.6	23.2	-86.0	5.3	7.8	-28.5	-93.8	-102.3
15	-82.0	-47.5	-29.1	107.8	-6.6	-9.7	35.7	117.6	128.3
8	-76.5	-44.2	28.4	-105.2	6.5	9.5	-34.9	-114.7	-125.1
8	-66.2	-39.3	-30.4	112.6	-6.9	-10.2	37.3	122.8	134.0
5	-64.1	-38.4	30.8	-113.8	7.0	10.3	-37.7	-124.1	-135.4
5	-63.1	-37.8	-25.5	94.3	-5.8	-8.5	31.3	102.8	112.2
2	-35.9	-21.5	19.4	-71.9	4.4	6.5	-23.8	-78.4	-85.5

### Trave 22-2 diagramma del momento flettente (CD "A")



### Trave 27-13



### Trave 27-13 momento flettente per schemi di carico base

II impalcato – analisi modale, CD "A"

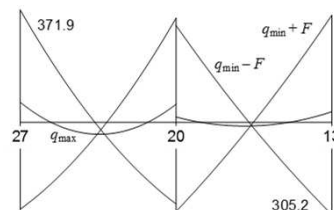
	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
27	-66.3	-42.1	-57.3	265.8	26.4	38.9
20	-59.7	-37.3	53.3	-247.6	-24.6	-36.2
20	-17.6	-12.8	-53.3	247.6	24.6	36.2
13	-35.3	-24.6	57.3	-265.8	-26.4	-38.9

### Trave 27-13 momento flettente

II impalcato

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	y=0.3 x
27	-66.3	-42.1	-57.3	265.8	26.4	38.9	83.7	304.7	329.8
20	-59.7	-37.3	53.3	-247.6	-24.6	-36.2	-77.9	-283.8	-307.1
20	-17.6	-12.8	-53.3	247.6	24.6	36.2	77.9	283.8	307.1
13	-35.3	-24.6	57.3	-265.8	-26.4	-38.9	-83.7	-304.7	-329.8

### Trave 27-13 diagramma del momento flettente (CD "A")



La sezione richiede:  
15.1 cm<sup>2</sup> sup  
13.2 cm<sup>2</sup> inf  
(molto forti, ma forse ancora accettabili)



## Secondo passo armatura a taglio delle travi

### Gerarchia delle resistenze

non si deve avere rottura a taglio;  
quindi il taglio si ricava non dall'analisi strutturale ma da  
condizioni limite di equilibrio

$$V = \frac{ql}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l}$$

$\gamma_{Rd} = 1$  per CD "B"

$\gamma_{Rd} = 1.2$  per CD "A"

NTC 08, punto 7.4.4.1.1

## Campata 17-18 sollecitazioni di calcolo (CD "A")

### Esempio - prima campata

sinistra  
sup. 1 Ø20 + 3 Ø14  
inf. 3 Ø14

$q = 31.7$  kN/m

destra  
sup. 1 Ø20 + 4 Ø14  
inf. 3 Ø14 + 1 Ø20

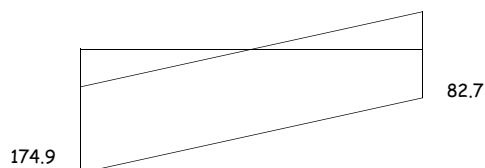
$M_{Rd}$  (kNm)

-161.1  
+97.3

-192.4  
+161.2

$$V = \frac{ql}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{97.3 + 192.4}{2.70} = 46.1 + 128.8 = 174.9 \text{ kN}$$

## Taglio sollecitazioni di calcolo



$$V = \frac{ql}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{97.3 + 192.4}{2.70} = 46.1 + 128.8 = 174.9 \text{ kN}$$

## Campata 17-18 sollecitazioni di calcolo (CD "A")

### Esempio - prima campata

sinistra  
sup. 1 Ø20 + 3 Ø14  
inf. 3 Ø14

$q = 31.7$  kN/m

destra  
sup. 1 Ø20 + 4 Ø14  
inf. 3 Ø14 + 1 Ø20

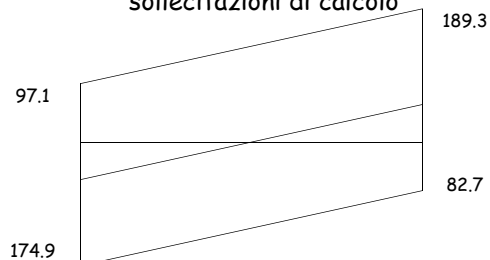
$M_{Rd}$  (kNm)

-161.1  
+97.3

-192.4  
+161.2

$$V = \frac{ql}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{161.1 + 161.1}{2.70} = 46.1 + 143.2 = 189.3 \text{ kN}$$

## Taglio sollecitazioni di calcolo



$$V = \frac{ql}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{161.1 + 161.1}{2.70} = 46.1 + 143.2 = 189.3 \text{ kN}$$

## Armature trasversali (staffe)

### Prescrizioni di normativa:

La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non maggiore della più piccola delle grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale
- 225 mm (per DC "B")      175 mm (per DC "A")
- 8 Ø<sub>min,tra</sub> (per DC "B")      6 Ø<sub>min,tra</sub> (per DC "A")
- 24 Ø<sub>staffe</sub>

avendo Ø14:      6x14 = 84 mm

NTC 08, punto 7.4.6.2.1

se Ø16:      6x16 = 96 ≅ 100 mm



## Armature trasversali (staffe)

Nel caso in esame si ha, ad esempio (per CD "A"):

$$V = 189.3 \text{ kN}$$

che richiede  $\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{189.3 \times 10}{0.9 \times 0.56 \times 391.3 \times 1} = 9.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

Si possono disporre  $\varnothing 8 / 10 \text{ cm}$  alle estremità  
( $\varnothing 8 / 20 \text{ cm}$  nella parte centrale della campata)  
Dovrebbero essere  $\varnothing 8 / 8.4$  per i limiti minimi

Nota: per CD "B" si può usare  $\cot \theta = 2$   
per CD "A" si deve usare  $\cot \theta = 1$

NTC 08, punto 7.4.4.1.2.2

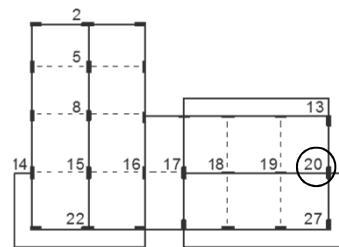
## Definizione delle armature - pilastri

## Terzo passo armatura a pressoflessione dei pilastri

Per la sezione alla base e in testa all'ultimo piano si usano i valori di calcolo

## Pilastri esaminati (come esempio)

Si esamina il pilastro 20

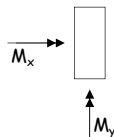


## Pilastro 20, base del I ordine (CD "A") alla base non occorre gerarchia delle resistenze

Schemi di carico base

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
$M_y$	-7.25	-4.34	-58.53	-14.82	-0.92	-1.36
$M_x$	0.36	0.11	72.13	-360.46	-35.46	-52.17
N	991.3	628.3	250.9	62.2	3.6	5.3

N positivo = compressione



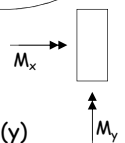
Pilastro con rilevanti carichi verticali

Sollecitato prevalentemente in una direzione (y)

Effetto dell'eccentricità propria ed accidentale abbastanza modesto

## Pilastro 20, base del I ordine (CD "A") alla base non occorre gerarchia delle resistenze

piano		$M_y$ testa (kNm)	$M_x$ testa (kNm)	$M_y$ piede (kNm)	$M_x$ piede (kNm)	N (kN)
1	q <sub>min</sub> + sisma prev. x	52.3	-107.9	-68.6	231.5	903.0
	q <sub>min</sub> - sisma prev. x	-37.8	106.8	60.0	-231.3	353.5
	q <sub>min</sub> + sisma prev. y	31.1	206.1	-38.3	-444.8	772.1
	q <sub>min</sub> - sisma prev. y	-16.6	-207.2	29.7	445.0	484.4



Pilastro con rilevanti carichi verticali

Sollecitato prevalentemente in una direzione (y)

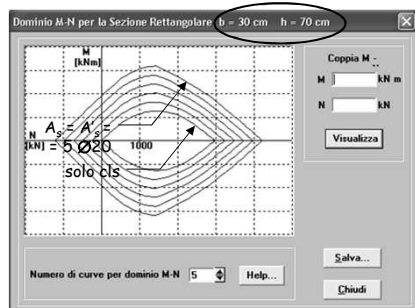
Effetto dell'eccentricità propria ed accidentale abbastanza modesto



## Pilastro 20, base del I ordine dimensionamento armature

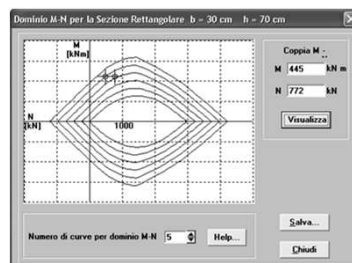
Può essere effettuato separatamente per le due direzioni

Si visualizza bene con domini M-N  
Ad esempio col programma EC2



## Pilastro 20, base del I ordine dimensionamento armature

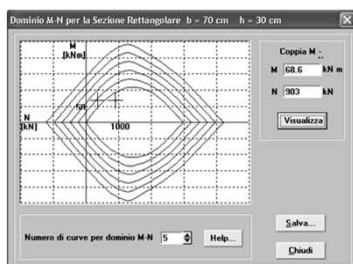
Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



$M_x$  →  
 direzione y  
 $M_{x,max} = 445 \text{ kNm}$   
 con  $N = 484 \div 772 \text{ kN}$   
 occorrono 4 Ø20  
 su ciascun lato corto

## Pilastro 20, base del I ordine dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



$M_x$  →  
 direzione x  
 $M_{y,max} = 68.6 \text{ kNm}$   
 con  $N = 353 \div 903 \text{ kN}$   
 occorrono 1 Ø20  
 su ciascun lato lungo

## Armatura longitudinale nei pilastri limiti di normativa

Nella sezione corrente del pilastro la percentuale di armatura longitudinale deve essere compresa tra i seguenti limiti:

$$1\% \leq \frac{A_s}{A_c} \leq 4\%$$

con  $A_s$  area totale dell'armatura longitudinale e  $A_c$  area della sezione lorda del pilastro

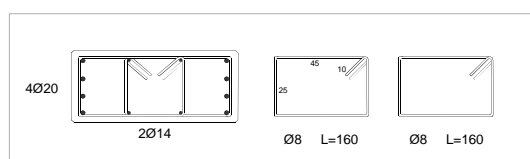
Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm

Per una sezione 30x70:  $21 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq 84 \text{ cm}^2$

NTC 08, punto 7.4.6.2.2

## Pilastro 20, base del I ordine

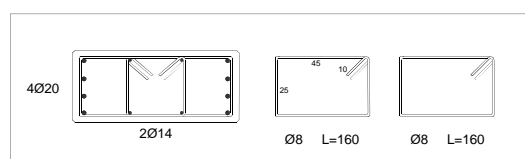
Il pilastro può essere armato con 8 Ø20 e 4 Ø14, con doppia staffa



Poiché i momenti trasversali sono molto bassi in questo caso non occorre una verifica a pressoflessione deviata

## Pilastro 20, base del I ordine

Il pilastro può essere armato con 8 Ø20 e 4 Ø14, con doppia staffa

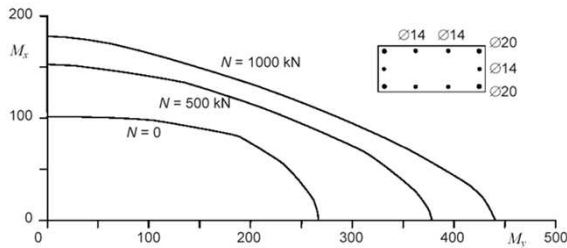


Ai piani superiori le caratteristiche di sollecitazioni si riducono, ma le armature non possono scendere al di sotto di  $21 \text{ cm}^2$ , cioè 4 Ø20 e 6 Ø14 (quindi 2 Ø20 e 1 Ø14 nel lato corto)



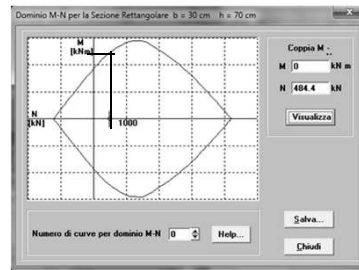
### Verifica a pressoflessione deviata

- Si possono usare domini di resistenza  $M_x, M_y, N$



### Verifica a pressoflessione deviata

- Si possono usare domini di resistenza  $M_x, N$  e  $M_y, N$  per ottenere la resistenza a pressoflessione retta e poi usare formule semplificate

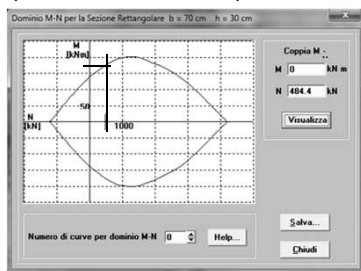


$N = 484.4 \text{ kN}$

$M_{x,Rd} = 491.3 \text{ kNm}$

### Verifica a pressoflessione deviata

- Si possono usare domini di resistenza  $M_x, N$  e  $M_y, N$  per ottenere la resistenza a pressoflessione retta e poi usare formule semplificate



$N = 484.4 \text{ kN}$

$M_{y,Rd} = 175.3 \text{ kNm}$

### Verifica a pressoflessione deviata

- Si possono usare domini di resistenza  $M_x, N$  e  $M_y, N$  per ottenere la resistenza a pressoflessione retta e poi usare formule semplificate

$$\left( \frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd}} \right)^{1.5} + \left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^{1.5} \leq 1$$

$$\left( \frac{445.0}{491.3} \right)^{1.5} + \left( \frac{29.7}{175.3} \right)^{1.5} = 0.906^{1.5} + 0.169^{1.5} = 0.862 + 0.069 = 0.931 < 1$$

### Continua ...

#### armatura a pressoflessione dei pilastri

Per la sezione alla base e in testa all'ultimo piano si usano i valori di calcolo

Per le altre sezioni, i momenti flettenti con cui armare si ricavano dai momenti resistenti delle travi

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$ , in accordo con la formula:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad (7.4.4)$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1.30$  per le strutture in CD "A" e  $\gamma_{Rd} = 1.10$  per le strutture in CD "B",

### Nelle sezioni diverse da quella di base

I valori di progetto si ottengono dal criterio di gerarchia delle resistenze

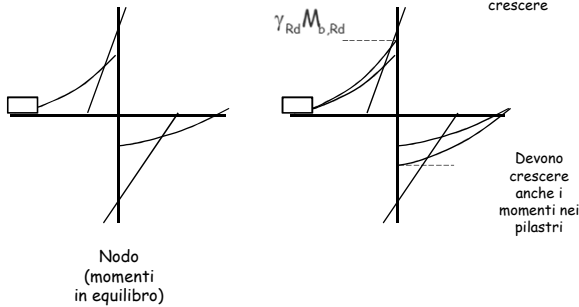
"per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri deve essere maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$  in accordo con la formula  $\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}$ "

Nota: non è precisato come ripartire il momento tra pilastro superiore e inferiore

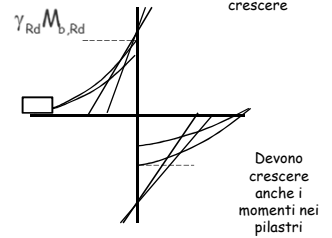
NTC 08, punto 7.4.4.2.1



## Gerarchia delle resistenze pilastro - trave



## Gerarchia delle resistenze pilastro - trave



Se il comportamento fosse elastico, i momenti crescerebbero in proporzione. Ma la struttura va in campo plastico e non ha senso parlare di proporzione.

Si può dare un qualsiasi aumento, purché logico e nel rispetto dell'equilibrio.

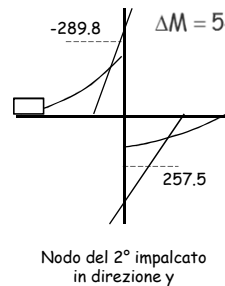
## Per la gerarchia delle resistenze: momenti resistenti delle travi

Tab. 6. Momenti resistenti nelle travi adiacenti al pilastro 20 (kNm)

piano		direzione x			direzione y			rip.
		sin	des	$\Sigma M$	sin	des	$\Sigma M$	
4	$M^+_{Rd}$	-97.3	---	97.3	-160.0	-160.0	321.2	0.38
	$M^-_{Rd}$	97.3	---		161.2	161.2		0.62
3	$M^+_{Rd}$	-128.6	---	128.6	-225.0	-225.0	450.0	0.42
	$M^-_{Rd}$	97.3	---		225.0	225.0		0.58
2	$M^+_{Rd}$	-161.2	---	161.2	-289.8	-289.8	547.3	0.46
	$M^-_{Rd}$	161.2	---		257.5	257.5		0.54
1	$M^+_{Rd}$	-161.2	---	161.2	-289.8	-289.8	547.3	0.50
	$M^-_{Rd}$	161.2	---		257.5	257.5		0.50

Poiché i pilastri mantengono la stessa sezione ai vari piani, ho ripartito il momento (per tutti i pilastri) in proporzione al rapporto tra i tagli globali di piano

## Equilibrio del nodo



Taglio piano 3: 1285 kN

$$\frac{1285}{1285 + 1501} = 0.46$$

Taglio piano 2: 1501 kN

$$\frac{1501}{1285 + 1501} = 0.54$$

Ovviamente è una scelta soggettiva

## Per la gerarchia delle resistenze: valori di calcolo dei pilastri

Tab. 7. Pilastro 20, valori per il progetto delle armature o la verifica delle sezioni

piano	$M_y$ (kNm)	$M_x$ (kNm)	$N$ (kN)		$M_y$ (kNm)	$M_x$ (kNm)	$N$ (kN)	
5	48.1	53.7	74.7	105.2	28.5	158.7	81.7	98.2
4	78.4	93.7	178.1	288.7	31.4	258.9	204.2	262.7
3	97.0	123.7	260.1	492.4	37.7	339.3	315.5	437.0
2	113.2	151.3	325.4	713.8	42.2	384.2	418.0	621.1
1 testa	104.8	107.9	353.6	903.0	31.4	355.7	484.4	772.1
1 piede	68.6	231.5			38.4	445.0		

Ho usato in una direzione i valori da gerarchia delle resistenze e nell'altra i valori di calcolo (o, se maggiore, 0.3 x valori ger. resist. nell'altra direzione)

## Per la gerarchia delle resistenze: valori di calcolo dei pilastri

### Considerazioni:

- I pilastri "di piatto" possono essere considerati secondari, se portano una aliquota molto bassa del taglio di piano  
Esempio: pilastro 20 direzione x porta 1.7÷2.5% del taglio di piano
- In tal caso non sarebbe necessario tener conto della gerarchia delle resistenze
- Io in genere l'ho fatto comunque, perché mi bastava l'armatura minima



## Per la gerarchia delle resistenze: valori di calcolo dei pilastri

### Considerazioni:

- Uno dei pilastri "di piatto" (il 24) è più sollecitato perché compreso tra due pilastri "di coltello"
- Il pilastro 24 direzione x porta 2.1÷4.4% del taglio di piano, mentre i pilastri di coltello portano 6÷7% del taglio di piano
- Comunque non è tanto sollecitato e potrei non tener conto della gerarchia delle resistenze
- Io l'ho fatto in parte, nel senso che ho fatto il calcolo e ho messo un'armatura maggiore della minima ma non pienamente rispettosa della gerarchia delle resistenze

## Tabella dei pilastri

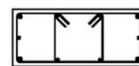
	ordine	V	IV	III	II	I	dalla fon- dazione
pilastro	sezione	armatura					
1	70x30	A	A	A	B	C	C
2	70x30	A	A	A	B	C	C
3	70x30	A	A	A	B	C	C
4	30x70	A	A	A	B	B	B
5	30x70	A	A	A	B	B	B
6	30x70	A	A	A	B	B	B
7	30x70	A	A	A	B	B	B
8	30x70	A	A	A	B	B	B
9	30x70	A	A	A	B	B	B
10	70x30	A	A	A	B	B	B
11	70x30	A	A	A	B	B	B
12	70x30	A	A	A	B	B	B
13	30x70	A	A	C	C	D	D
14	30x70	A	A	A	B	B	B

## Tabella dei pilastri

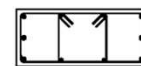
	ordine	V	IV	III	II	I	dalla fon- dazione
pilastro	sezione	armatura					
15	30x70	A	A	A	B	B	B
16	30x70	A	A	A	B	B	B
17	70x30	A	A	A	B	B	B
18	70x30	A	A	A	B	B	B
19	70x30	A	A	A	B	B	B
20	30x70	A	A	C	C	D	D
21	70x30	A	A	A	B	B	B
22	70x30	A	A	A	B	B	B
23	70x30	A	A	A	B	B	B
24	70x30	A	A1	A1	B1	B1	B1
25	70x30	A	A	A	B	B	B
26	70x30	A	A	A	B	B	B
27	30x70	A	A	C	C	D	D

## Tabella dei pilastri

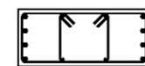
### SEZIONI



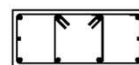
A 30x70  
4Ø20 + 6Ø14



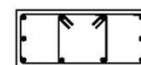
B 30x70  
6Ø20 + 4Ø14



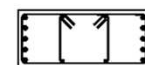
C 30x70  
8Ø20 + 4Ø14



A1 30x70  
8Ø20 + 2Ø14

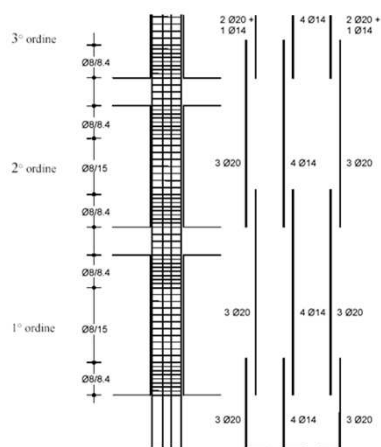


B1 30x70  
10Ø20



D 30x70  
10Ø20 + 4Ø14

## Pilastri: sezione verticale



## Quarto passo armatura a taglio dei pilastri

- I valori del taglio vanno calcolati con lo stesso criterio mostrato per le travi



### Armatura trasversale nei pilastri limiti di normativa

Zona critica:  
dall'estremità del pilastro un tratto pari alla  
maggiore delle seguenti quantità:

Per EC8,  
5.5.3.2.2  
in CD "H"

- il lato maggiore della sezione trasversale 1.5 h
- un sesto dell'altezza netta del pilastro
- 45 cm 60 cm
- tutto il pilastro, se la sua altezza è inferiore a 3 volte il lato maggiore della sezione

Per il pilastro 30x70: 70 cm

NTC 08, punto 7.4.6.1.2 – Eurocodice 8, parte 1.1, punto 5.4.3.2.2

### Armatura trasversale nei pilastri limiti di normativa

Nelle zone critiche devono essere rispettate le  
condizioni seguenti:

- le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe;
- almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, dovrà essere trattenuta da staffe interne o da legature;
- le barre non fissate devono trovarsi a meno di 20 cm (CD "B") o 15 cm (CD "A") da una barra fissata

Le staffe disegnate vanno bene

NTC 08, punto 7.4.6.2.2

### Armatura trasversale nei pilastri limiti di normativa

Il diametro delle staffe di contenimento e legature  
non deve essere inferiore a 6 mm. suggerisco 8 mm  
per le staffe

Nelle zone critiche esse saranno disposte ad un passo  
pari alla più piccola delle quantità seguenti:

per CD "B"	per CD "A"
1/2 lato minore sezione	1/3 lato minore sezione
175 mm	125 mm
8 Ø <sub>min,lon</sub>	6 Ø <sub>min,lon</sub>

Nei tratti di estremità si devono quindi disporre Ø8 / 8.4

Nella parte centrale si metteranno Ø8 / 15

NTC 08, punto 7.4.6.2.2 – EC8, parte 1.1, punti 5.4.3.2.2(11) e 5.5.3.2.2(12)

### Armatura trasversale nei pilastri limiti di normativa

Per le staffe viene inoltre indicato come valore  
minimo

$$\begin{array}{ll} \text{per CD "B"} & \text{per CD "A", zona non critica} \\ \text{per CD "A", zona critica} & \text{per CD "A", zona critica} \\ \frac{A_{st}}{s} \geq 0.08 \frac{f_{cd} b_{st}}{f_{yd}} & \frac{A_{st}}{s} \geq 0.12 \frac{f_{cd} b_{st}}{f_{yd}} \end{array}$$

Per pilastro 30x70, calcestruzzo C25/30, acciaio B450C, CD "A"

$b_{st} = 25 \text{ cm}$   $A_{st} \geq 7.24 - 10.86 \text{ cm}^2 / \text{m}$  ovvero  $\text{Ø}8 / 13.8 - 9.2$

$b_{st} = 65 \text{ cm}$   $A_{st} \geq 18.82 - 28.24 \text{ cm}^2 / \text{m}$  ovvero  $2\text{Ø}8 / 10.6 - 7.1$

Questi valori sembrano eccessivi e non trovano riscontro  
nell'Eurocodice 8

NTC 08, punto 7.4.6.2.2

### Duttilità e armatura trasversale

- Richiesta di normativa europea ed italiana:  
"le zone dove potenzialmente possono formarsi cerniere  
plastiche devono avere grandi capacità di compiere rotazioni  
plastiche"
- La domanda di duttilità può essere espressa, in  
termini di curvatura, con

$$\mu_\phi \geq \begin{cases} 2 q_0 - 1 & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1 + 2(q_0 - 1) T_c / T_1 & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

- Questa deriva dall'ipotesi che la duttilità in termini di  
spostamento  $\mu_\delta$  sia legata a quella in termini di curvatura da

$$\mu_\phi = 2 \mu_\delta - 1 \quad \text{e} \quad \mu_\delta \geq \begin{cases} q & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1 + (q - 1) T_c / T_1 & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

NTC 08, punto 7.4.4

Bozza NTC, punto 7.4.4.1.2

EC8, punto 5.2.3.4

### Duttilità e armatura trasversale

- Richiesta di normativa europea ed italiana:  
"le zone dove potenzialmente possono formarsi cerniere  
plastiche devono avere grandi capacità di compiere rotazioni  
plastiche"
  - La duttilità disponibile, in termini di curvatura, può  
essere valutata come rapporto tra
    - Curvatura corrispondente al raggiungimento della  
deformazione ultima del calcestruzzo confinato (o  
dell'acciaio) oppure ad una riduzione del 15% della  
resistenza massima
    - Curvatura al limite dello snervamento
- La deformazione ultima del calcestruzzo dipende dal  
confinamento fornito dalle staffe

NTC 08, punto 7.4.4

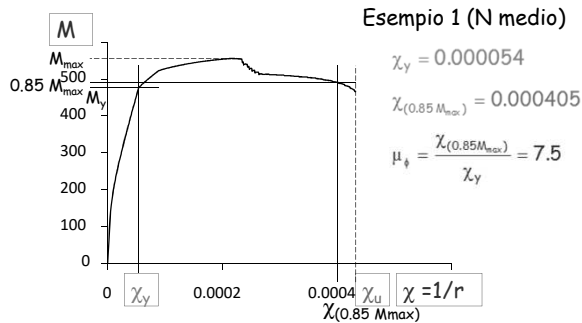
Bozza NTC, punto 7.4.4.1.2

EC8, punto 5.2.3.4



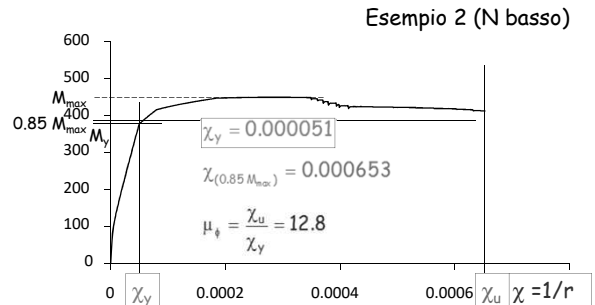
## Duttilità e armatura trasversale

- Duttilità disponibile



## Duttilità e armatura trasversale

- Duttilità disponibile



## Duttilità e armatura trasversale

- Richiesta di normativa europea ed italiana:  
"le zone dove potenzialmente possono formarsi cerniere plastiche devono avere grandi capacità di compiere rotazioni plastiche"
- In alternativa si può controllare che la quantità di staffe sia tale da avere

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi v_d \frac{b_c}{b_0} - 0.35$$

con

$\alpha$  coefficiente di efficacia del confinamento

$\omega_{wd}$  percentuale meccanica di staffe

$v_d$  forza assiale normalizzata

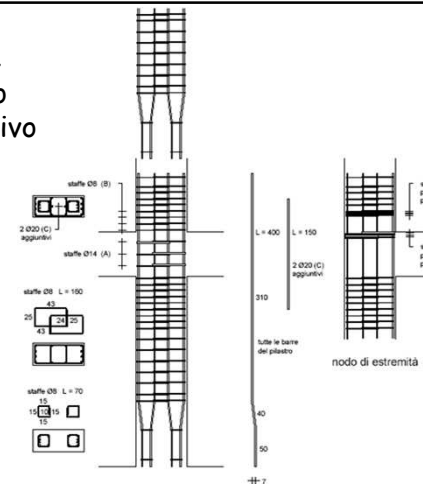
$b_c$  dimensione minima della sezione

$b_0$  dimensione minima del nucleo confinato

Bozza NTC, punto 7.4.6.2.2

EC8, punto 5.4.3.2.2

## Possibile dettaglio costruttivo



## Ulteriori passi

- Verifica ed armatura dei nodi  
(è opportuno armarli bene, ma le regole applicative della norma portano spesso a valori eccessivi, non realizzabili)
- Verifica ed armatura degli impalcati
- Verifica ed armatura degli elementi di fondazione

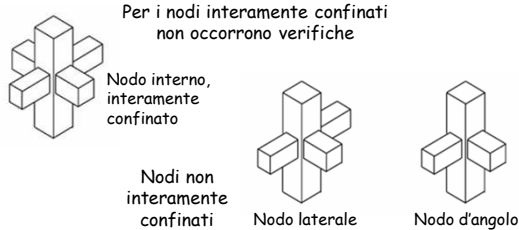
## Nodi



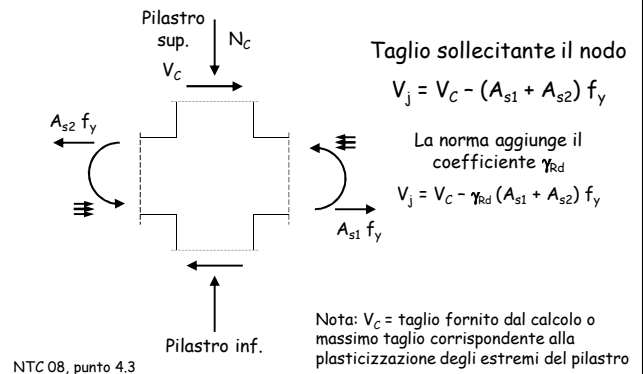
## Confinamento dei nodi

### Nodi interamente confinati

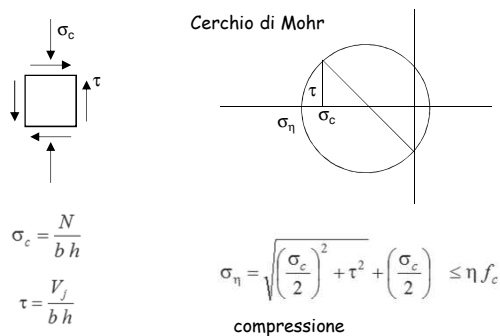
- In ognuna delle 4 facce si innestano travi
- Le travi sono sovrapposte ai pilastri per almeno i  $\frac{3}{4}$  della larghezza del pilastro (e tra loro per i  $\frac{3}{4}$  dell'altezza)



## Azione tagliante nel nodo



## Verifica del nodo compressione - in assenza di specifiche armature



## Verifica del nodo compressione - in assenza di specifiche armature

$$\sigma_\eta = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} + \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq \eta f_c \quad \text{compressione}$$

con semplici passaggi  
(vedi slide seguente)

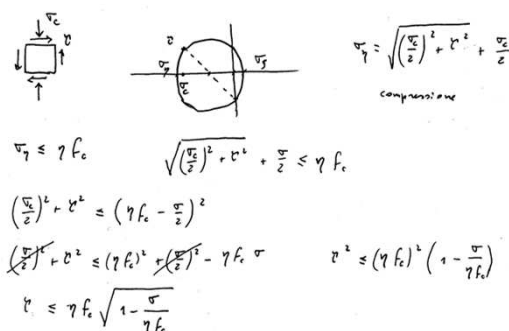
$$\tau \leq \eta f_c \sqrt{1 - \frac{\sigma_c}{\eta f_c}}$$

ovvero  
NTC 08, punto 7.4.4.3.1

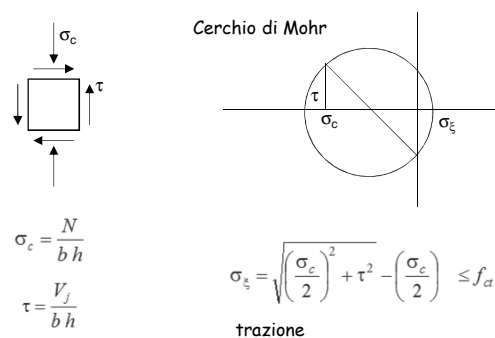
$$V_j \leq \eta f_c b h \sqrt{1 - \frac{v}{\eta}}$$

$$v = \frac{N}{b h f_c} \quad \eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) \quad \begin{array}{ll} \alpha_j = 0.60 & \text{nodo interno} \\ \alpha_j = 0.48 & \text{nodo esterno} \end{array}$$

## Nodo senza armature



## Verifica del nodo trazione - in assenza di specifiche armature





### Verifica del nodo

trazione - in assenza di specifiche armature

$$\sigma_{\eta} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq f_{ct} \quad \text{trazione}$$

si può ottenere

$$\tau \leq f_{ct} \sqrt{1 + \frac{\sigma_c}{f_{ct}}}$$

ovvero

$$V_j \leq f_{ct} b h \sqrt{1 + \frac{N}{b h f_{ct}}}$$

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$$

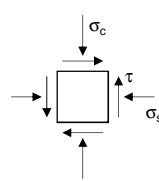
NTC 08

$$f_{ctm} = 0.3 \sqrt{f_c}$$

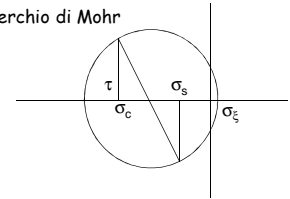
OPCM 3431

### Verifica del nodo

trazione - in presenza di armature orizzontali



Cerchio di Mohr



$$\sigma_c = \frac{N}{b h} \quad \sigma_s = \frac{A_s f_y}{b h}$$

$$\tau = \frac{V_j}{b h}$$

$$\sigma_s = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right) \leq f_{ct}$$

trazione

### Verifica del nodo

trazione - in presenza di armature orizzontali

$$\sigma_s = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right) \leq f_{ct} \quad \text{trazione}$$

con semplici passaggi  
(vedi slide seguente)

$$\tau \leq \sqrt{(f_{ct} + \sigma_c)(f_{ct} + \sigma_s)} \quad \text{per verifica}$$

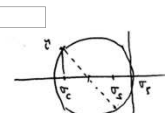
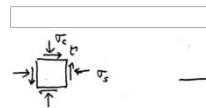
$$\sigma_s \geq \frac{\tau^2}{f_{ct} + \sigma_c} - f_{ct} \quad \text{per progetto armatura}$$

ovvero  
NTC 08, punto 7.4.4.3.1

$$\frac{A_s f_y}{b h} \geq \frac{(V/bh)^2}{f_{ct} + v f_c} - f_{ct}$$

$$v = \frac{N}{b h f_c}$$

### Nodo con armature



$$\sigma_s = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}$$

$$\sigma_s \leq f_{ctd}$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma_c + \sigma_s}{2} \leq f_{ctd}$$

$$\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2 \leq \left(f_{ctd} + \frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right)^2 = f_{ctd}^2 + \left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right)^2 + f_{ctd}(\sigma_c + \sigma_s)$$

$$\frac{\sigma_c^2}{4} + \frac{\sigma_s^2}{4} - \frac{\sigma_c \sigma_s}{2} + \tau^2 \leq f_{ctd}^2 + \frac{\sigma_c^2}{4} + \frac{\sigma_s^2}{4} + \frac{\sigma_c \sigma_s}{2} + f_{ctd} \sigma_c + f_{ctd} \sigma_s$$

$$\tau^2 \leq (f_{ctd} + \sigma_c)(f_{ctd} + \sigma_s)$$

$$\sigma_s \geq \frac{\tau^2}{f_{ctd} + \sigma_c} - f_{ctd}$$

### Staffe nel nodo

- La normativa impone di effettuare le verifiche innanzi indicate solo per nodi non confinati di struttura di classe di duttilità A
  - I valori di staffe nel nodo che si ottengono sono veramente alti, difficilmente proponibili
  - Ci sono studi sperimentali e (sembra) la normativa neozelandese che indicano che serve una minore quantità di staffe nel nodo

### Staffe nel nodo

- La normativa impone comunque, indipendentemente dalla classe di duttilità, di disporre in nodi non confinati una quantità di staffe che rispetti la condizione

$$\frac{n_{st} A_{st}}{i b_j} \geq 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

ovvero che l'interasse  $i$  delle staffe nel nodo sia

$$i \leq \frac{n_{st} A_{st}}{b_j 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}}$$



### Staffe nel nodo

- Esempio
  - $f_{ck}=25 \text{ MPa}$      $f_{yk}=450 \text{ MPa}$
  - $n_{st}=2$              $A_{st}=0.5 \text{ cm}^2$
  - $b_j=30 \text{ cm}$

si ottiene

$$i \leq \frac{2 \times 0.5}{30 \times 0.05 \frac{25}{450}} = 12 \text{ cm}$$

che è un valore pienamente accettabile

### Impalcati

#### 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 (confermato da NTC 08)

### Fondazioni

#### Verifica delle fondazioni

##### 1 - azioni sulle fondazioni

- Le azioni sulle fondazioni devono essere valutate nel rispetto della gerarchia delle resistenze

Si considera quindi agente:

- Lo sforzo normale dovuto a carichi quasi permanenti più azione sismica;
- Il momento resistente del pilastro associato a quel valore dello sforzo normale

Nota: come momento  $M$  non si deve prendere più di:

- $\gamma_{Rd}$  per valore uscito dal calcolo  
( $\gamma_{Rd} = 1.1$  per CD "B", 1.3 per CD "A")
- Il valore che esce dal calcolo con  $q=1$

NTC 08, punto 7.2.5



## Verifica delle fondazioni 2 - fondazioni dirette, criteri di progetto

- Normali verifiche allo stato limite ultimo

Nota: la normativa dice

"le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile" ma questo vuol dire semplicemente che non occorrono accorgimenti particolari, a parte la normale verifica agli SLU

NTC 08, punto 7.2.5

## Verifica delle fondazioni 3 - fondazioni dirette, armature

- Normali armature per allo stato limite ultimo

Nota: armatura longitudinale non inferiore allo 0.2% della sezione

NTC 08, punto 7.2.5

## Verifica delle fondazioni 4 - fondazioni su pali

- Tener conto, se occorre, dell'interazione cinematica
- Disporre un'armatura longitudinale non inferiore allo 0.3% della sezione

NTC 08, punto 7.2.5

## Verifica delle fondazioni 5 - spostamenti relativi

- Tener conto degli effetti che possono essere indotti da spostamenti relativi
- Non occorre calcolo specifico di tali effetti se si collegano le fondazioni con un reticolo di travi o con una piastra in grado di sopportare azioni assiali:

$$0.3 N_{sd} a_{max}/g \quad \text{per suolo tipo B}$$

$$0.4 N_{sd} a_{max}/g \quad \text{per suolo tipo C}$$

$$0.6 N_{sd} a_{max}/g \quad \text{per suolo tipo D}$$

$N_{sd}$  = valore medio delle forze verticali sugli elementi collegati

$$a_{max} = a_g S$$

NTC 08, punto 7.2.5



Corsi di aggiornamento  
Progettazione in zona sismica  
**Procedure semplificate e calcoli manuali  
per il controllo dell'ordine di grandezza  
dei risultati ottenuti dal programma di calcolo**

08 - Influenza delle tamponature e altri problemi di modellazione

Vasto  
30 settembre - 1 ottobre 2016  
Aurelio Ghersi

## Influenza delle tamponature

### Modellazione della struttura

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza

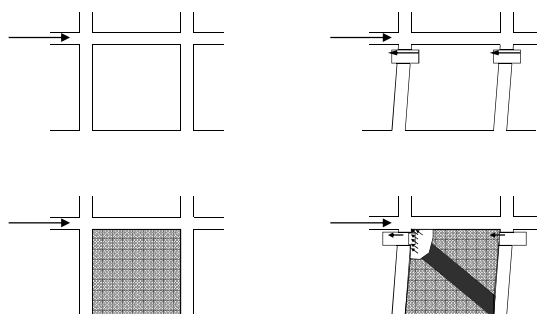
Gli elementi non strutturali (quali tamponature e tramezzi) possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidità e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora tale contributo modifichi significativamente il comportamento del modello

In quali casi il contributo degli elementi non strutturali modifica il comportamento?

NTC 08, punto 7.2.6

Bozza NTC, punto 7.2.6

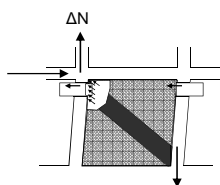
### Elementi non strutturali (tramezzi, tamponature)



### Elementi non strutturali (tramezzi, tamponature)

Effetto locale su travi e pilastri:

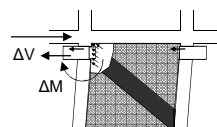
- variazione dello sforzo normale nei pilastri (dovuto alla componente verticale della forza nel pannello murario)



### 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)





### 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:  
M. Pagano  $B = 0.5 A_p / l_d \Rightarrow B \cong 0.20 \div 0.25 l_d$   
B. Stafford Smith  $B \cong 0.15 \div 0.30 l_d$   
D.M. 2/7/81  $B \cong 0.10 l_d$

$A_p$  = area del pannello murario



## Modellazione (e verifica) dell'impalcato

## Modellazione della struttura

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in cemento armato di almeno 40 mm di spessore

L'ipotesi di impalcato rigido è fondamentale nella modellazione della struttura

È comunque necessario verificare la rigidità e la resistenza dell'impalcato

NTC 08, punto 7.2.6

Bozza NTC, punto 7.2.6

## 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

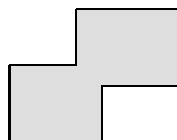
Impalcato deformabile:

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

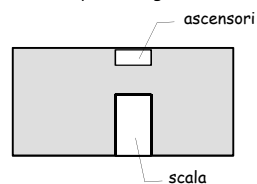
## Irregolarità strutturali per l'impalcato

Forma poco compatta, presenza di grosse rientranze, grossi fori o parti mancanti nell'impalcato:

riduce localmente la resistenza e rende possibili grosse deformazioni localizzate



qui la debolezza è evidente



in altri casi uno sguardo superficiale può trarre in inganno

## 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 irrigiditi):

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

Variazione della rigidità 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

## Interazione terreno-fondazione-struttura



## Modellazione della struttura

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza

Nella definizione dell'azione sismica sulla struttura, si possono considerare la deformabilità del complesso fondazione-terreno e la sua capacità dissipativa

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

NTC 08, punto 7.2.6

Bozza NTC, punto 7.2.6

## Struttura, fondazione e terreno

Effetto della deformabilità della fondazione (comportamento statico):

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



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

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

## Struttura, fondazione e terreno

Effetto della deformabilità della fondazione (comportamento dinamico):

- 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

Effetto della deformabilità della fondazione (comportamento dinamico):

- maggiore deformabilità complessiva



La bozza delle NTC pone un limite alla possibile riduzione di azione sismica:

"Ove si effettuino analisi di interazione terreno struttura, la risultante globale di taglio e sforzo normale trasmessa all'estradosso della fondazione della costruzione deve essere almeno pari al 70 % di quella ottenuta da identico modello strutturale con vincoli fissi all'estradosso della fondazione e con input sismico corrispondente allo spettro di risposta per sottosuolo tipo A"

Bozza NTC, punto 7.2.6

## 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



Corsi di aggiornamento  
Progettazione in zona sismica  
**Procedure semplificate e calcoli manuali  
per il controllo dell'ordine di grandezza  
dei risultati ottenuti dal programma di calcolo**

09 - Edifici in cui sono presenti pareti

Vasto  
30 settembre - 1 ottobre 2016  
Aurelio Ghersi

## Pareti presenti solo al primo livello

### Tipologia in esame

- Edifici con pareti presenti solo al primo livello (in genere interrato)

- Le pareti devono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato

Nota: le pareti di solito sono quelle che servono da contenimento al terreno



Se le pareti non possono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato è indispensabile staccarle dalla struttura

Ovvero: le pareti di contenimento del terreno devono essere arretrate e separate da pilastri, travi e impalcato

### Tipologia in esame

- Edifici con pareti presenti solo al primo livello (in genere interrato)

La nuova bozza di normativa ribadisce il concetto:

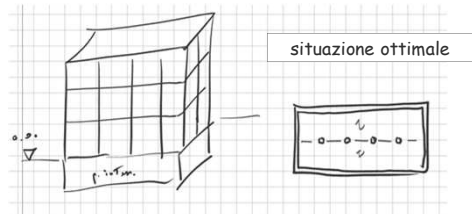
Qualora, immediatamente al di sopra della fondazione, sia presente una struttura scatolare rigida, purché progettata con comportamento non dissipativo, i controlli sulla regolarità in altezza possono essere riferiti alla sola struttura soprastante la scatolare, a condizione che quest'ultima abbia rigidità rispetto alle azioni orizzontali significativamente maggiore di quella della struttura ad essa soprastante. Tale condizione si può ritenere soddisfatta se gli spostamenti della struttura soprastante la scatolare, valutati su un modello con incastri al piede, e gli spostamenti della struttura soprastante, valutati tenendo conto anche della deformabilità della struttura scatolare, sono sostanzialmente coincidenti.

Bozza NTC, punto 7.2.1

### Tipologia in esame

- Edifici con pareti presenti solo al primo livello (in genere interrato)

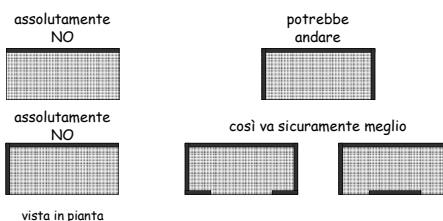
- Le pareti devono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato



### Tipologia in esame

- Edifici con pareti presenti solo al primo livello (in genere interrato)

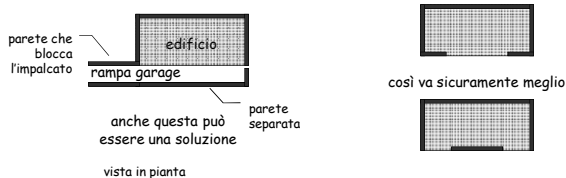
- Le pareti devono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato





## Tipologia in esame

- Edifici con pareti presenti solo al primo livello (in genere interrato)
  - Le pareti devono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato



## Tipologia in esame

- Edifici con pareti presenti solo al primo livello (in genere interrato)
  - Le pareti devono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato
  - Le pareti possono essere considerate come "pareti estese debolmente armate"

## Pareti estese debolmente armate

- Definizione di normativa

Per la singola direzione:

- Periodo fondamentale non superiore a  $T_c$
- Almeno due pareti con  $l_w \geq \text{MIN}(4.00 \text{ m}; 2/3 h_w)$
- Le pareti portano almeno il 20% del carico gravitazionale

Definizione poco significativa: in sostanza

- Devono essere estese
- Devono essere molto rigide (tanto da bloccare bene il primo impalcato)

NTC 08, punto 7.4.3.1

## Pareti estese debolmente armate

- Definizione di normativa

La nuova bozza di normativa chiarisce meglio il concetto:

Una struttura a pareti è da considerarsi come **struttura a pareti estese debolmente armate** se le pareti sono caratterizzate da un'estensione a buona parte del perimetro della pianta strutturale e sono dotate di idonei provvedimenti per garantire la continuità strutturale così da produrre un efficace comportamento scatolare. Inoltre, nella direzione orizzontale d'interesse, la struttura deve avere un periodo fondamentale, in condizioni non fessurate e calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a  $T_c$

Bozza NTC, punto 7.4.3.1

## Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Occorre esaminare in maniera distinta la struttura a pareti del primo livello e la struttura a telaio sovrastante

- Usare fattori di struttura diversi per le due strutture
- È possibile usare modelli geometrici distinti per le due strutture (ognuno col proprio  $q$ )
- Se più comodo, si può usare un unico modello geometrico che comprende entrambe le strutture, calcolandolo con i due diversi fattori di struttura (e usando per ciascuna struttura il calcolo appropriato)

NTC 08, punto 7.4.3.2

## Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Pareti al primo livello

Sono sostanzialmente strutture a pareti non accoppiate di classe di duttilità B

- Fattore di struttura:

$$q_0 = 3 k_w$$

ma in questo caso  $k_w = 0.5$  perché  $l_w \gg h_w$

$$\text{quindi } q_0 = 1.5$$

inoltre  $K_R = 1.0$  perché le pareti sono solo a un piano

$$\text{quindi } q = 1.5$$

NTC 08, punto 7.4.3.2



## Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Pareti al primo livello

Sono sostanzialmente strutture a pareti non accoppiate di classe di duttilità B

- Fattore di struttura:

$$q = 1.5$$

- Amplificazione del taglio:

per pareti estese debolmente armate il taglio dovrebbe essere amplificato di  $(q+1)/2$  e quindi di 1.25 (vedi più avanti, tipologia pareti non accoppiate)

questa mi sembra una cautela eccessiva, ma comunque poco rilevante

NTC 08, punto 7.4.4.5.1

## Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Struttura a telaio sovrastante

È a tutti gli effetti una struttura a telaio (può essere di CD "A" oppure "B")

- Fattore di struttura:

come per una qualsiasi struttura a telaio

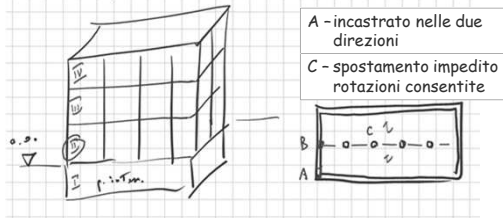
- Nel modello geometrico (e nel giudizio sulla regolarità) fare attenzione al diverso comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

## Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Struttura a telaio sovrastante

- Diverso comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)



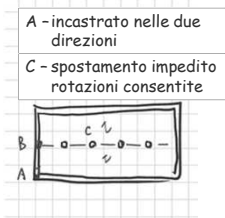
## Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Struttura a telaio sovrastante

- Diverso comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

La regolarità in pianta e la regolarità in altezza del telaio possono essere condizionate dal diverso comportamento dei pilastri in funzione del vincolo



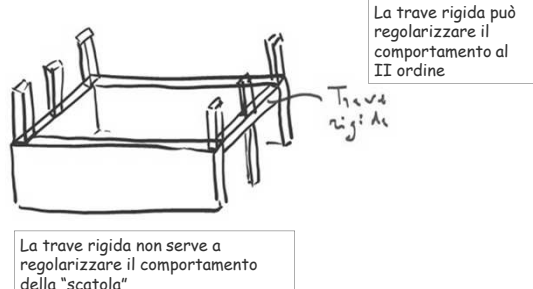
## Comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

- Modellazione e comportamento



## Comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

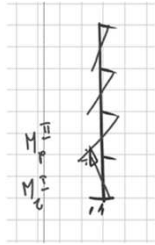
- Modellazione e comportamento





### Comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

- Modellazione e comportamento



Comportamento di un pilastro  
che parte dal I ordine

Inversione del taglio (e della  
pendenza del momento flettente)

Se le travi sono a spessore:

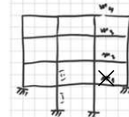
$$M_t^I \cong M_p^{II}$$

Se le travi sono rigide:

$$M_t^I \ll M_p^{II}$$

### Comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

- La struttura si comporta come se avesse un piano in meno, cioè come se partisse dal II ordine
- La previsione delle sollecitazioni (per la relazione secondo il capitolo 10) può essere fatta con un piano in meno
  - Nella ripartizione del taglio tra i pilastri occorre tenere conto della differenza di rigidità dovuta al diverso grado di vincolo al piede del II ordine



### Modellazione globale della struttura

È condizionata dal programma che si usa. Si possono seguire due vie:

1. Descrivere solo la struttura a telaio, inserendo opportuni vincoli che simulano l'effetto della scatola rigida al I ordine
2. Descrivere anche le pareti (ed il primo impalcato)

### Modellazione globale della struttura 1. Solo telaio

- Pilastri che partono dalla parete:
  - Se al di sotto vi sono pareti che li bloccano nelle due direzioni, considerare alla base un incastro per entrambe le direzioni
  - Se la parete vincola in una sola direzione, mettere alla base un incastro per quella direzione e un incastro rotazionalmente cedevole per l'altra (la rigidità rotazionale del vincolo può essere schematizzata con modelli semplici)

### Modellazione globale della struttura 1. Solo telaio

- Pilastri che partono dalla fondazione:
  - Imporre alla base un vincolo coerente con la rigidità della fondazione
  - Imporre in testa al primo ordine un vincolo che impedisce gli spostamenti orizzontali (per simulare l'effetto dell'impalcato bloccato) ma non le rotazioni
- Il primo impalcato non è descritto nel modello e le relative masse non sono assegnate allo schema

### Modellazione globale della struttura 2. Anche le pareti

- a) Pareti modellate con elementi bidimensionali
  - Gli elementi bidimensionali non vincolano i nodi alla rotazione (i pilastri che partono dalla parete risulterebbero incernierati). I programmi usano vari artifici per eliminare il problema
  - Gli elementi bidimensionali non danno un vincolo fuori piano. Anche per questo occorre usare artifici
  - Evitare di assegnare una massa alle pareti, perché questo darebbe luogo ad un numero elevatissimo di ulteriori modi di oscillazione libera, che farebbero solo confusione



## Modellazione globale della struttura

### 2. Anche le pareti

- b) Pareti modellate con elementi monodimensionali
  - Si possono inserire aste verticali in prosecuzione dei pilastri sovrastanti, ma occorre scegliere opportunamente la sezione di queste aste
  - È opportuno inserire anche aste orizzontali, a mo' di travi, per limitare le rotazioni dei nodi

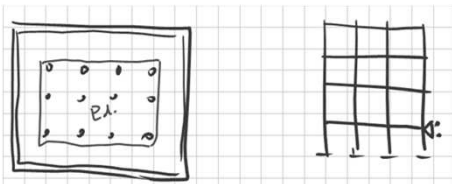
## Modellazione globale della struttura

### 2. Anche le pareti

- Primo impalcato
  - Può essere modellato come vincolo mutuo tra i nodi, per rappresentare un impalcato indeformabile nel suo piano
  - Può essere preferibile non assegnare al primo impalcato la massa che gli compete. Se lo si fa, questa massa verrebbe eccitata solo dagli ultimi modi (che sono sicuramente irrilevanti) e si faticherebbe a raggiungere formalmente l'85% della massa partecipante

## Edifici con base molto più estesa

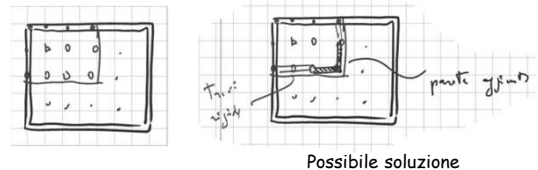
- Con l'edificio in posizione simmetrica



- Problemi:
  - Maggiori sollecitazioni nell'impalcato
  - Rischio di cedimenti differenziali (maggiori al centro) da evitare con fondazioni rigide

## Edifici con base molto più estesa

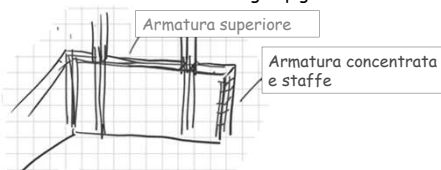
- Con l'edificio in posizione non simmetrica



- Ulteriori problemi:
  - Dissimmetria → rischio di rotazione del primo impalcato

## Calcolo e armature pareti

- Le pareti sono sovrabbondanti
  - Il calcolo con  $q=1.5$  (ma anche con  $q=1$ ) non dovrebbe fornire risultati che creano difficoltà
  - Si può armare anche basandosi sui minimi e sul buon senso
- Armature
  - Per la flessione:
    - Armature concentrate negli spigoli e incroci di muro



## Calcolo e armature pareti

- Le pareti sono sovrabbondanti
  - Il calcolo con  $q=1.5$  (ma anche con  $q=1$ ) non dovrebbe fornire risultati che creano difficoltà
  - Si può armare anche basandosi sui minimi e sul buon senso
- Armature
  - Per la flessione:
    - Armature concentrate negli spigoli e incroci di muro
    - Armature concentrate in corrispondenza dei pilastri sovrastanti (le stesse del piano di sopra)

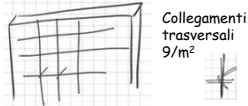


- Portare l'armatura di attesa fino al piede della parete
- Staffarla bene



### Calcolo e armature pareti

- Le pareti sono sovrabbondanti
  - Il calcolo con  $q=1.5$  (ma anche con  $q=1$ ) non dovrebbe fornire risultati che creano difficoltà
  - Si può armare anche basandosi sui minimi e sul buon senso
- Armature
  - Per la flessione:
    - Armature concentrate negli spigoli e incroci di muro
    - Armature concentrate in corrispondenza dei pilastri sovrastanti (le stesse del piano di sopra)
  - Per il taglio:
    - Mettere armature diffuse (orizzontali e verticali) almeno pari allo 0.2% (per  $b_w=30$  cm,  $6$  cm<sup>2</sup>/m)



### Calcolo e armature pareti

- Le pareti sono sovrabbondanti
  - Il calcolo con  $q=1.5$  (ma anche con  $q=1$ ) non dovrebbe fornire risultati che creano difficoltà
  - Si può armare anche basandosi sui minimi e sul buon senso
- Armature
  - Per la flessione:
    - Armature concentrate negli spigoli e incroci di muro
    - Armature concentrate in corrispondenza dei pilastri sovrastanti (le stesse del piano di sopra)
  - Per il taglio:
    - Mettere armature diffuse (orizzontali e verticali) almeno pari allo 0.2% (per  $b_w=30$  cm,  $6$  cm<sup>2</sup>/m)
  - Per lo scorrimento:
    - Attenzione se lo sforzo normale è basso Se occorre, mettere barre inclinate

### Pareti presenti a tutti i livelli

### Considerazioni generali

Quando sono presenti pareti a tutti i livelli:

- Le pareti non possono essere trascurate "a vantaggio di sicurezza", perché in ogni caso portano una parte rilevante dell'azione sismica e condizionano il comportamento complessivo
  - Ad esempio, la presenza di pareti in c.a. intorno al vano ascensore stravolge completamente la risposta sismica
- Le pareti devono essere concepite e dimensionate in maniera da sopportare sostanzialmente l'intera azione sismica

### Impostazione della struttura Pareti

- L'azione sismica deve essere affidata sostanzialmente alle pareti
- Le pareti devono essere presenti a tutti i piani e mantenere dimensioni costanti lungo l'altezza o variare con gradualità
- Le pareti devono avere dimensioni nettamente maggiori a quelle dei pilastri



La scelta della tipologia deve essere chiara. Non si può arrivare alle pareti aumentando via via, a tentativi, le dimensioni di alcuni pilastri

### Impostazione della struttura Pareti

- È preferibile che le pareti abbiano dimensioni tra loro comparabili

La rigidità di ciascuna parete è legata sia al momento d'inerzia (deformabilità flessionale) che all'area (deformabilità tagliante).  
Avere pareti di lunghezza molto diversa rende difficile stimare bene la loro rigidità e valutare quale aliquota dell'azione sismica porterà ciascuna



## Impostazione della struttura

### Pareti

Quante pareti?

- Impostazione tradizionale:  
un numero minimo di pareti, sufficientemente grandi (per esempio, due per ciascuna direzione)

Con le vecchie normative, poche pareti di dimensioni non eccessive erano in genere sufficienti

Con le norme attuali si rischia di avere pareti esageratamente grandi

## Impostazione della struttura

### Pareti

Quante pareti?

- Impostazione diffusa in alcune zone (Friuli):  
un numero più alto di pareti, non particolarmente grandi (per esempio, 5-6 per ciascuna direzione)

Può risultare più semplice inserire pareti piccole nell'architettone

È più semplice garantire un vincolo d'incastro alla base

## Impostazione della struttura

### Pareti

- Le pareti devono essere disposte in modo da garantire un comportamento bilanciato, anche quando la pianta non è simmetrica
- Le pareti devono essere disposte in modo da garantire una elevata rigidità rotazionale. Devono quindi essere disposte perimetralmente

## Impostazione della struttura

### Pareti

- Le pareti devono avere un efficace vincolo al piede (sostanzialmente un incastro)

La parete si comporta sostanzialmente come mensola. Una mensola senza incastro è labile



Come garantire l'incastro ?

## Impostazione della struttura

### Incastro alla base

L'incastro può essere realizzato con:

- Un reticolo di travi di fondazione
  - Le travi di fondazione (in particolare quella sotto ciascuna parete) devono avere una sezione di rigidità e resistenza comparabile a quella della parete
  - Le travi ortogonali (che formano il reticolo) distribuiscono l'azione su un'area più grande ed aiutano a limitare i cedimenti

La soluzione è accettabile se le pareti hanno sezione non molto lunga; in caso contrario l'altezza delle travi di fondazione diventa improponibile

## Impostazione della struttura

### Incastro alla base

L'incastro può essere realizzato con:

- Travi di fondazione su pali
  - I pali saranno soggetti a forti trazioni/compressioni
  - Le travi di fondazione dovrebbero essere lunghe, per aumentare il braccio delle azioni sui pali, ma come conseguenza devono essere anche molto rigide e resistenti

La soluzione è accettabile solo in terreni che consentano di far lavorare bene i pali a trazione



## Impostazione della struttura

### Incastro alla base

L'incastro può essere realizzato con:

- Un insieme scatolare di pareti del cantinato
  - Se le pareti dell'edificio partono dalle pareti del cantinato l'incastro è facilmente garantito

È la soluzione preferibile sempre, ma in particolare quando le pareti hanno sezione molto lunga

## Impostazione della struttura

### Incastro alla base

L'incastro può essere realizzato con:

- Un insieme scatolare di pareti del cantinato
  - Se le pareti dell'edificio poggiano su una fondazione non rigida ma sono bloccate a livello del primo impalcato, fondazione e impalcato costituiscono due appoggi sostanzialmente equivalenti a un incastro

Problemi:

- Al primo ordine brusca variazione di  $M$  e quindi taglio molto forte, spesso inaccettabile
- Azione concentrata sull'impalcato, che risulta molto sollecitato e non può più essere considerato infinitamente rigido

## Impostazione della struttura

### Pareti e telai

Idealmente il compito di pareti e telai è ben definito:

- Le pareti portano l'azione sismica
- I telai (pilastri più travi) portano i carichi verticali

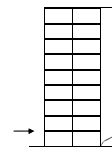
Questo consente di esaminarli separatamente nell'impostare la carpenteria

In realtà:

- Le pareti, che lavorano come mensole, ai piani superiori tendono ad appoggiarsi ai telai
- Agli ultimi piani i telai portano un'aliquota rilevante dell'azione sismica

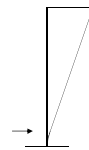
## Pareti e telai

### Comportamento a mensola e comportamento a telaio



Telaio (con travi rigide)

Forze applicate ai piani inferiori provocano grossi spostamenti ...  
... ma gli spostamenti non aumentano ai piani superiori



Mensole (pareti)

Forze applicate ai piani inferiori provocano piccoli spostamenti ...  
... ma gli spostamenti aumentano di molto ai piani superiori

## Impostazione della carpenteria

Travi e pilastri portano principalmente i carichi verticali ma anche modeste azioni orizzontali (più rilevanti ai piani superiori)

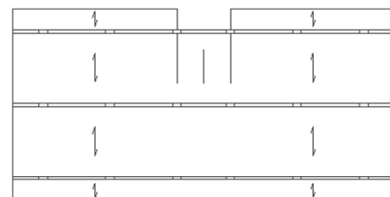
Può essere utile scindere il problema in due fasi:

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

## Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

- Una carpenteria pensata per soli carichi verticali può, al limite, avere questo aspetto

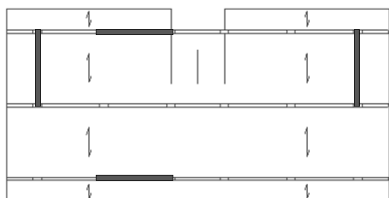




### Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

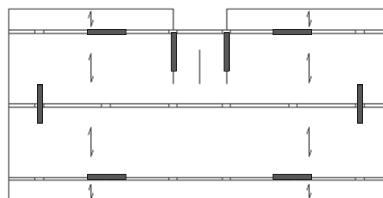
- Occorre inserire le pareti per le azioni orizzontali
  - Le pareti sono molto resistenti e rigide e quindi ne potrebbero bastare poche



### Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

- Occorre inserire le pareti per le azioni orizzontali
  - Sono condizionanti la posizione delle aperture e quella dei pilastri già previsti

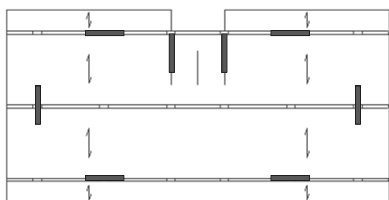


Può essere più semplice disporre un numero più alto di pareti, di dimensioni minori

### Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

- Occorre inserire le pareti per le azioni orizzontali
  - È bene conferire uguale rigidezza nelle due direzioni

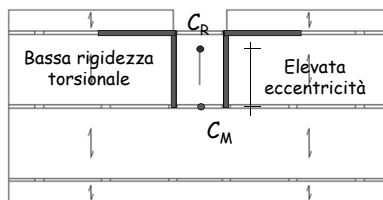


... e contemporaneamente garantire il bilanciamento e una buona rigidezza rotazionale

### Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

- Occorre inserire le pareti per le azioni orizzontali
  - La configurazione delle pareti deve essere bilanciata, per evitare un cattivo comportamento rotazionale

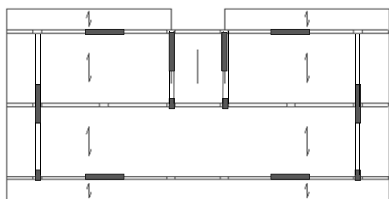


Questa configurazione non va bene

### Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

- Completare la struttura
  - Cercare di realizzare una configurazione bilanciata anche per i pilastri

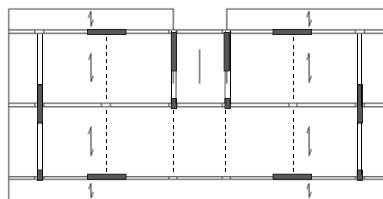


Agli ultimi piani questo potrebbe essere importante

### Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

- Completare la struttura
  - Aggiungere altre travi, a spessore, che sono però irrilevanti ai fini sismici





Corsi di aggiornamento  
Progettazione in zona sismica  
**Procedure semplificate e calcoli manuali  
per il controllo dell'ordine di grandezza  
dei risultati ottenuti dal programma di calcolo**

10 - Edifici in muratura

Vasto  
30 settembre - 1 ottobre 2016  
Aurelio Ghersi

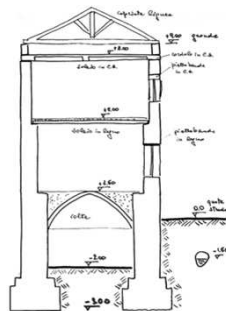
## Edifici in muratura

- La muratura è un materiale usato da millenni. Non è possibile parlare in astratto di "edificio in muratura" ma occorre specificarne alcune caratteristiche.
- Una utile classificazione è stata proposta da Pagano
  - Edifici della I classe
  - Edifici della II classe
  - Edifici della III classe
- Gli edifici reali possono racchiudere caratteristiche di più classi

## Classificazione degli edifici

Edificio reale, che racchiude  
elementi e caratteristiche  
appartenenti a più classi

- Volte
- Solai in legno
- Solai in c.a.



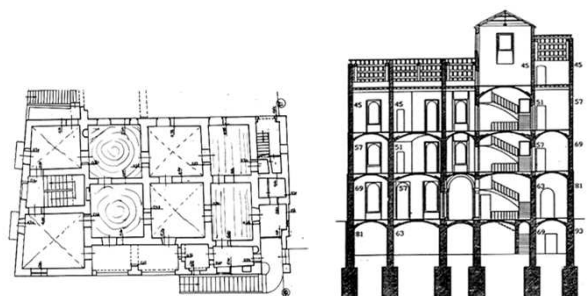
## Classificazione degli edifici Edifici della prima classe

Sono caratterizzati da:

- Volte ed archi spingenti
- Muri di elevato spessore
- Altezza contenuta



## Classificazione degli edifici Edifici della prima classe

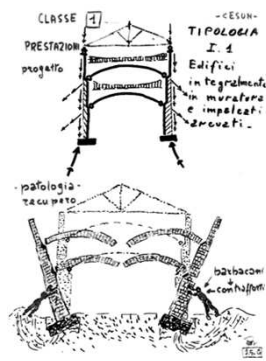




## Classificazione degli edifici

### Edifici della prima classe

Le pareti di facciata  
sopportano le spinte delle  
volte e possono ribaltare  
verso l'esterno (fenomeno  
instabile non lineare)



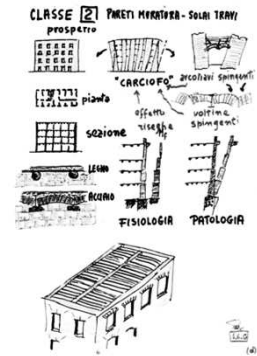
### Classificazione degli edifici

#### Edifici della seconda classe

Sono caratterizzati da:

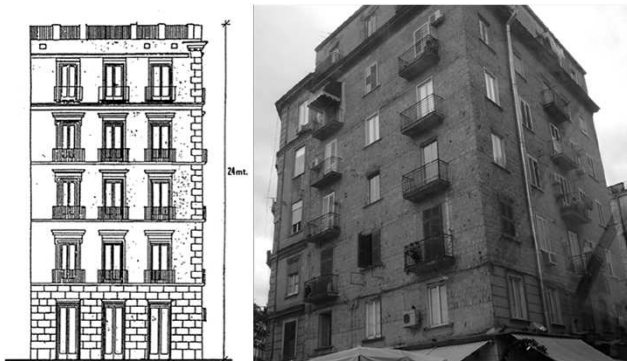
- Pareti murarie continue per tutta l'altezza dell'edificio
- Solai isostatici con travi in legno e, dalla fine del 1800, in ferro

L'introduzione delle travi metalliche non produce alcun miglioramento dello schema statico globale



### Classificazione degli edifici

#### Edifici della seconda classe



### Classificazione degli edifici

#### Edifici della seconda classe

- Ripartizione non uniforme dei carichi verticali
- Micro effetti spingenti di voltine e piattabande
- Rottura delle croci di muro
- Eccentricità di forma delle pareti perimetrali e mancanza di incatenamenti

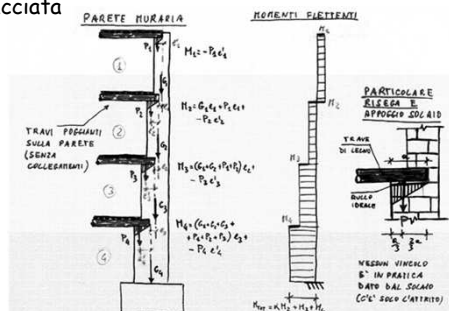
L'edificio tende ad aprirsi a "carciofo"



### Classificazione degli edifici

#### Edifici della seconda classe

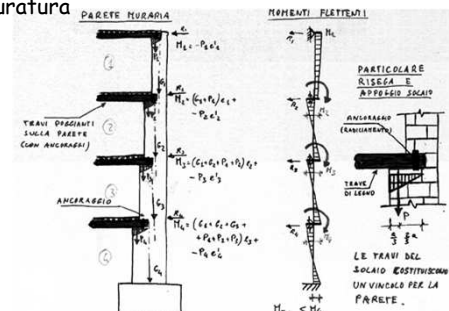
- Effetto benefico dei solai portati dalle pareti di facciata



### Classificazione degli edifici

#### Edifici della seconda classe

- Effetto favorevole dei collegamenti delle travi alla muratura





### Comportamento sismico di edifici di classe I e II

Se la muratura è molto scadente tende a disgregarsi, senza che il muro abbia un comportamento monolitico



### Comportamento sismico di edifici di classe I e II

Se è migliore, le pareti di facciata, pur monolitiche, tendono a ribaltare verso l'esterno



### Comportamento sismico di edifici di classe I e II

Le pareti di facciata tendono a ribaltare verso l'esterno



### Comportamento sismico di edifici di classe I e II

Le pareti di facciata tendono a ribaltare verso l'esterno



### Comportamento sismico di edifici di classe I e II

Edificio della I classe



Sono crollate per ribaltamento fuori dal piano le pareti di facciata poco caricate e scarsamente ammassate (anche se non soggette alle spinte delle volte).

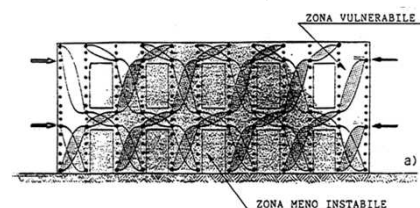
Edificio della II classe



Il ribaltamento di qualche parete di facciata determina il crollo dei solai a tutti i piani.

### Comportamento sismico di edifici di classe I e II

- Se le pareti non ribaltano fuori piano, se ne può analizzare il comportamento nel piano
- Si formano puntoni compressi inclinati che riportano il carico sismico alla base ...  
... ma non sono efficaci nelle parti alte





### Comportamento sismico di edifici di classe I e II

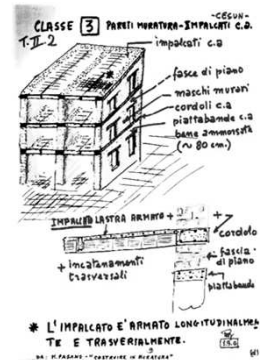
- Crollo delle zone triangolari in alto, vulnerabili



### Classificazione degli edifici Edifici della terza classe

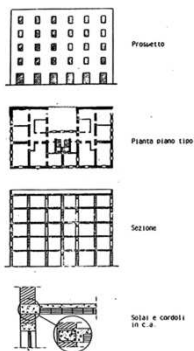
1920-30

Introduzione degli  
impalcati in c.a. negli  
edifici in muratura



È l'unica tipologia di  
edificio in muratura oggi  
realizzabile,

### Classificazione degli edifici Edifici della terza classe



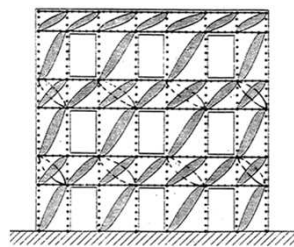
### Classificazione degli edifici Edifici della terza classe

Vantaggi degli edifici della terza classe:

- Non vi sono strutture spingenti
- Le piattabande eliminano le spinte degli architravi
- Gli impalcati in c.a. costituiscono una catena bidirezionale che impedisce ai muri perimetrali di ruotare verso l'esterno
- I cordoli ripartiscono il carico verticale su tutte le murature
- Le armature dei cordoli ricuciono le croci di muro

### Comportamento sismico di edifici di classe III

- La presenza dei solai in cemento armato impedisce il ribaltamento delle pareti di facciata
- La presenza di cordoli fornisce resistenza flessionale alle fasce di piano nel piano
- Per azioni nel piano si possono attivare puntoni resistenti all'azione sismica in tutti i pannelli murari



### Verifiche ed interventi cenni

- Se la muratura è molto scadente, al di là di ogni calcolo, occorre intervenire per riqualificarla
  - In molti casi l'intervento migliore consiste nella demolizione e sostituzione con una muratura analoga ma di buona fattura (estesa, oppure locale con cucì e scuci)
  - Iniezioni di malta cementizia ed inserimento di barre di armatura possono avere effetto, ma occorre garantire che la parete diventi monolitica (e non è facile)
  - Rivestire la muratura con paretine sottili in c.a. collegate tra loro è efficace, ma stravolge completamente l'idea della muratura



### Verifiche ed interventi cenni

- Se la muratura è decente, ma l'edificio è della I o II classe occorre verificare che non vi sia rischio di ribaltamento delle facciate
  - Molto spesso il giudizio (negativo) può essere espresso senza un calcolo
- Se vi è rischio di ribaltamento, occorre sempre intervenire per eliminarlo. Possibili provvedimenti:
  - Inserimento di catene
  - Realizzazione di solette orizzontali ben ammassate alla muratura
  - Cucitura delle croci di muro

### Verifiche ed interventi cenni

- Se la muratura è decente e non vi è rischio di ribaltamento (edifici della III classe o di I e II su cui si è intervenuto), occorre verificare la resistenza ad azioni nel piano
  - Si potrebbero modellare le pareti con elementi finiti, ma più spesso si usano modelli a telaio
  - Occorre valutare se l'impalcato può essere visto come vincolo mutuo tra le pareti murarie oppure no
  - Si può effettuare una analisi lineare, che però molto spesso indicherà una capacità sismica molto bassa
  - È preferibile analisi non lineari, che consentono di cogliere meglio il comportamento verso il collasso

### Bibliografia e ringraziamenti

Bibliografia (da cui sono tratte molte immagini):

- M. Pagano, *Costruire in muratura*, Liguori Editore, Napoli, 1990
- P. Lenza, A. Gherzi, B. Calderoni, *Edifici in muratura*, Flaccovio Editore, Palermo, 2011
- B. Calderoni, presentazioni dei Corsi di aggiornamento "Verifica sismica di edifici esistenti in muratura"

Un ringraziamento particolare a Pietro Lenza e Bruno Calderoni che sono oggi i miei punti di riferimento per quanto riguarda le strutture in muratura