

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale  
e Norme Tecniche per le Costruzioni

### **Verifica sismica di edifici esistenti in c.a.**

1 - Problematiche generali: modalità di collasso,  
tipo di analisi, valori della resistenza

Imola  
16-18 maggio 2013  
Aurelio Ghersi

### **Normativa di riferimento: norme italiane**

Criteri generali per la progettazione sismica:

- D.M. 14/1/2008  
Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 08)
  - Cap. 3, par. 3.2: Azione sismica
  - Cap. 7: Progettazione per azioni sismiche

Indicazioni specifiche per edifici esistenti:

- NTC 08 - Cap. 8: Costruzioni esistenti
- Circolare 2/2/09 - Cap. C8: Costruzioni esistenti
- OPCM 3431  
ove non in contrasto con le Norme Tecniche per le Costruzioni
  - Cap. 11: Edifici esistenti

### **Normativa di riferimento: norme europee**

Criteri generali per la progettazione sismica:

- Eurocodice 8 (UNI EN 1998-1:2004)  
Progettazione delle strutture per la resistenza sismica  
Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

Indicazioni specifiche per edifici esistenti:

- Eurocodice 8: (UNI EN 1998-3:2005)  
Progettazione delle strutture per la resistenza sismica  
Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici

### **Altra documentazione rilevante**

Linee guida regionali di particolare interesse:

- Regione Basilicata: Linee guida per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici strategici e rilevanti (ottobre 2005)
- Regione Abruzzo: Linee guida per la valutazione della resistenza sismica degli edifici strategici e rilevanti (giugno 2007)

Altra documentazione:

- Documenti prodotti dal GNDT (Gruppo Nazionale Difesa Terremoti), in particolare Progetto SAVE
  - si veda il sito <http://gndt.ingv.it/>

### **Quando siamo chiamati ad occuparci di edifici esistenti?**

### **Quando siamo chiamati ad occuparci di edifici esistenti?**

Le costruzioni esistenti devono essere verificate quando ricorre una delle seguenti situazioni:

- Riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa per azioni ambientali (sisma o altro)
- Significativo degrado dei materiali
- Eventi eccezionali (incendi, esplosioni)
- Deformazioni significative dovute a cedimenti di fondazione
- Gravi errori di progetto o costruzione
- Cambio di destinazione d'uso con variazione significativa dei carichi

NTC 08, punto 8.3

### Quando siamo chiamati ad occuparci di edifici esistenti?

- Esprimere un giudizio sull'agibilità per dissesti (reali o presunti) indipendenti da eventi sismici
  - In genere il punto principale è giudicare se i dissesti hanno ridotto o compromesso gravemente la capacità di portare carichi verticali
  - Il giudizio è sostanzialmente indipendente dalla capacità della struttura di sostenere l'azione sismica, ma questo deve essere precisato chiaramente nella relazione

### Quando siamo chiamati ad occuparci di edifici esistenti?

- Esprimere un giudizio sull'agibilità per dissesti (reali o presunti) indipendenti da eventi sismici
- Esprimere un giudizio sull'agibilità dopo un evento sismico
  - Occorre principalmente valutare se la struttura ha subito danni che riducono in maniera sensibile la sua capacità portante nei confronti di azioni orizzontali
  - Nel giudizio, precisare sempre che si tratta di una valutazione comparativa (prima - dopo il danneggiamento da sisma) e non assoluta
  - Attenzione alle carenze strutturali gravi, che possono comunque rendere la struttura estremamente insicura nei confronti del sisma

### Quando siamo chiamati ad occuparci di edifici esistenti?

- Esprimere un giudizio sull'agibilità per dissesti (reali o presunti) indipendenti da eventi sismici
- Esprimere un giudizio sull'agibilità dopo un evento sismico
- Valutare il rischio sismico o la vulnerabilità sismica per ampi insiemi di edifici
  - Si tratta di una valutazione di tipo probabilistico, usata per scelte generali, "politiche"

### Quando siamo chiamati ad occuparci di edifici esistenti?

- Esprimere un giudizio sull'agibilità per dissesti (reali o presunti) indipendenti da eventi sismici
- Esprimere un giudizio sull'agibilità dopo un evento sismico
- Valutare il rischio sismico o la vulnerabilità sismica per ampi insiemi di edifici
- Valutare il grado di sicurezza dell'edificio nei confronti delle azioni sismiche  
Ovvero "valutazione della vulnerabilità dell'edificio"

### Valutazione della vulnerabilità di un edificio esistente

In genere quando si parla di "valutare la vulnerabilità di un edificio esistente" si intende:

- Determinare quale valore dell'accelerazione di picco al suolo porta al raggiungimento del limite di resistenza (o di deformazione plastica) della struttura
  - Si tratta di una analisi deterministica, non probabilistica
  - Rientra nell'ambito della valutazione della sicurezza (NTC 08, punto 8.3), come meglio specificato nella Circolare (punto C8.3)

### Quando siamo chiamati ad occuparci di edifici esistenti?

- Esprimere un giudizio sull'agibilità per dissesti (reali o presunti) indipendenti da eventi sismici
- Esprimere un giudizio sull'agibilità dopo un evento sismico
- Valutare il rischio sismico o la vulnerabilità sismica per ampi insiemi di edifici
- Valutare il grado di sicurezza dell'edificio nei confronti delle azioni sismiche
- Progettare interventi per il miglioramento o adeguamento sismico dell'edificio

## Perché occorrono norme specifiche per gli edifici esistenti?

ovvero, che differenza c'è tra nuove costruzioni e costruzioni esistenti?

## Nuove costruzioni

Il progettista ha piena libertà per definire:

- Geometria della struttura
- Dettagli costruttivi
- Materiali

Il progettista può quindi:

- Fare le scelte opportune per consentire alla struttura un buon comportamento durante il sisma

Ad esempio:

- Edifici in c.a.: Gerarchia delle resistenze
- Edifici in muratura: Evitare collasso delle pareti fuori piano

## Costruzioni esistenti

È tutto già definito:

- Geometria della struttura
- Dettagli costruttivi
- Materiali

Il comportamento sarà diverso da quello ideale desiderato:

Ad esempio:

- Edifici in c.a.: Rischio di rotture fragili o collasso di piano
- Edifici in muratura: Rischio di collasso delle pareti fuori piano

## Valutazione della sicurezza di una costruzione esistente

Nascono problemi specifici:

- Conoscenza della struttura

- La costruzione riflette lo stato delle conoscenze (regola d'arte) al tempo della loro edificazione
- La costruzione può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione che non sono direttamente visibili o evidenziabili
- La costruzione può aver già sopportato in passato terremoti (più o meno violenti) od altre azioni eccezionali, i cui effetti possono essere più o meno manifesti
- La costruzione può presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria

NTC 08, punto 8.2

## Valutazione della sicurezza di una costruzione esistente

Nascono problemi specifici:

- Conoscenza della struttura

- Per svolgere qualsiasi tipo di analisi è necessario conoscere meglio possibile l'organismo strutturale, nello stato effettivo in cui si trova
- Non è possibile raggiungere la conoscenza "completa" di un edificio esistente, per cui vi saranno sempre dei margini di incertezza
- Nella valutazione della sicurezza o nella progettazione degli interventi occorre tener conto del margine di incertezza corrispondente al livello di approfondimento conseguito

## Valutazione della sicurezza di una costruzione esistente

Problematiche:

- Conoscenza della struttura
- Modellazione della struttura

- La geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive
- La conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo dell'omogeneità dei materiali all'interno della costruzione e del livello di approfondimento delle indagini
- I carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini

NTC 08, punto 8.2

## Valutazione della sicurezza di una costruzione esistente

### Problematiche:

- Conoscenza della struttura
- Modellazione della struttura
- Analisi globale del comportamento della struttura
  - Può essere opportuno utilizzare metodi di analisi più sofisticati di quelli usati per le nuove costruzioni (ad esempio analisi non lineari)
  - La scelta dei metodi di analisi e verifica dipende dalla completezza ed affidabilità della informazione disponibile
  - Nelle verifiche occorre usare adeguati coefficienti di sicurezza ("fattori di confidenza"), per tener conto del livello di conoscenza raggiunto

NTC 08, punto 8.2

## Collasso di un edificio: come avviene ?

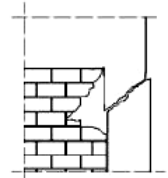
## Collasso di un edificio

- Rottura fragile:
  - rottura a taglio delle sezioni di pilastri e travi
  - rotture a taglio dei nodi
  - scorrimento tra testa pilastro e trave in corrispondenza alle riprese di getto
- Rottura duttile (ovvero per esaurimento della duttilità):
  - estese plasticizzazioni agli estremi delle aste, fino al raggiungimento della rotazione ultima di una sezione

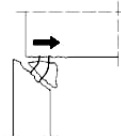
## Rottura fragile rottura a taglio di un pilastro



Rottura diagonale della muratura e propagazione come lesione a taglio nel pilastro



## Rottura fragile rottura a taglio di un pilastro



## Rottura fragile rottura a taglio dei pilastri (e dei nodi)



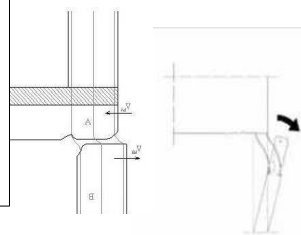


### Rottura fragile scorrimento fra testa pilastro e trave



Irpinia 1980.  
Lioni. Edificio del  
Banco di Napoli

foto A. Ghersi



Scorrimento tra la sommità del pilastro  
e la trave in corrispondenza  
della ripresa di getto

### Rottura fragile sconnessione dei collegamenti nodali



foto A. Ghersi

Danneggiamento dei nodi in testa ed al piede del pilastro:  
non si ha formazione di cerniere plastiche sulla colonna  
né tantomeno sulle travi

### Rottura fragile sfilamento delle armature



foto A. Ghersi

23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

S. Angela dei Lombardi  
edificio 2

### Collasso di un edificio

- Rottura fragile:
  - rottura a taglio delle sezioni di pilastri e travi
  - rotture a taglio dei nodi
  - scorrimento tra testa pilastro e trave in corrispondenza alle riprese di getto
- Rottura duttile (ovvero per esaurimento della duttilità):
  - estese plasticizzazioni agli estremi delle aste, fino al raggiungimento della rotazione ultima di una sezione

### Rottura duttile plasticizzazione degli estremi dei pilastri



1999 - Turchia

### Rottura duttile plasticizzazione degli estremi dei pilastri



1999 - Turchia

### Collasso di edifici esistenti: fragile o duttile?

- Fragile:  
rottura a taglio delle sezioni di pilastri e travi, rotture a taglio dei nodi, scorrimento tra testa pilastro e trave in corrispondenza a riprese di getto
- Poco duttile:  
plasticizzazioni agli estremi dei pilastri, con meccanismo di collasso di piano
- Veramente duttile:  
estese plasticizzazioni agli estremi delle aste (in particolare delle travi), meccanismo di collasso globale e non di piano

### Collasso di edifici esistenti: fragile o duttile?

Edifici antisismici di nuova progettazione:

- Rottura fragile:
  - la rottura fragile viene evitata con il criterio di gerarchia delle resistenze (gerarchia taglio-flessione) e con l'attenzione ai dettagli costruttivi
- Rottura duttile:
  - la duttilità locale è garantita dai dettagli costruttivi
  - una richiesta eccessiva di duttilità viene evitata con il criterio di gerarchia delle resistenze (gerarchia pilastro-trave, per evitare meccanismi di piano)

### Collasso di edifici esistenti: fragile o duttile?

Edifici esistenti:

- Rottura fragile:
  - forti carenze nelle staffe di pilastri e nodi portano spesso ad un elevato rischio di rottura già per bassi valori di  $a_g$
- Rottura duttile:
  - la duttilità locale potrebbe essere modesta
  - potrebbero esserci meccanismi di piano che fanno esaurire presto la duttilità

### Collasso di edifici esistenti: fragile o duttile?

- Cosa mostra l'evidenza sperimentale ?  
(danneggiamento e crollo di edifici in cemento armato in conseguenza ai terremoti)

Edifici progettati solo per carichi verticali o progettati per sisma in maniera non corretta (con rispetto solo formale della normativa)



In questi casi il collasso è quasi sempre fragile

### Collasso di edifici esistenti: fragile o duttile?

- Cosa mostra l'evidenza sperimentale ?  
(danneggiamento e crollo di edifici in cemento armato in conseguenza ai terremoti)

Edifici progettati correttamente per sisma (indipendentemente dalle normative di riferimento) o progettati solo per carichi verticali, ma con una particolare cura di progetto e dettagli costruttivi (buone sezioni dei pilastri, ben armate e molto ben staffate)



In questi casi il collasso è spesso duttile

### Rottura fragile

- Edifici esistenti:
  - il rischio di rottura fragile è forte
  - la rottura spesso avviene già per bassi valori di  $a_g$

Se è questo l'aspetto predominante:

- Si possono verificare in termini di resistenza, con analisi lineare, senza fattore di struttura (o con valore molto basso)
- La variabilità della resistenza dei materiali influisce molto, perché il collasso è dovuto alla rottura di una singola sezione

### Rottura duttile

ovvero per esaurimento della duttilità

- Edifici esistenti:
  - la duttilità locale potrebbe essere modesta
  - potrebbero esserci meccanismi di piano che fanno esaurire presto la duttilità

Se è questo l'aspetto predominante:

- Si possono verificare in termini di resistenza, con analisi lineare, con basso fattore di struttura ...  
... ma sarebbe meglio farlo in termini di deformazioni, con analisi lineare o non lineare
- La variabilità della resistenza dei materiali influisce poco, la maggior resistenza di una sezione può compensare la minor resistenza di un'altra

### Collasso di edifici esistenti:

in molti casi: fragile!

Quindi:

- Determinare innanzitutto il livello di azione sismica che porta a rottura fragile (resistenza a taglio dei pilastri, resistenza a taglio dei nodi, scorrimento travi-pilastro)
- Usare una modellazione che tenga conto in maniera corretta della rigidità degli elementi strutturali (commisurata al livello di sollecitazione che porta alle rotture fragili)
- Tenere conto anche degli elementi non strutturali, tramezzi e tamponature, che hanno un ruolo rilevante per basse azioni sismiche

### Schema generale del procedimento di analisi

### Procedimento da seguire

1. Valutazione preliminare delle caratteristiche di sollecitazione con procedimenti semplificati
2. Analisi lineare (modale con spettro di risposta):  
fornisce caratteristiche di sollecitazione e spostamenti (che sono proporzionali ad  $a_g$ )
  - giudizio in termini di sollecitazioni e di spostamenti
3. Solo se necessario: analisi non lineare
  - giudizio in termini di spostamenti

### Procedimento da seguire

1 - valutazione preliminare

1. Valutazione delle caratteristiche di sollecitazione con procedimenti semplificati
  - È opportuno farla sempre, per cogliere l'ordine di grandezza delle sollecitazioni ed individuare quali possono essere i problemi principali
  - È utile come validazione dei calcoli successivi (o almeno dei calcoli lineari), ai sensi del capitolo 10 delle NTC08
  - Può fornire indicazioni anche per quanto riguarda le indagini da effettuare in sito e sui materiali

### Procedimento da seguire

2 - analisi lineare

2. Valutazione delle caratteristiche di sollecitazione e degli spostamenti con analisi lineare (modale con spettro di risposta o eventualmente statica)
  - I risultati variano linearmente con  $a_g$ , quindi si può determinare il valore di  $a_g$  che porta ad un qualsiasi valore di sollecitazioni

Prima fase: rotture fragili

  - Confronto tra taglio sollecitante e taglio resistente
  - Individuazione di  $a_g$  che porta a rottura a taglio (se  $M_{Rd}$  è basso si potrebbe non avere mai rottura a taglio)
  - Verifica di altre possibili rotture fragili

### Procedimento da seguire 2 - analisi lineare

#### 2. Valutazione delle caratteristiche di sollecitazione e degli spostamenti con analisi lineare (modale con spettro di risposta o eventualmente statica)

- I risultati variano linearmente con  $a_g$ , quindi si può determinare il valore di  $a_g$  che porta ad un qualsiasi valore di sollecitazioni

Seconda fase: plasticizzazione delle sezioni

- Confronto tra momento sollecitante e resistente
- Individuazione di  $a_g$  che porta a plasticizzazione a flessione
- Esame della distribuzione dei rapporti  $M_{Ed}/M_{Rd}$  che mostrano se il collasso è globale → indicazioni su  $q$

### Procedimento da seguire 2 - analisi lineare

#### 2. Valutazione delle caratteristiche di sollecitazione e degli spostamenti con analisi lineare (modale con spettro di risposta o eventualmente statica)

- I risultati variano linearmente con  $a_g$ , quindi si può determinare il valore di  $a_g$  che porta ad un qualsiasi valore di sollecitazioni

Terza fase: controllo in termini di deformazioni

- Confronto tra spostamenti relativi di calcolo e valori limite dovuti alla rotazione alla corda
- Controllo dei limiti di applicabilità di questo procedimento (valori di  $\rho$ )

### Procedimento da seguire 3 - analisi non lineare

#### 3. Analisi pushover e individuazione di $a_g$ corrispondente ai singoli punti della curva taglio-spostamento

- Confronto tra spostamenti relativi di calcolo e valori limite dovuti alla rotazione alla corda

Attenzione:

I risultati di questa analisi sono fortemente condizionati dalla modellazione e dai parametri scelti e potrebbero essere privi di significato.

Usarla solo se necessario e solo come passo finale del procedimento indicato

Quali valori per la resistenza dei materiali?

### Valori della resistenza impostazione standard (nuove costruzioni)

- Valore di riferimento:  
il valore caratteristico  $f_k$  (frattile 5%, cioè valore al di sotto del quale si scende solo nel 5% dei casi)
  - Si noti che, oltre alle incertezze sulla variabilità della resistenza intervengono quelle relative alla effettiva rispondenza tra progetto ed esecuzione
- Valore di calcolo:  
per garantire con adeguata sicurezza che la sollecitazione non superi la resistenza di una sezione, si usa il valore corrispondente a un frattile più basso  $f_d = f_k / \gamma_M$

### Valori della resistenza per costruzioni esistenti

- Le incertezze dovute alla variabilità permangono, ma quelle dovute alla rispondenza tra progetto ed esecuzione possono essere eliminate se si raggiunge una conoscenza accurata dell'opera



È possibile usare un valore di riferimento più alto

- Le NTC08 (punto 8.7.2) dicono che "si impiegano le proprietà dei materiali esistenti"
- La Circolare indica come riferimento il valore medio  $f_m$  (tra i dati ottenuti sperimentalmente)
- Se la conoscenza non è "accurata" il riferimento è il valore medio  $f_m$  diviso un fattore di confidenza FC

### Valori della resistenza per costruzioni esistenti

- Valore di riferimento:  
il valore medio sperimentale  $f_m$  diviso per il fattore di confidenza  $FC$ :  $\frac{f_m}{FC}$

Nota: quando un valore alto della resistenza può essere "peggiorativo" occorre usare il fattore di confidenza all'incontrario, cioè usare come valore di riferimento:

$$f_m \times FC$$

### Valori della resistenza per costruzioni esistenti

- Valore di riferimento:  
il valore medio sperimentale  $f_m$  diviso per il fattore di confidenza  $FC$ :  $\frac{f_m}{FC}$

- Valore di calcolo:  
per garantire con adeguata sicurezza che la sollecitazione non superi la resistenza di una sezione, si usa un valore corrispondente a un frattile più basso:  $\frac{f_m}{FC \gamma_M}$

ma questo vale quando ci preoccupiamo del comportamento "fragile" di una singola sezione

### Valori della resistenza per costruzioni esistenti

- Valore di riferimento:  
il valore medio sperimentale  $f_m$  diviso per il fattore di confidenza  $FC$ :  $\frac{f_m}{FC}$

- Valore di calcolo:  
per verifiche del comportamento "fragile" di una singola sezione :

$$\frac{f_m}{FC \gamma_M}$$

per verifiche del comportamento globale "duatile" di una struttura :

$$\frac{f_m}{FC}$$

Nota: potrebbe aver senso applicare questa distinzione anche nel progetto di nuove strutture

### Quando si usa la resistenza col valore di riferimento ?

- Nelle verifiche "duatili" o, più precisamente, in tutti i casi in cui si pensa alla contemporanea plasticizzazione di molte sezioni (quindi per i telai)

Tipicamente:

- Nelle verifiche a flessione (in condizioni sismiche)

Questo va bene purché la singola sezione non abbia un comportamento flessionale fragile. Attenti a:

- Sezioni con armatura tesa molto forte e armatura compressa scarsa
- Sezioni (di pilastri) con rilevante sforzo normale

### Quando si usa la resistenza col valore di riferimento ?

- Nelle verifiche "duatili" o, più precisamente, in tutti i casi in cui si pensa alla contemporanea plasticizzazione di molte sezioni

Tipicamente:

- Nelle verifiche a flessione (in condizioni sismiche)

E in condizioni non sismiche?

Può andar bene purché la singola sezione non abbia un comportamento flessionale fragile e a condizione che la struttura non sia isostatica o poco iperstatica

### Resistenza valore di riferimento

- Esempio

Si è trovato, in base alle prove sperimentali:

- Per il calcestruzzo  $f_{cm} = 19 \text{ MPa}$
- Per l'acciaio  $f_{ym} = 420 \text{ MPa}$

e si deve usare  $FC = 1.2$

Il valore di riferimento sarà:

- Per il calcestruzzo  $f_{c,rif} = 19/1.2 = 15.83 \text{ MPa}$
- Per l'acciaio  $f_{y,rif} = 420/1.2 = 350 \text{ MPa}$

Nota: dove la normativa per nuove costruzioni impone di usare  $\alpha_{cc} f_{ck}$  si terrà conto di questo coefficiente (essendo  $\alpha_{cc} = 0.85$  si userà  $f_c = 13.46 \text{ MPa}$ )

### Quando si usa la resistenza ridotta con $\gamma_M$ ?

- Nelle verifiche "fragili" o, più precisamente, in tutti i casi in cui il collasso di una singola sezione può portare a un crollo (senza grande preavviso)

Tipicamente:

- Nelle verifiche a taglio (anche per soli carichi verticali, in assenza di sisma)

Ma anche:

- Nelle determinazione della capacità di rotazione delle sezioni dei pilastri (molto condizionata dal rapporto  $N_{Ed} / N_{Rd}$  e quindi dalla resistenza del materiale)

### Resistenza ridotta con $\gamma_M$

- Esempio

Si è trovato, in base alle prove sperimentali:

- Per il calcestruzzo  $f_{cm} = 19 \text{ MPa}$
- Per l'acciaio  $f_{ym} = 420 \text{ MPa}$

e si deve usare  $FC = 1.2$

Nelle verifiche a comportamento "fragile" si userà:

- Per il calcestruzzo ( $\gamma_c=1.5$ )  $f_{cd} = 15.83/1.5 = 10.56 \text{ MPa}$
- Per l'acciaio ( $\gamma_s=1.15$ )  $f_{yd} = 350/1.15 = 304.3 \text{ MPa}$

Nota: dove la normativa per nuove costruzioni impone di usare  $\alpha_{cc} f_{ck}$  si terrà conto di questo coefficiente (essendo  $\alpha_{cc}=0.85$  si userà  $f_{cd} = 8.97 \text{ MPa}$ )

### Quando si usa la resistenza incrementata ?

- Solo quando si vuole escludere la possibilità di rotture a taglio

Nei pilastri il taglio non può superare il valore:

$$V_{max} = 2 M_{Rd} / l_p$$

Si può escludere rottura a taglio se  $V_{Rd} > V_{max}$  ma per farlo bisogna massimizzare  $M_{Rd}$  e quindi calcolarlo con le resistenze incrementate

### Resistenza incrementata

- Esempio

Si è trovato, in base alle prove sperimentali:

- Per il calcestruzzo  $f_{cm} = 19 \text{ MPa}$
- Per l'acciaio  $f_{ym} = 420 \text{ MPa}$

e si deve usare  $FC = 1.2$

Quando la maggiore resistenza è penalizzante si usa:

- Per il calcestruzzo  $f_{c,rif} = 19 \times 1.2 = 22.8 \text{ MPa}$
- Per l'acciaio  $f_{y,rif} = 420 \times 1.2 = 504 \text{ MPa}$

Nota: dove la normativa per nuove costruzioni impone di usare  $\alpha_{cc} f_{ck}$  si terrà conto di questo coefficiente (essendo  $\alpha_{cc}=0.85$  si userà  $f_c = 19.38 \text{ MPa}$ )

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale  
e Norme Tecniche per le Costruzioni

### Verifica sismica di edifici esistenti in c.a.

1b - Rischio sismico e vulnerabilità sismica  
(lasciato come documentazione)

Imola  
16-18 maggio 2013  
Aurelio Ghersi

### Rischio sismico

Un sistema (struttura, infrastruttura ...) ubicato in una zona sismica è soggetto alla possibilità di subire danni per effetto di un terremoto e quindi che questi danni inducano perdite alla collettività in termini economici, culturali e di vite umane

Rischio sismico:

relazione tra il verificarsi di un evento sismico e le perdite socio-economiche del sistema funzionale in esame

### Rischio sismico

Rischio sismico:

relazione tra il verificarsi di un evento sismico e le perdite socio-economiche del sistema funzionale in esame

Definizione probabilistica di rischio sismico:

probabilità che, in un dato arco di tempo  $t^*$ , venga raggiunto un assegnato livello di perdita, indicato con  $L_i$ .

$$R = p(t^*, L_i).$$

### Rischio sismico

Il rischio sismico è determinato dalla contemporanea presenza di tre contributi:

- Pericolosità sismica

È una misura della potenzialità distruttive del terremoto atteso in una data area

In termini probabilistici è la probabilità che in un lasso temporale  $t^*$  si registri un livello di intensità sismica  $H_k$ :

$$P = p(t^*, H_k)$$

### Rischio sismico

Il rischio sismico è determinato dalla contemporanea presenza di tre contributi:

- Vulnerabilità sismica

È una misura della propensione al danneggiamento strutturale, a prescindere dalla sismicità dell'area

In termini probabilistici è la probabilità che per un livello di intensità sismica  $H_k$  si verifichi un livello di danneggiamento  $D_j$ :

$$V = p(H_k, D_j)$$

### Rischio sismico

Il rischio sismico è determinato dalla contemporanea presenza di tre contributi:

- Esposizione

È una misura della perdita (economica, di vite umane, ecc.) associata ad un livello di danno

In termini probabilistici è la probabilità che per un livello di danneggiamento  $D_j$  si verifichi un livello di perdita  $L_i$ :

$$E = p(D_j, L_i)$$

## Rischio sismico

Il rischio sismico è determinato dalla contemporanea presenza di tre contributi:

- Pericolosità sismica
- Vulnerabilità sismica
- Esposizione

$$R = p(t^*, L_i) = P \times V \times E$$

$$R = p(t^*, H_k) \times p(H_k, D_i) \times p(D_i, L_i)$$

Se anche uno solo dei tre contributi è nullo o trascurabile il rischio è nullo o trascurabile

## Rischio sismico

L'approccio probabilistico alla valutazione della vulnerabilità, del danno e del rischio sismico presuppone l'applicazione di tecniche di valutazione su campioni significativi di organismi strutturali

- Indagini di vulnerabilità a grande scala (interi comuni o vaste aree territoriali)
- Indagini su piccola-media scala (gruppo limitato di immobili, quartieri, analisi tipologiche, ecc.)
- Indagini su piccolissima scala (esame del singolo edificio o di pochi edifici)  
valutazione delle prestazioni sismiche

## Indagini a grande o media scala

## Le schede di rilievo

La valutazione della vulnerabilità è basata sulla conoscenza dell'organismo strutturale esaminato

L'acquisizione guidata dei dati necessari alla valutazione viene effettuata mediante apposite schede

## Le schede di rilievo

Schede di vulnerabilità ed esposizione:  
sono classificate in relazione alla loro finalità e al  
livello di dettaglio delle informazioni

- prescheda per la raccolta di informazioni preliminari al censimento di vulnerabilità
- censimento speditivo di vulnerabilità per edifici in muratura o in cemento armato
- scheda di 1° / 2° livello per il rilevamento dell'esposizione e della vulnerabilità di edifici (muratura, c. a.), capannoni industriali, chiese
- scheda per il rilievo post-terremoto (valutazioni a posteriori della vulnerabilità)

## Scheda di 1° livello

[illegible]

## Scheda di 2° livello

VALORI		LAVORARE		Codice STIP Promove		Codice STIP Domus		Scab No. (MURATURA)	
PARAMETRO	VALORI	PARAMETRO	VALORI	PARAMETRO	VALORI	ELEMENTI DI VALIDAZIONE	VALORI	SCHEMI - FICHAM (MURATURA)	SCHEMI - FICHAM (MURATURA)
TITOLO DELLA SCHEDA TECNICA RILEVATA		La rilevazione va effettuata alle diverse fasi di lavoro:							
		1	Pavimento in C.A. in progetto e disegni Pavimento in base alle Pavimento in base alle Pavimento in base alle Non in						
INFORMAZIONI SULLA LAVORAZIONE		L'elenco delle lavorazioni e dei materiali e i controlli di laboratorio vanno per più per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile)							
		2	Qualità del R.R.						
CONFIGURAZIONE PILASTRICA		L'elenco delle lavorazioni e dei materiali e i controlli di laboratorio vanno per più per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile)							
		3	Resistenza CONVENZIONALE						
CONFIGURAZIONE PILASTRICA		L'elenco delle lavorazioni e dei materiali e i controlli di laboratorio vanno per più per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile)							
		4	Posizione ELEVAZIONE						
CONFIGURAZIONE PILASTRICA		L'elenco delle lavorazioni e dei materiali e i controlli di laboratorio vanno per più per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile)							
		5	ORIENTAMENTO						
CONFIGURAZIONE PILASTRICA		L'elenco delle lavorazioni e dei materiali e i controlli di laboratorio vanno per più per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile)							
		6	CONFIGURAZIONE ELEVAZIONE						
CONFIGURAZIONE PILASTRICA		L'elenco delle lavorazioni e dei materiali e i controlli di laboratorio vanno per più per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile)							
		7	CONFIGURAZIONE ELEVAZIONE						
CONFIGURAZIONE PILASTRICA		L'elenco delle lavorazioni e dei materiali e i controlli di laboratorio vanno per più per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile)							
		8	CONFIGURAZIONE ELEVAZIONE						
CONFIGURAZIONE PILASTRICA		L'elenco delle lavorazioni e dei materiali e i controlli di laboratorio vanno per più per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile)							
		9	CONFIGURAZIONE ELEVAZIONE						
CONFIGURAZIONE PILASTRICA		L'elenco delle lavorazioni e dei materiali e i controlli di laboratorio vanno per più per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile)							
		10	STATO FINITIVO						
CONFIGURAZIONE PILASTRICA		L'elenco delle lavorazioni e dei materiali e i controlli di laboratorio vanno per più per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile) Dati per CEN e controllato con le migliori soluzioni (non è possibile)							
		11	STATO FINITIVO						



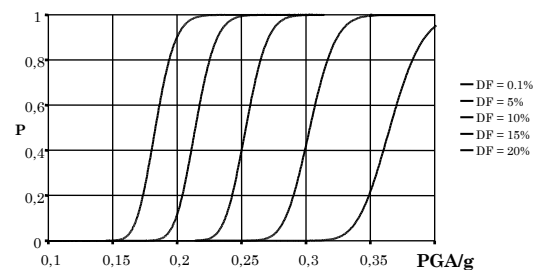
## Matrice di probabilità di danno

La relazione tra danno e intensità sismica può essere espressa in termini matriciali

Grado di danno	Grado di intensità sismica				
	VI	VII	VIII	IX	X
1	50				
2	5				
3		50			
4		5	50		
5			5	50	75

## Curve di fragilità

La relazione tra danno e intensità sismica in termini probabilistici è definita curva di fragilità



Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale  
e Norme Tecniche per le Costruzioni

**Verifica sismica di edifici esistenti in c.a.**

2 - Conoscenza dell'edificio

Imola  
16-18 maggio 2013  
Aurelio Ghersi

## Conoscenza della struttura

Per svolgere qualsiasi tipo di analisi è necessario conoscere meglio possibile l'organismo strutturale, nello stato effettivo in cui si trova

- Occorrono informazioni molto dettagliate sulla struttura  
Ogni professionista nel tempo raggiunge una sua metodologia per affrontare queste situazioni

Possibili schede sviluppate a Catania da Ghersi e Muratore sono riportate nella documentazione allegata (cartella "Schede rilievo CT" in "4-documentazione CT")

- Obiettivo:  
Raggiungere una conoscenza dell'edificio sufficiente per poter esprimere un giudizio (sia qualitativo che quantitativo)

## Dati necessari

- identificazione dell'organismo strutturale e verifica del rispetto dei criteri di regolarità indicati al § 7.2.2 delle NTC; quanto sopra viene ottenuto sulla base dei disegni originali di progetto opportunamente verificati con indagini in-situ, oppure con un rilievo ex-novo;
- identificazione delle strutture di fondazione;
- identificazione delle categorie di suolo secondo quanto indicato al § 3.2.2 delle NTC;
- informazione sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi delle armature, delle proprietà meccaniche dei materiali, dei collegamenti;
- informazioni su possibili difetti locali dei materiali;
- informazioni su possibili difetti nei particolari costruttivi (dettagli delle armature, eccentricità travi-pilastro, eccentricità pilastro-pilastro, collegamenti trave-colonna e colonna-fondazione, etc.);
- informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale incluso il valore delle eventuali azioni sismiche di progetto;
- descrizione della classe d'uso, della categoria e dalla vita nominale secondo il § 2.4 delle NTC;
- rivalutazione dei carichi variabili, in funzione della destinazione d'uso;
- informazione sulla natura e l'entità di eventuali danni subiti in precedenza e sulle riparazioni effettuate.

OPCM 3431, punto 11.2.3.2

Circolare 2/2/09, appendice C8A.1.B

## Dati necessari

- **Analisi storico-critica**

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato.

NTC 08  
punto 8.5.1

- Occorre conoscere la normativa vigente, le abitudini progettuali e realizzative nel periodo in cui è stato realizzato l'edificio
- Occorre conoscere la storia delle costruzioni (se realizzata in più fasi e da imprese diverse) e la sua evoluzione nel tempo (lavori effettuati per modifiche, ristrutturazioni, riparazioni)

## Dati necessari

- **Analisi storico-critica**
- **Caratteristiche del sito e del suolo**
  - Come per le nuove costruzioni, questi sono dati preliminari, indispensabili per la caratterizzazione sismica

## Dati necessari

- **Analisi storico-critica**
- **Caratteristiche del sito e del suolo**
- **Geometria dell'edificio (architettonico, struttura in elevazione e fondazione)**

Il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo dovranno essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica. Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

NTC 08  
punto 8.5.2

- Se si è in possesso di tavole progettuali è sufficiente un riscontro a campione, altrimenti si deve procedere ad un rilievo dettagliato

## Dati necessari

- Analisi storico-critica
  - Caratteristiche del sito e del suolo
  - Geometria dell'edificio
  - Particolari costruttivi
    - Quantità, disposizione, sagomatura delle barre e staffe disposte negli elementi strutturali
- Se si è in possesso di tavole progettuali è sufficiente un riscontro a campione, altrimenti si deve svolgere un progetto simulato e procedere ad un rilievo dettagliato

## Dati necessari

- Analisi storico-critica
- Caratteristiche del sito e del suolo
- Geometria dell'edificio
- Particolari costruttivi
- Caratteristiche dei materiali

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà su documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di beni culturali e nel recupero di centri storici, dovrà esserne considerato l'impatto in termini di conservazione del bene. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali vengono valutati sulla base delle prove effettuate sulla struttura e prescindono dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni.

NTC 08  
punto 8.5.3

## Dati necessari

- Analisi storico-critica
- Caratteristiche del sito e del suolo
- Geometria dell'edificio
- Particolari costruttivi
- Caratteristiche dei materiali
- Danni e degradi della struttura

Dovranno altresì essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

NTC 08  
punto 8.5.2

## Livelli di conoscenza

- Non è possibile raggiungere la conoscenza "completa" di un edificio esistente, per cui vi saranno sempre dei margini di incertezza
- Nella valutazione della sicurezza e nella progettazione degli interventi occorre tener conto del margine di incertezza corrispondente al livello di approfondimento conseguito

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali), e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

NTC 08  
punto 8.5.4

## Livelli di conoscenza

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali
LC1 <b>limitata</b>	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ
LC2 <b>adeguata</b>		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>estese</i> verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure <i>estese</i> prove in-situ
LC3 <b>accurata</b>		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>esauritive</i> verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con <i>estese</i> prove in situ oppure <i>esauritive</i> prove in-situ

OPCM 3431, tab. 11.1

Circolare 2/2/09, appendice C8A.1.B

## Conoscenza limitata (LC1)

### Geometria:

- Nota in base ad un rilievo o dai disegni originali (convalidati da rilievo visivo a campione).
- Dati orientati alla messa a punto di un modello di analisi lineare.

### Dettagli Costruttivi:

- Non disponibili dai dati progettuali; devono essere desunti da una progettazione simulata. Sono necessarie limitate verifiche in situ. I dati raccolti servono come base per verifiche locali di resistenza.

### Proprietà dei materiali:

- Non disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, né da disegni costruttivi né da certificati di prova. Si adotteranno valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca convalidati da limitate prove in-situ sugli elementi più importanti.

OPCM 3431, punto 11.2.3.3

Circolare 2/2/09, appendice C8A.1.B

## Conoscenza adeguata (LC2)

### Geometria:

- Nota in base ad un rilievo o dai disegni originali (convalidati da rilievo visivo a campione).

### Dettagli Costruttivi:

- Noti da un'estesa verifica in-situ oppure parzialmente noti dai disegni costruttivi originali incompleti (integrati da una limitata verifica in-situ di armature e collegamenti tra gli elementi più importanti).

### Proprietà dei materiali:

- Disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali di prova (integrati da limitate prove in-situ, che forniscano valori non minori di quelli previsti), o da estese verifiche in-situ.

I dati raccolti saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare ed effettuate verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi non lineare.

OPCM 3431, punto 11.2.3.3

Circolare 2/2/09, appendice C8A.1.B

## Conoscenza accurata (LC3)

### Geometria:

- Nota in base ad un rilievo o dai disegni originali (convalidati da rilievo visivo a campione).

### Dettagli Costruttivi:

- Noti o da un'esattiva verifica in-situ oppure dai disegni costruttivi originali (integrati da una limitata verifica in-situ di armature e collegamenti tra gli elementi più importanti).

### Proprietà dei materiali:

- Disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali di prova (integrati da estese prove in-situ, che forniscano valori non minori di quelli previsti), o da esaustive verifiche in-situ.

I dati raccolti saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare ed effettuate verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi non lineare.

OPCM 3431, punto 11.2.3.3

Circolare 2/2/09, appendice C8A.1.B

## Geometria (carpenterie)

- Disegni originali di carpenteria: descrivono la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettono di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali.
- Disegni costruttivi o esecutivi: descrivono la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettono di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali. Contengono la descrizione della quantità, disposizione e dettagli costruttivi di tutte le armature, nonché le caratteristiche nominali dei materiali usati.
- Rilievo visivo: serve a controllare la corrispondenza tra l'effettiva geometria della struttura e i disegni originali di carpenteria disponibili. Comprende il rilievo a campione della geometria di alcuni elementi. Nel caso di mancato riscontro, sarà eseguito un rilievo completo.
- Rilievo completo: serve a produrre disegni completi di carpenteria (se quelli originali sono mancanti o se non vi è corrispondenza tra questi e l'effettiva geometria). I disegni prodotti dovranno descrivere la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettere di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali con lo stesso grado di dettaglio proprio di disegni originali.

OPCM 3431, punto 11.2.3.3

Circolare 2/2/09, appendice C8A.1.B

## Dettagli costruttivi

- Progetto simulato: serve, in mancanza dei disegni costruttivi originali, a definire la quantità e la disposizione dell'armatura in tutti gli elementi con funzione strutturale o le caratteristiche dei collegamenti. Deve essere eseguito sulla base delle norme tecniche in vigore e della pratica costruttiva caratteristica all'epoca della costruzione.
- Verifiche in-situ limitate: servono per verificare la corrispondenza tra le armature o le caratteristiche dei collegamenti effettivamente presenti e quelle riportate nei disegni costruttivi, oppure ottenute mediante il progetto simulato.
- Verifiche in-situ estese: servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali come alternativa al progetto simulato seguito da verifiche limitate, oppure quando i disegni costruttivi originali sono incompleti.
- Verifiche in-situ esaustive: servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3).

OPCM 3431, punto 11.2.3.3

Circolare 2/2/09, appendice C8A.1.B

## Proprietà dei materiali

- Calcestruzzo: la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove di compressione fino a rottura.
- Acciaio: la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione della resistenza a snervamento e della resistenza e deformazione ultima, salvo nel caso in cui siano disponibili certificati di prova di entità conforme a quanto richiesto per le nuove costruzioni, nella normativa dell'epoca.
- Metodi di prova non distruttivi: Sono ammessi metodi di indagine non distruttiva di documentata affidabilità, che non possono essere impiegati in completa sostituzione di quelli sopra descritti, ma sono consigliati a loro integrazione, purché i risultati siano tarati su quelli ottenuti con prove distruttive. Nel caso del calcestruzzo, si adotteranno metodi di prova che limitino l'influenza della carbonatazione degli strati superficiali sui valori di resistenza.
- Prove in-situ limitate
- Prove in-situ estese
- Prove in-situ esaustive

OPCM 3431, punto 11.2.3.3

Circolare 2/2/09, appendice C8A.1.B

## Verifiche limitate, estese, esaustive

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)	Prove (sui materiali)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio. 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio. 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio. 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si terrà conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale.

Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive

OPCM 3431, tab. 11.2a

Circolare 2/2/09, appendice C8A.1.B

## Verifiche limitate, estese, esaustive

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)	Prove (sui materiali)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Queste indicazioni sono chiaramente "regole applicative" di dubbio significato.

È il progettista che deve valutare, in piena coscienza, quale sia il livello di conoscenza raggiunto

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale  
e Norme Tecniche per le Costruzioni

### Verifica sismica di edifici esistenti in c.a.

3 - Indagini sulle strutture in c.a.

Imola  
16-18 maggio 2013  
Aurelio Ghersi

Si ringrazia l'ing. Piero Sciacca,  
del Laboratorio Ufficiale Prove Materiali e Strutture  
del Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale,  
che ha fornito parte delle diapositive di questa presentazione

### Programmazione della campagna di indagini

Obiettivo generale:

- Acquisire un livello di conoscenza migliore possibile, tenendo conto di:
  - Livello minimo di conoscenza necessario
  - Vantaggi forniti da una migliore conoscenza
  - Costi necessari per acquisire questa conoscenza

### Programmazione della campagna di indagini

Fasi preliminari:

- Reperimento del materiale disponibile
- Rilievo geometrico sufficientemente dettagliato

Scopo della campagna di indagini:

- Acquisire informazioni su
  - Dettagli costruttivi (quantità e disposizione delle armature in pilastri, nodi, travi)
  - Caratteristiche dei materiali (calcestruzzo e acciaio)

#### CAMPIONAMENTO

- ⇒ Aspetto fondamentale nella impostazione della campagna di indagini è costituito dal **CAMPIONAMENTO**, ovvero dalla scelta del **NUMERO E LOCALIZZAZIONE DEI PUNTI** da indagare, sia in termini di distribuzione nella struttura che in termini di localizzazione nei singoli elementi strutturali;
- ⇒ Primo requisito del campionamento: la **RAPPRESENTATIVITA'** dello stato complessivo dell'edificio, in grado di riflettere al meglio la **VARIABILITA'** delle **caratteristiche strutturali**;
- ⇒ Quanto più la struttura è eterogenea tanto più le indagini devono essere accurate e approfondite per pervenire a una affidabile caratterizzazione dei materiali in opera;
- ⇒ **NON ESISTE IL "NUMERO GIUSTO"** delle indagini da eseguire;
- ⇒ Deve essere valutato **caso per caso**, ed è solitamente un **compromesso ragionevole** tra precisione richiesta, somme e tempi disponibili, invasività consentita.

#### CAMPIONAMENTO

- ⇒ La scelta dei punti di indagine deve essere casuale, senza privilegiare zone particolari, magari solamente più comode da raggiungere, per potere quindi ritenere i risultati ottenuti **statisticamente rappresentativi** delle proprietà del materiale in situ;
- ⇒ E' un ottimo modo di procedere, laddove possibile, eseguire una **preventiva campagna di prove non distruttive (PND)** al fine di **individuare zone omogenee** all'interno della struttura, per procedere dunque all'esecuzione mirata delle prove distruttive;
- ⇒ In tal modo, con un **numero di prove distruttive limitato** al numero di ambiti omogenei, si eseguirà la **calibrazione** di uno o più **metodi PND**;
- ⇒ La calibrazione dei metodi PND consente di **estendere** queste ultime, **ad un numero quanto si voglia elevato di punti**.

## CAMPIONAMENTO

### Localizzazione negli elementi strutturali

- ⇒ Per ciò che attiene la rappresentatività del campione all'interno dei singoli elementi strutturali, è necessario evitare quelle zone dove il calcestruzzo presenta caratteristiche diverse da quelle medie, come ad esempio si verifica in corrispondenza dei pilastri;
- ⇒ Tipicamente infatti la resistenza varia lungo l'altezza diminuendo dal basso verso l'alto;
- ⇒ Si possono registrare variazioni del 20-30%;
- ⇒ Se non diversamente specificato è preferibile che le prove sui pilastri siano localizzate a metà altezza.

## CAMPIONAMENTO

Per descrivere con sufficiente affidabilità la risposta strutturale di un edificio esistente è necessario disporre di adeguate informazioni sul reale comportamento dei materiali.

LIMITAZIONI

- Limiti di spesa
- Accessibilità
- Danno accettabile
- Limiti di tempo

ESIGENZE

- Estensione del campionamento
- Rappresentatività
- Affidabilità delle indagini

DEFINIZIONE  
CAMPAGNA DI  
INDAGINE

## Indagini sulle strutture in c.a.

- **Prelievo di campioni (acciaio, cls)**
- **Prove di laboratorio**
- **Prove in situ.**
- **La fase di indagine sperimentale è solitamente preceduta da una fase di "rilievo statico" della struttura.**

### Casistica ricorrente di indagine

- ⇒ Rilievo statico della struttura (misure geometriche, saggi pacometrici, saggi diretti sulle armature);
- ⇒ Prelievo di campioni di cls a mezzo carotaggio;
- ⇒ Prelievo di barre di armatura;
- ⇒ Prove di laboratorio sui campioni di cls (resistenza a compressione, modulo elastico, resistenza a trazione indiretta, prove chimiche);
- ⇒ Prove di trazione sugli acciai (snervamento, rottura, all.% a rottura);
- ⇒ Prove non distruttive (ultrasuoni, sclerometriche, pull-out, Windsor) in situ, con esecuzione delle stesse preliminarmente negli stessi punti in cui si procederà all'estrazione delle carote, ai fini della taratura delle stesse.
- ⇒ Determinazione di correlazioni tra PD e PND;
- ⇒ Estensione delle PND ad un più elevato numero di elementi strutturali;
- ⇒ Prove di carico su elementi strutturali, orizzontamenti, strutture di fondazione;
- ⇒ saggi in fondazione con pozzetti esplorativi, con determinazione delle dimensioni, estrazione campioni, PND;
- ⇒ sondaggi geognostici e e caratterizzazione dei terreni mediante prove di laboratorio.

## SCELTA DEL TIPO DI INDAGINE

- ⇒ Le ragioni che conducono alla scelta di una determinata prova piuttosto che a un'altra nascono da valutazioni che attengono alla precisione richiesta, ai costi, ai danni consentiti, e ai tempi di esecuzione;
- ⇒ Spesso la scelta è condizionata dalla possibilità di produrre danni anche se solo di natura estetica;
- ⇒ Per tali limitazioni la scelta si orienta sui metodi non distruttivi, limitando il più possibile quelle distruttive;
- ⇒ Essendo le PND metodi indiretti il loro utilizzo ai fini della valutazione quantitativa della resistenza è molto delicato e **non può prescindere da una FASE PRELIMINARE DI CALIBRAZIONE con metodi distruttivi**;

## SCELTA DEL TIPO DI INDAGINE

- ⇒ Le prove non distruttive sono molto efficaci per finalità comparative;
- ⇒ Sono rapide, economiche e poco invasive;
- ⇒ Se preventivamente calibrate possono essere impiegate con finalità quantitative;

### Confronto dei più diffusi METODI NON DISTRUTTIVI

Metodo	Costo	Rapidità	Danno	Rappresentatività	Affidabilità
Carotaggio	Alto	Bassa	Alto	Buona	Ottima
Sclerometro	Minimo	Molto Alta	Nulla	Superficiale	Scarsa
Ultrasuoni	Medio	Media	Nulla	Buona	Moderata
Pull-out	Medio	Media	Moderato	Superficiale	Moderata
Sonda Windsor	Medio	Alta	Minimo	Superficiale	Scarsa

## ..... IN OGNI CASO

### La normativa precisa:

- ⇒ La misura delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove di compressione fino a rottura.
- ⇒ Sono ammessi metodi di indagine non distruttiva di documentata affidabilità, che non possono essere impiegati in completa sostituzione di quelli distruttivi, ma sono consigliati a loro integrazione, purché i risultati siano tarati su quelli ottenuti con prove distruttive.
- ⇒ Vanno adottati metodi non distruttivi che limitino l'influenza della carbonatazione degli strati superficiali sui valori di resistenza del calcestruzzo.

## CAROTAGGIO

**Metodo:** prelievo di campioni cilindrici di cls indurito mediante carotarici a corona diamantata.

- ⇒ E' un metodo distruttivo molto efficace se utilizzato in appoggio ai metodi non distruttivi per la determinazione della resistenza in situ del cls.
- ⇒ Le carote estratte vengono catalogate, ispezionate, preparate mediante spianatura o rettifica e sottoposte alle prove di laboratorio utilizzando procedimenti normalizzati.
- ⇒ La resistenza misurata sulle carote risente di numerosi fattori che la differenziano da quella misurata su provini standard confezionati durante il getto.

## CAROTAGGIO

### Prelievo

- ⇒ La localizzazione dipende dalle finalità delle prove.
- ⇒ Criterio fondamentale da adottare nel corso delle operazioni di estrazione è ridurre al minimo il danneggiamento;
- ⇒ Un adeguato posizionamento della carotatrice è indispensabile per estrarre campioni regolari, con sezione costante e asse perfettamente rettilineo;
- ⇒ I danni intrinseci alla modalità di estrazione sono legati alla coppia torcente esercitata dal carotiere, alla direzione di perforazione, all'età di stagionatura, alla dimensione dell'inerte.

## CAROTAGGIO



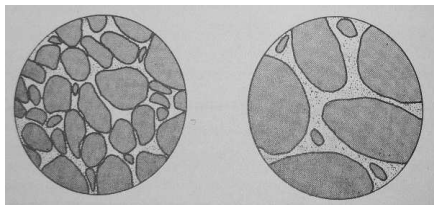
## CAROTAGGIO

### Diametro delle carote

- ⇒ E' un parametro molto influente sulla resistenza.
- ⇒ Usualmente è compreso tra i 50 e i 150 mm;
- ⇒ Deve essere  $\geq 3$  volte la max dimensione dell'inerte;
- ⇒ Elementi di disturbo quali nidi di ghiaia, inclusione di armature, vibrazioni, possono influenzare significativamente un piccolo volume.
- ⇒ Risultati affidabili si ottengono da campioni di medio-grande diametro.

## CAROTAGGIO

### Diametro delle carote

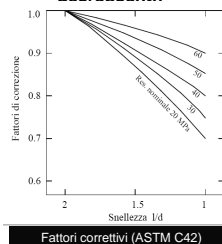


- ⇒ L'effetto del taglio e dell'azione torcente provoca maggiori danni su sezioni con inerti piccoli, che perdono la loro connessione lungo il contorno;
- ⇒ La sezione resistente non coincide con quella geometrica;
- ⇒ Danni molto limitati per inerti grossi che continuano a mantenere salda la connessione con il nucleo.

## CAROTAGGIO

### Rapporto h/d

- ⇒ Al crescere del rapporto h/d si misurano resistenze decrescenti:



- ⇒ La variazione della resistenza con la snellezza non è lineare;
- ⇒ L'effetto della snellezza sulla resistenza è minimo quando  $h/d=2$ , valore consigliato;
- ⇒ La UNI EN 12504 prevede l'adozione di 2 rapporti h/d preferenziali:

- $h/d=2$  se il risultato deve essere paragonato con la res. cilindrica;
- $h/d=1$  se il risultato deve essere paragonato con la res. cubica.



## CAROTAGGIO

### Inclusione di armature

- ⇒ A volte i campioni estratti presentano inclusioni di solito per carotaggi su elementi con armature su più file, difficili da individuare con il pacometro;
- ⇒ Se non è possibile evitare bisogna tener conto di coefficienti correttivi;

$$\frac{R_{corretto}}{R_{misurato}} = \left[ 1 + 1,5 \left( \frac{d_t \cdot h}{d_c \cdot l} \right) \right]$$

$d_t$  = diametro barra;  
 $d_c$  = diametro carota;  
 $h$  = dist. asse barra – bordo carota  
 $l$  = lunghezza carota

## CAROTAGGIO - Altri fattori influenti

### Direzione di perforazione

- ⇒ Per carotaggi ortogonali al getto si registrano riduzioni della resistenza tra il 5 e l'8% per cls di classe 25 MPa;

### Localizzazione

- ⇒ La resistenza non è uniforme lungo l'altezza dei getti, e si riduce dal basso verso l'alto;

### Umidità

- ⇒ Provini in condizione di saturazione presentano riduzioni della resistenza compresi tra il 10 e il 15% rispetto a condizioni asciutte;

## CAROTAGGIO - Microcarote

### Stima della resistenza cubica locale del cls in sito (UNI 10766)

- ⇒ Si utilizza un carotiere da 28 mm;
- ⇒ Il metodo è annoverato tra quelli non distruttivi;
- ⇒ Da ogni microcarota si estraggono almeno 3 provini  $h=d$ ;
- ⇒ La resistenza  $R_{CL}$  si ottiene dalla media di tutte le determinazioni (min 12), previa calibrazione;


## CAROTAGGIO - Microcarote

### Calibrazione

- ⇒ Si preparano 5 impasti con resistenze distribuite tra 20 e 40 MPa e dimensioni degli inerti tra 16 e 25 mm;

- ⇒ Si confezionano 10 cubi (spigolo 150 mm) per ogni impasto;

- ⇒ Su 5 cubi si esegue la prova di compressione a 28 gg   $R_{c,med}$

- ⇒ Sui rimanenti 5 si estraggono microcarote (min 3/cubo)   $R_{cl,med}$

- ⇒ Si calcolano i parametri **a** e **b** della retta di regressione

$$R_{c,med} = a + b \cdot R_{cl,med}$$

Utilizzando tali coefficienti, si può stimare la res. cubica locale  $R_{CL}$

$$R_{CL} = 0.93 \cdot a + b \cdot R_{cl,med}$$

## CAROTAGGIO - Prove di laboratorio

### Verifica delle tolleranze geometriche (UNI EN 12390/1)

- ⇒ Planarità  $t \leq \pm 0.0006 d_m$
- ⇒ Rettilinearità  $t \leq 0.03 d_m$  (UNI 12504-1 7.3c)
- ⇒ Perpendicolarità  $t \leq \pm 0.5 \text{ mm}$

 EVENTUALE RETTIFICA o CAPPATURA  
(per difetti di planarità)

### Tipi di prove

- ⇒ Compressione (EN 12390-4);
- ⇒ Modulo elastico (UNI 6556);
- ⇒ Trazione indiretta (EN 12390-6);
- ⇒ Prove chimiche (carbonatazione, cloruri, solfati)

## CAROTAGGIO - Prove di laboratorio

### Modulo di elasticità secante (UNI 6556)

- ⇒ Il provino viene preliminarmente strumentato con 3 trasduttori di deformazione (strain-gauges) a 120° sulla superfi cie laterale
- ⇒ La prova è CICLICA.

- ⇒ Tensione di riferimento  $\sigma_R$   
Tensione di rottura preventivamente determinata su almeno 3 carote omologhe provenienti dallo stesso campionamento;

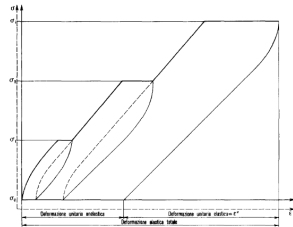
- ⇒ Viene fissata la tensione max di prova  $\sigma_3 = 1/3 \sigma_R$

- ⇒ La prova si esegue attraverso cicli di carico-scarico fino a stabilizzazione delle deformazioni, tra un valore minimo pari a  $\sigma_0 = 1/10 \sigma_3$  e le tensioni  $\sigma_1 = 1/3 \sigma_3$ ,  $\sigma_2 = 2/3 \sigma_3$ ,  $\sigma_3$ .

## CAROTAGGIO - Prove di laboratorio

### Modulo di elasticità secante (UNI 6556)

⇒ Per ogni livello di tensione  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  si determina il corrispondente valore del Modulo Elastico Secante



$$E_{i/3 \text{ sec}} = \Delta \sigma_i / \Delta \epsilon_{el,i}$$

$\Delta \sigma_i$  variazione di tensione al ciclo i-esimo

$\Delta \epsilon_{el,i}$  variazione di deformazione elastica al ciclo i-esimo misurata allo scarico

## CAROTAGGIO - Prove di laboratorio - modulo elastico

### RISULTATI DELLE PROVE DI COMPRESSIONE (UNI EN 12390-3)

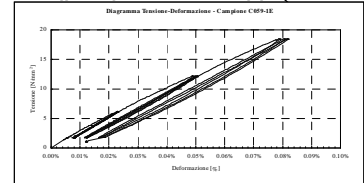
Contr.	Data Prova	Dimensioni (*)		Sez.	Peso specifico apparente	Carico unitario di rottura	
		d [cm]	h [cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/cm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
CT-SR 059-1C	07/11/06	10.47	28.60	86.10	2426	563	56.3
CT-SR 059-2C	07/11/06	10.49	28.42	86.43	2412	516	51.6
CT-SR 059-2C	07/11/06	10.46	28.72	86.03	2422	603	60.3

Note: (\*) determinate secondo UNI EN 12390-3 App. B. I campioni verificano le tolleranze di perpendicolarità, rettilineità, planarità secondo UNI EN 12390-1 App.A

### RISULTATI DELLE PROVE PER DETERMINAZIONE DEL MODULO ELASTICO SECANTE (UNI 6556-76)

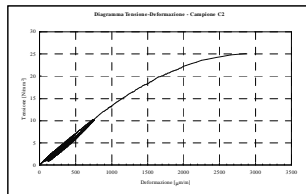
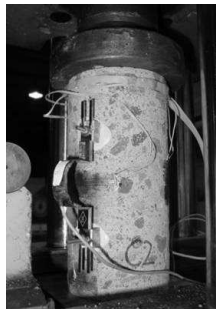
Contr.	Data	Dimensioni (*)	Sez.	Peso specifico	Tensione di rottura misurata	Tensione massima di prova $\sigma_1$	Modulo Elastico Secante
	Prova						
		d [cm]	h [cm]	[kg/m³]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
CT-SR 059-1E	13/11/06	10.51	28.97	86.76	2408	51.7	18.6
CT-SR 059-2E	13/11/06	10.41	28.92	85.11	2441	57.1	18.6
CT-SR 059-3E	13/11/06	10.49	28.55	86.43	2408	58.5	18.6

Note: (\*) determinate secondo UNI EN 12390-3 App. B. I campioni verificano le tolleranze di perpendicolarità, rettilineità, planarità secondo UNI EN 12390-1 App.A



## CAROTAGGIO - Prove di laboratorio

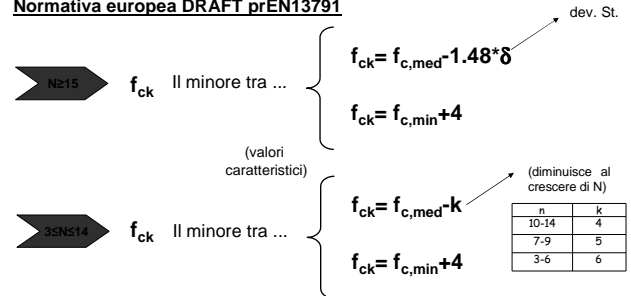
Provino strumentato per misura di deformazioni longitudinali e trasversali



## CAROTAGGIO

### STIMA DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA IN SITO

#### Normativa europea DRAFT prEN13791



## CAROTAGGIO

### STIMA DELLA RESISTENZA CUBICA

#### Metodo della Concrete Society

⇒ Dato di partenza:  $R_{car}$  (res. cilindrica carota, fornita dal Laboratorio Ufficiale)

⇒ A partire dal valore di **snellezza delle carote**  $\lambda = h/\Phi$  si determina la

RESISTENZA CILINDRICA

$$R_{cil} = \frac{2}{(1.5 + \frac{1}{\lambda})} * R_{car}$$

⇒ Quindi si determina la resistenza cubica attuale (in situ)

RESISTENZA CUBICA

$$R_{cub} = 1.25 * R_{cil}$$

## PROVE DI ESTRAZIONE (PULL-OUT)

**Metodo:** misura della forza di estrazione di un elemento inserito nel cls.

L'inserito destinato all'estrazione può essere:

- 1) pre-inglobato nel cls;
- 2) post-inserito tramite foratura del cls indurito.

**Obiettivo:** mettere in relazione

FORZA DI ESTRAZIONE



RESISTENZA DEL CONGLOMERATO

## PROVE DI ESTRAZIONE (PULL-OUT)

### Apparecchiatura di prova:

- Inserto metallico pre o post inserito;
- Estrattore (martinetto oleodinamico);
- Pompa idraulica, raccorderia;
- Anello di contrasto;
- Misuratore di forza (manometro o cella di carico) con indicatore del valore di picco.

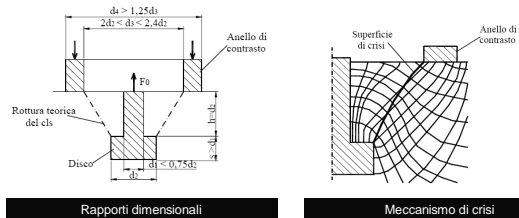
### Tipi di prova:

- Metodo con inserto pre-inserito (UNI 9536, ASTM C900);
- Metodo per foratura (UNI 12504-3, UNI 10157 norma italiana)

## PROVE DI ESTRAZIONE (PULL-OUT)

### METODO CON INSERTO PRE-INSERITO

L'inserto è formato da un disco e da uno stelo che può essere solidale col disco o avvitato



## PROVE DI ESTRAZIONE (PULL-OUT)

### METODO CON INSERTO PRE-INSERITO - Esecuzione della prova

- Il carico viene incrementato gradualmente fino a produrre la rottura
- Si misura la forza di estrazione  $F_0$
- E' possibile determinare la tensione media di estrazione:

$$f_p = F_0 / A$$

$$A = \frac{\pi}{4} (d_3 + d_2) \sqrt{(d_3 - d_2)^2 + 4h^2} \quad \text{superficie laterale del tronco di cono}$$

La forza di estrazione media, riferita ad una zona con caratteristiche omogenee, si ottiene dall'estrazione di un

**Numero minimo di inserti = 6** (UNI 9536)

- La distanza minima tra 2 inserti  $\geq 6d_2$
- La distanza minima tra un inserto e il bordo libero  $\geq 3d_2$

## PROVE DI ESTRAZIONE (PULL-OUT)

### METODO CON INSERTO PRE-INSERITO – LOK TEST

#### Peculiarità del metodo

- E' un metodo di estrazione molto diffuso, conforme ad ASTM C900;
- E' mirato a indagare la qualità superficiale del cls, cui è legata la durabilità dell'opera;
- La profondità dell'indagine è fissata a 25 mm (evitare le armature)

#### Dimensioni degli elementi

- Diametro dello stelo di acciaio = 11 mm;
- Diametro del disco = 25 mm, spessore 8 mm;
- Diametro interno dell'anello = 55 mm

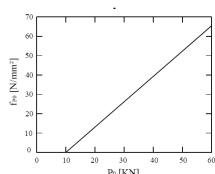
La sperimentazione condotta in Danimarca negli anni '60 ha consentito di fissare il diametro dell'anello di contrasto in 55 mm per far sì che la retta di correlazione abbia pendenza di 45°.

Esempio: Ad una forza di estrazione di 1kN corrisponde una resistenza cilindrica di 1MPa

## PROVE DI ESTRAZIONE (PULL-OUT)

### METODO CON INSERTO PRE-INSERITO - Calibrazione

La Normativa europea DRAFT prEN13791 propone una curva di correlazione tra



Forza di estrazione  $P_0$   
Resistenza iniziale all'estrazione  $f_{P0}$

Per ciascuna prova (min. 9 prove):

1. Si misurano le forze di estrazione  $P_0$  (curva di corr.)  $\rightarrow$   $f_{P0}$  (res. iniziale estraz.)
2. Si estraggono carote sui medesimi punti e si eseguono prove di compressione (in laboratorio)  $\rightarrow$   $f_c$  (res. cilindrica in situ)

## PROVE DI ESTRAZIONE (PULL-OUT)

### METODO CON INSERTO PRE-INSERITO - Calibrazione

Per ciascuna prova si calcola:

$$\delta f = f_c - f_{P0}$$

$N \geq 9$

$\delta f_{med}$  (valor medio)  
 $\delta$  (dev. standard)

Si determina



$$\Delta f = \delta f_{med} - k_1 \cdot \delta \quad (k_1 \text{ diminuisce al crescere di } N)$$

Fattore correttivo con cui traslare la curva di correlazione iniziale

Infine, per avere la stima della resistenza cilindrica in situ:

$$f_{c,P0} = f_{P0} + \Delta f$$

## PROVE DI ESTRAZIONE (PULL-OUT)

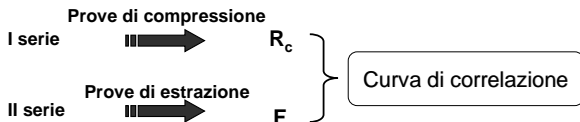
### METODO CON INSERTO PRE-INSERTITO - Calibrazione

Secondo UNI 9536

Si confezionano e si portano a maturazione **2 serie di provini cubici** (una delle quali con inserti pre-inseriti)

L'indagine viene eseguita su **almeno 4 rapporti A/C**

Per ciascun rapporto A/C si confezionano **4+4 provini** (min.)



Note:

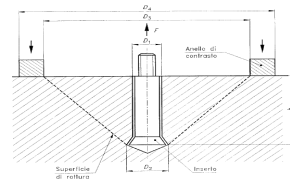
Tali prove di calibrazione forniscono coefficienti di correlazione superiori a 0,95.

## PROVE DI ESTRAZIONE (PULL-OUT)

### METODO PER FORATURA

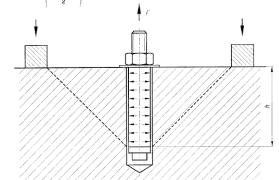
L'inserto è costituito da un elemento metallico che può essere:

1. a espansione geometrica (caso a)



L'inserto si adatta alla cavità del foro senza provocare stati di tensione nel cls.  
La profondità utile dell'inserto non deve essere minore di 35 mm.  
Per cls con aggregati di diam. max > 32mm è necessario impiegare inserti più lunghi di 35 mm.

2. a espansione forzata (caso b)



L'inserto si adatta alla cavità del foro, cilindrica in tutta la lunghezza, mediante l'applicazione di una coppia di serraggio, creando un'espansione forzata uniforme su tutta la superficie cilindrica, cui corrisponde uno stato di tensione normale compresa tra 0,1 e 1 MPa.

## PROVE DI ESTRAZIONE (PULL-OUT)

### METODO PER FORATURA - Esecuzione della prova

- Esecuzione foro cilindrico del cls seguita nel caso a) da un tratto sottoquadro che consente l'espansione libera dell'inserto;
- Installazione dell'inserto e collegamento del dispositivo di carico;
- Il carico viene incrementato gradualmente fino a produrre la rottura del cls con velocità tra 0.8 e 1.2 kN/s;
- Si misura la forza di estrazione  $F$  mediante indicatore di picco.

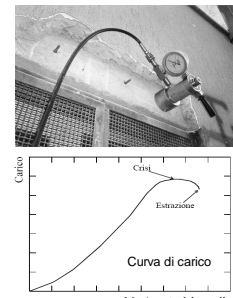
La **forza di estrazione media**, riferita ad una zona con caratteristiche omogenee, si ottiene dall'estrazione di un

**Numero minimo di inserti = 3 (UNI 10157)**

- La distanza minima tra 2 inserti  $\geq 5h$ ;
- La distanza minima tra un inserto e il bordo libero  $\geq 3h$ .

## PROVE DI ESTRAZIONE (PULL-OUT)

### METODO PER FORATURA - Esecuzione della prova



Se uno dei 3 valori della forza di estrazione si discosta più del 20% dal valor medio, tale valore deve essere scartato e sostituito dal risultato di un'ulteriore prova. Nel caso di ulteriore esito non soddisfacente il valore medio della forza di estrazione sarà da ritenersi non rappresentativo.

## PROVE DI ESTRAZIONE (PULL-OUT)

### METODO PER FORATURA - Esecuzione della prova



## PROVE DI ESTRAZIONE (PULL-OUT)

### METODO CON INSERTO POST-INSERTITO - Calibrazione

Secondo UNI 10157

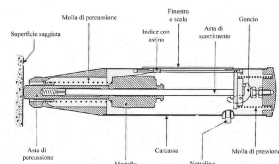
- Secondo la **UNI 10157** occorre confezionare e portare a maturazione con le stesse modalità delle serie di provini cubici e di blocchi di fissate dimensioni, di spessore 200 mm per inserti fino a profondità utile di 40 mm.
- Per ogni tipo di composizione (almeno 4), ottenuta facendo variare il rapporto A/C stabilito, si eseguono contemporaneamente sia le prove di compressione sui provini cubici che quelle di estrazione.
- La curva di taratura è determinata sulla base di una elaborazione statistica dei risultati ed è **utilizzabile solo entro la gamma di resistenze del cls saggiata**.

## PROVE DI DUREZZA SUPERFICIALE (SCLEROMETRO)

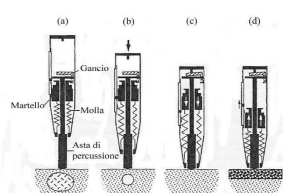
### PRINCIPIO DEL METODO

UNI 9189; EN 12504-2

Una massa scagliata da una molla colpisce un pistone a contatto con la superficie di prova e il risultato della prova viene espresso in termini di distanza di rimbalzo della massa.



Sezione dello strumento



Schema di esecuzione della prova

Mediante delle curve, in dotazione allo strumento o diversamente ottenute, l'**Indice sclerometrico**, proporzionale all'altezza di rimbalzo, viene correlato alla resistenza a compressione del calcestruzzo.

## PROVE DI DUREZZA SUPERFICIALE (SCLEROMETRO)

### Limiti di utilizzo

Lo sclerometro può essere correttamente impiegato per:

1. valutare la omogeneità del calcestruzzo in situ;
2. delimitare zone di cls degradato;
3. stimare le variazioni nel tempo delle proprietà del cls;
4. ottenere informazioni approssimative sulla resistenza.

ma non può sostituire i metodi distruttivi nella determinazione della resistenza;

Tale determinazione può essere effettuata solo in presenza di una curva sperimentale di taratura.

### Motivi

- La determinazione dell'indice di rimbalzo è influenzata da molti fattori;
- Non è possibile legare una misura di durezza superficiale a una resistenza.

## PROVE DI DUREZZA SUPERFICIALE (SCLEROMETRO)

### Fattori che influenzano i risultati

- **Tipo di cemento**;
- **Tipo di inerti**;
- **Finitura superficiale**;
- **Dosaggio**;
- **Massa e spessore dell'elemento**;
- **Umidità** (riduzioni fino al 20% dell'indice per superficie bagnata);
- **Indurimento superficiale per carbonatazione**;
- **Altri**

## PROVE DI DUREZZA SUPERFICIALE (SCLEROMETRO)

### Durezza superficiale e resistenza

I calcestruzzi poco rigidi e resistenti assorbono più energia nell'urto, rispetto a calcestruzzi più rigidi e resistenti, fornendo un valore più basso dell'indice di rimbalzo.

Poiché è possibile per due calcestruzzi con diversa composizione avere la stessa resistenza ma rigidità diversa, si possono ottenere due differenti indici di rimbalzo anche a parità di resistenza.

Ma è anche possibile che due calcestruzzi con diversa resistenza abbiano lo stesso indice di rimbalzo, se la rigidità del meno resistente è maggiore di quella del più resistente.

### In conclusione

L'indice sclerometrico è sì correlato alla resistenza del cls ma anche agli altri fattori elencati, pertanto una correlazione tra le 2 grandezze è possibile previa calibrazione dello strumento su provini dello stesso cls di quello da testare.

## PROVE DI DUREZZA SUPERFICIALE (SCLEROMETRO)

### ESECUZIONE DELLA PROVA

#### Preparazione

- ☐ L'area di prova deve essere di circa 30x30cm.
- ☐ Le superfici devono essere preventivamente levigate con pietra abrasiva.
- ☐ Per ogni area si determina una griglia su cui si eseguono almeno 9 misure, distanti tra loro almeno 25 mm e non meno di 25 mm dal bordo.
- ☐ L'indice di rimbalzo viene quindi determinato come media delle 9 misure eseguite.
- ☐ Preliminarmente deve essere eseguito un controllo di riferimento dello strumento mediante impiego di incudine di taratura.

**Se oltre il 20% di tutte le misure si discosta dalla media per più di 6 unità l'intera serie di misure deve essere scartata.**

## PROVE DI DUREZZA SUPERFICIALE (SCLEROMETRO)

### ESECUZIONE DELLA PROVA

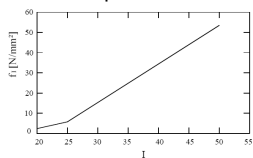
#### Metodo utilizzato presso Laboratorio Uff. Prove Materiali – Univ. CT

- ☐ Vengono eseguite 12 battute per ciascuna area.
- ☐ Vengono quindi scartate le 2 misure estreme.
- ☐ Ordinando i dieci valori rimanenti in senso crescente vengono inizialmente scartati i valori che presentano uno scarto maggiore di 5 divisioni dal valore minimo.
- ☐ Sui valori rimanenti, in numero non minore di 5, viene calcolato un valore medio provvisorio che viene quindi confrontato con i risultati non considerati.
- ☐ Quelli tra questi che mostrano uno scarto minore di 5 divisioni rispetto alla media provvisoria vengono utilizzati, insieme a quelli già considerati prima, per il calcolo della media definitiva.

## PROVE DI DUREZZA SUPERFICIALE (SCLEROMETRO)

### Calibrazione

La Normativa europea DRAFT prEN13791 propone una curva di correlazione tra



- Indice sclerometrico I
- Resistenza iniziale al rimbalzo  $f_i$

Per ciascuna prova (min. 9 prove):

1. Si misura l'indice sclerometrico I  $\rightarrow f_i$  (res. iniziale)
2. Si estraggono carote sui medesimi punti e si eseguono prove di compressione  $\rightarrow f_c$  (res. cilindrica in situ)

(curva di corr.)

(in laboratorio)

## PROVE DI DUREZZA SUPERFICIALE (SCLEROMETRO)

### Calibrazione

Per ciascuna prova si calcola:

$$\delta f = f_c - f_i$$

$N \geq 9$

$\delta f_{med}$  (valor medio)

$\delta$  (dev. standard)

Si determina



$$\Delta f = \delta f_{med} - k_1 \cdot \delta \quad (k_1 \text{ diminuisce al crescere di } N)$$

Fattore correttivo con cui traslare la curva di correlazione iniziale

Infine, per avere la stima della resistenza cilindrica in situ:

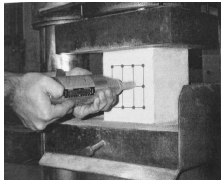
$$f_{c,I} = f_i + \Delta f$$

## PROVE DI DUREZZA SUPERFICIALE (SCLEROMETRO)

### Calibrazione (secondo UNI 9189)

Si confezionano e si portano a maturazione almeno **10 provini cubici**

L'indagine viene eseguita su **almeno 3 rapporti A/C** (min 30 provini):



Prove sclerometriche I

I fase

Prove di compressione  $R_c$

II fase

Curva di correlazione

## PROVE ULTRASONICHE (UNI 9524, EN 12504/4)

Il metodo ha come scopo principale la **determinazione dei tempi di propagazione di impulsi di vibrazione in campioni o strutture di cls** fra una o più coppie di punti di rilievo.

$\Rightarrow$  Scopo dei rilievi è dedurre la velocità di propagazione degli impulsi e da essa informazioni sul cls in termini di caratteristiche meccaniche e omogeneità;

$\Rightarrow$  In combinazione con altre determinazioni il metodo può essere utilizzato per stimare la resistenza del cls in situ;

### PRINCIPI DEL METODO:

$\Rightarrow$  La velocità con cui le onde elastiche si propagano in un **mezzo omogeneo, elastico e isotropo** è funzione delle sue caratteristiche meccaniche (modulo di elasticità e coefficiente di Poisson dinamici) e della sua densità;

$\Rightarrow$  Le disomogeneità presenti nei getti (fessure, cavità, etc) possono essere indagate analizzando le variazioni di velocità e gli assorbimenti parziali dell'onda di vibrazione dovuti a riflessioni, rifrazioni e attenuazioni dell'onda secondo determinate direzioni;

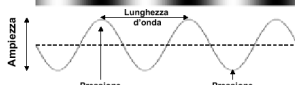
## PROVE ULTRASONICHE (UNI 9524, EN 12504/4)

- Il **suono**: una successione di compressioni e rarefazioni delle particelle del mezzo in cui si propaga.
- Gli **ultrasuoni**: sono onde elastiche in tutto simili a quelle udibili, con frequenza  $> 20\text{kHz}$ .

$$\text{velocità} = V = \lambda \cdot f$$

lunghezza d'onda  $\rightarrow$  frequenza

Propagazione



Rappresentazione di un'onda sonora

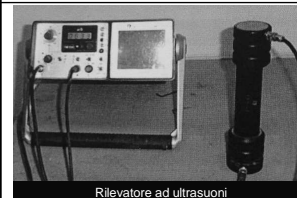
### Principio del metodo:

Mezzo: elastico, omogeneo, isotropo

Onde: longitudinali

$$E_d = \rho V^2 \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)}$$

## PROVE ULTRASONICHE (UNI 9524, EN 12504/4)

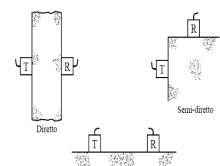


Rilevatore ad ultrasuoni

La sonda trasmittente emette in continuazione, con opportuna cadenza regolabile, impulsi di vibrazione che vengono captati dalla sonda ricevente. Il segnale è elaborato da una apposita unità che calcola il tempo di transito dell'impulso nella struttura.

### Operazioni preliminari di prova

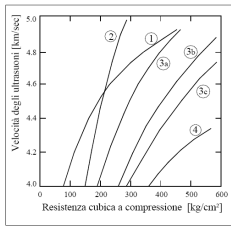
- Taratura dei tempi a mezzo blocco di calibrazione;
- Individuazione delle armature;
- Lisciatura delle superfici;
- Impostazione fondo scala e ritmo di ripetizione;
- Tracciamento dei punti di misura;
- Accoppiamento interfaccia sonde-cl con gel o grasso.



Tecniche di rilievo

## PROVE ULTRASONICHE (UNI 9524, EN 12504/4)

Esistono in letteratura curve che correlano la velocità ultrasonica nel cls alla sua resistenza



Correlazioni analitiche V-Rc vari autori

curva 1:  
 $R_c = 0,1125 \cdot e^{1,6019 \cdot V}$   
 curva 2:  
 $R_c = 24,34 \cdot V^2 - 71,95 \cdot V + 42,73$   
 curva 3a:  $R_c = V^{4,2}$   
 curva 3b:  $R_c = V^{4,5}$   
 curva 3c:  $R_c = V^{3,8}$   
 curva 4:  
 $R_c = 68,334 \cdot 10^{-3} \cdot V^{6,184}$

## PROVE ULTRASONICHE (UNI 9524, EN 12504/4)

Il cls non è tuttavia un materiale isotropo omogeneo ed elastico, quindi le relazioni che governano il legame delle velocità US alle caratteristiche meccaniche non possono prescindere dalle sue reali proprietà chimico-fisiche, legate:

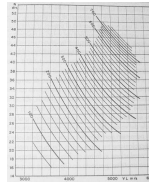
1. **Dimensione e natura degli inerti:** la presenza di inerti di grande dimensione fa aumentare la velocità anche se la resistenza resta costante;
2. **Rapporto A/C:** poco influente sulla velocità e molto sulla resistenza;
3. **Contenuto di umidità:** al crescere dell'umidità la velocità aumenta fino al 5%, mentre la resistenza diminuisce;
4. **Età:** è inversamente proporzionale alla velocità a causa della microfessurazione, ma direttamente proporzionale alla resistenza;
5. **Stato di sollecitazione:** la velocità non viene influenzata fino a quando la tensione nel materiale supera il 60-70% del carico di rottura, poi inizia a decrescere;
6. **Presenza di armature:** è un'influenza molto significativa, per cui bisogna porre attenzione nel minimizzare tale effetto indesiderato, ponendosi al centro delle maglie.

Da tutto ciò consegue che non è per niente consigliabile utilizzare curve di correlazione predeterminate. **Le curve di correlazione vanno determinate caso per caso.**

## METODI COMBINATI - SONREB

La metodologia utilizza in modo incrociato 2 PND:  
**SONic + REB**ound = ultrasuoni + sclerometro

1. Il **contenuto di umidità** nel cls fa sottostimare l'indice sclerometrico e sovrastimare la velocità US;
  2. L'**età** al contrario fa sottostimare la velocità US e sovrastimare l'indice di rimbalzo;
- ⇒ L'**uso combinato** di queste 2 prove **consente una compensazione** degli errori legati all'utilizzo delle singole metodologie.
- ⇒ Nel metodo combinato a 2 variabili ind. (V e I) la correlazione che si ottiene con la variabile dip. (Rc) da origine a una distribuzione di punti intorno a una "superficie di interpolazione";
- ⇒ Le curve di correlazione iso-resistenti sono del tipo  $R_c = a \cdot V^b \cdot I^c$ .



## ALTRI METODI NON DISTRUTTIVI

### La sonda Windsor

- ⇒ E' un metodo semi-distruttivo (interessa alcuni centimetri di materiale)
- ⇒ Principio: una sonda metallica viene infissa mediante una pistola → la profondità di penetrazione viene correlata alla resistenza del materiale



- ⇒ La prova si esegue mediante 3 determinazioni (ASTM C803);
- ⇒ Dopo aver rimosso i detriti si misurano le profondità di infissione che non devono discostarsi di più di 5 mm l'una dall'altra;

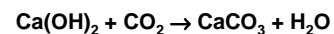
## ALTRI METODI NON DISTRUTTIVI

### La sonda Windsor

- ⇒ E' un metodo utile per eseguire dei confronti di cls simili o per valutare l'evoluzione temporale delle caratteristiche di un determinato cls;
- ⇒ Vantaggi: Il metodo è indubbiamente rapido e non è influenzato dalle condizioni ambientali;
- ⇒ Il fenomeno che in seguito alla penetrazione provoca la crisi del cls è complesso ed è pertanto difficile stabilire una corrispondenza tra profondità di penetrazione e resistenza a compressione del materiale;
- ⇒ E' indispensabile eseguire la calibrazione per ogni cls;
- ⇒ Altri svantaggi: è abbastanza costoso, e produce un danno significativo.

## PROVE CHIMICHE - Attacco dell'anidride carbonica

Col fenomeno della **CARBONATAZIONE** l'anidride carbonica presente nell'aria viene assorbita dal cls, trasformando l'idrossido di calcio (fortemente basico) in carbonato di calcio secondo la reazione



$$\text{pH} \quad 12.5 \div 13.5 \quad \longrightarrow \quad 9$$

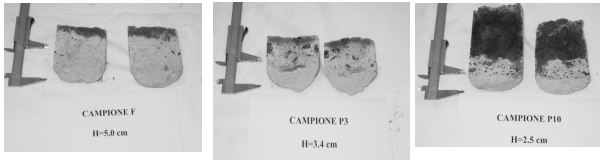
- ⇒ Tale abbassamento del pH determina l'eliminazione della naturale barriera alcalina, formata da uno strato passivante di ossido di ferro insolubile che protegge le armature dai fenomeni ossidativi.
- ⇒ Quando la carbonatazione raggiunge l'armatura interviene un pericolo di corrosione.
- ⇒ Il fenomeno è favorito dalla presenza di umidità.

## PROVE CHIMICHE - Carbonatazione

### Determinazione della profondità di carbonatazione (UNI 9944)

⇒ Su una metà di ciascun provino generalmente già sottoposto alla prova di trazione indiretta, si determina la profondità di carbonatazione.

⇒ Reagente: soluzione di fenoltaleina 1% in alcol etilico



⇒ Il reagente, al contatto con materiale il cui pH sia maggiore di 9.2, vira al rosso e rimane incolore per valori di pH minori.

## PROVE CHIMICHE - Carbonatazione

### Prova di carbonatazione con andamento anomalo della coloritura



⇒ La prova è stata eseguita su campione integro;

⇒ Si può osservare che entrambi gli estremi del provino sono interessati dalla carbonatazione.

⇒ Ciò ha messo in evidenza la presenza di un secondo spessore di cls applicato al pilastro in un tempo successivo alla sua realizzazione, quando il cls originario era già investito dalla carbonatazione.

## PROVE CHIMICHE - Attacco dei solfati

### Analisi chimica: diffrazione dei raggi X

- ⇒ La quantità di ione solfato  $\text{SO}_4$  "fisiologica" in una struttura in c.a. è compresa tra 0.4÷0.6% del peso del cls;
- ⇒ Il solfato è presente nel cemento come  $\text{CaSO}_4$ ;
- ⇒ Normalmente si procede con campionamento di 2 porzioni di cls, una in zona con sospetto di attacco solfatico e l'altra in zona sicuramente non attaccata;
- ⇒ Se dalle analisi la quantità di solfato nella zona di presunto attacco risulta maggiore del 20-30% l'ipotesi può essere confermata;
- ⇒ L'analisi chimica non è in grado di stabilire il livello di degrado ma solo se la concentrazione supera quella fisiologica;
- ⇒ il degrado si manifesta solo quando si formano quei prodotti (gesso, ettringite) che danno origine a fenomeni espansivi;

## PROVE CHIMICHE - Attacco dei cloruri

- ⇒ La quantità "fisiologica" di cloruri in una struttura in c.a. è lo 0.4% del peso del cemento (0.2% per c.a.p.);
- ⇒ Tali quantità sono introdotte con le materie prime dell'impasto;
- ⇒ L'attacco dei cloruri può derivare da esposizione in ambienti marini, provenire dall'esterno (antigelo sui viadotti) o per quantità anomale nell'impasto ( $\text{CaCl}_2$  usato in passato come accelerante di presa);
- ⇒ Il fenomeno si manifesta con fessurazione in corrispondenza delle armature e distacco del copriferro;

## PROVE CHIMICHE - Attacco dei cloruri

### Analisi chimica: diffrazione dei raggi X

⇒ Si campionano 2 porzioni di cls, una in zona con sospetto di attacco dei cloruri e l'altra in zona sicuramente non attaccata;

### Analisi colorimetrica: alla fluorescina

- ⇒ Si spruzzano su una carota 2 soluzioni:
  - 1 soluzione di fluorescina;
  - 1 soluzione di nitrato di argento.
- ⇒ Si osservano le colorazioni assunte dal materiale:

Colorazione CHIARA (rosa) → ZONA PENETRATA;  
 Colorazione SCURA → ZONA NON PENETRATA;

## INDAGINI SUGLI ACCIAI

Nelle strutture esistenti è spesso necessario disporre o integrare i dati esistenti circa:

- ⇒ Quantità e distribuzione delle armature nelle sezioni;
- ⇒ Caratteristiche meccaniche dell'acciaio e stato di conservazione;
- ⇒ A tal fine si eseguono:
  - Rilievi in situ;
  - Prelievo di campioni;
  - Prove di laboratorio
- ⇒ La determinazione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio per c.a. risulta in genere meno problematica circa l'interpretazione dei risultati, in quanto i valori forniti dalle prove di trazione sono meno dispersi rispetto ai cls, specie in termini di tensione di rottura;



### PROVE SUGLI ACCIAI

Le barre di acciaio prelevate vengono sottoposte a prova di trazione secondo UNI EN 15630/1 e si determinano le grandezze:

- ⇒ **Diametro della sezione resistenti;**
- ⇒ **Carico unitario di snervamento;**
- ⇒ **Carico unitario di rottura;**
- ⇒ **Allungamento dopo rottura.**

In passato, fino agli anni '70, erano in uso gli acciai lisci.

### PROVE SUGLI ACCIAI - vecchia classificazione

Per dare indicazioni sulle qualità di acciaio in cui ci si può imbattere procedendo a campagne sperimentali su edifici esistenti bisogna fare riferimento alle normative del passato:

- ⇒ Il **R.D. 2229 del 1939** classificava gli acciai da costruzione sulla base delle tensioni di snervamento e rottura nei tipi **dolce, semiduro, duro;**
- ⇒ La **circolare 1472 del 1957** riproponeva la medesima classificazione assegnando le sigle **Aq42, Aq50, Aq60** agli acciai di qualità caratterizzati dalle seguenti caratteristiche

Tipo acciaio	Tensione di snervamento [kg/mm <sup>2</sup> ]	Tensione di rottura [kg/mm <sup>2</sup> ]	All <sub>10</sub> spec. a rottura [%]
<b>Aq42</b>	≥23	42÷50	≥20
<b>Aq50</b>	≥27	50÷60	≥16
<b>Aq60</b>	≥31	60÷70	≥14

### PROVE SU ACCIAI - rilievo delle sezioni

La posizione delle barre nelle travi e nei pilastri viene determinata attraverso il metodo pacometrico che si basa sul principio dell'induzione magnetica.

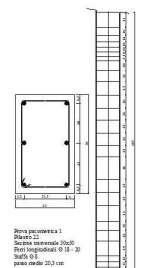
- ⇒ Gli strumenti in commercio consentono la **localizzazione molto accurata** della posizione barre e del copriferro;
- ⇒ L'incertezza sulla determinazione del diametro è di circa 2 diametri;
- ⇒ Solitamente si procede alla determinazione a mezzo **saggio diretto dei diametri in alcune sezioni** significative;
- ⇒ Per barre molto ravvicinate o disposte su più file si deve procedere con saggi diretti;
- ⇒ E' spesso molto importante rilevare oltre alle armature principali di travi e pilastri anche i dettagli nelle zone di sovrapposizione e nei **nodi trave-pilastro**;

### PROVE SU ACCIAI - rilievo delle armature

Rilievo a mezzo pacometro

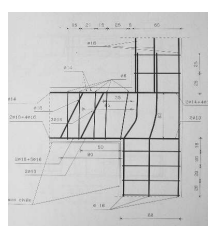
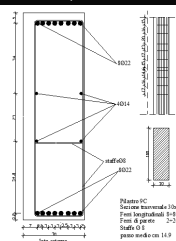
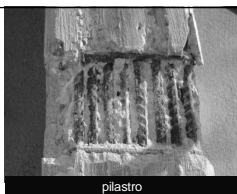


Rilievo



Restituzione

### PROVE SU ACCIAI - rilievo diretto delle armature



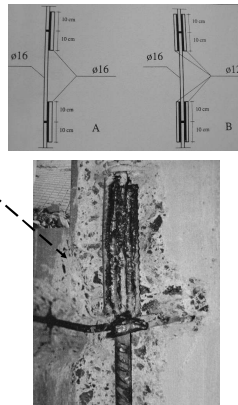
### PROVE SU ACCIAI - prelievo e rilievo delle armature



Rilievo dei raggi di curvatura

### PROVE SU ACCIAI - prelievo di barre

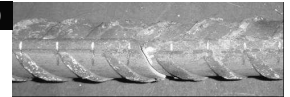
Prelievo di armature longitudinali e trasversali e ripristino



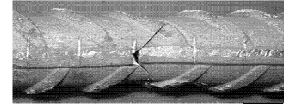
### PROVE SU ACCIAI - trazione

Rotture di tipo fragile

P10



P6

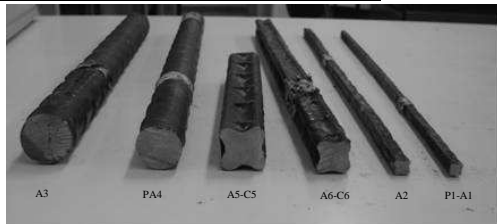


P2

Contrassegno	Data prova	Φ eff.	RESISTENZA A TRAZIONE		All. Rott. A <sub>5</sub>
			Tensione di snervamento	Tensione di rottura	
		[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]
Prelievo P6	17/01/03	17,73	476,76	744,94	8,89
Prelievo P10	"	19,76	492,31	770,44	13,20
Prelievo P2	"	19,86	483,00	772,79	16,60

### PROVE SU ACCIAI - trazione

Acciai prelevati da un ponte in c.a. degli anni '60

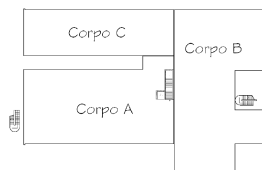


Contr.	DATA PROVA	D eff	RESIST. A TRAZIONE		All. rott. [A 5%]
			Tensione di snerv. fy	Tensione di rott. ft	
		[mm]	[MPa]	[MPa]	[%]
A3	10/10/03	29,82	482,0	673,4	10,60
P A4	10/10/03	25,84	419,8	662,4	17,85
A5 C5	10/10/03	25,53	484,1	643,6	non rilevabile
A6 C6	10/10/03	19,80	434,0	666,5	18,21
A2	10/10/03	13,79	445,6	655,7	11,50
P1 A1	10/10/03	9,60	430,1	610,1	14,00

Un esempio di indagine

### Istituto comprensivo statale "Salvatore Todaro", Augusta (SR)

- La valutazione della vulnerabilità sismica di questo edificio è stata svolta nell'ambito di una convenzione tra Comune di Augusta e Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università di Catania



Edificio costituito da tre corpi di fabbrica  
I corpi A e B sono costituiti da un piano seminterrato, un piano terra ed un primo piano

Il corpo C è costituito dal solo piano terra

### Informazioni generali

- Edificio progettato nel 1984 in ottemperanza della normativa sismica vigente
- Sono disponibili le tavole progettuali complete

## Calcestruzzo

### Prove effettuate:

- Resistenza a compressione monoassiale su carote
  - Prelevate 20 carote di diametro 100 mm
  - Provini cilindrici con h/d = 1
- Prove sclerometriche
  - Effettuate in 28 punti, 9 coincidenti con prelievo carote
- Prove a ultrasuoni e Sonreb
  - Negli stessi punti
- Prove di pull-out
  - Negli stessi punti

## Calcestruzzo prove di compressione su carote

Piano	Corpo	Pilastro n.	Sigla	$R_{c1}$ (MPa)	$R_{c2}$ (MPa)	$R_c$ (MPa)
Seminterrato	B	40	C1	15.6	15.3	15.5
	B	41	C2	15.8	15.1	15.5
	A	17	C3	18.1	16.6	17.4
	A	10	C4	14.5	14.3	14.4
	A	8	C5	27.5	27.2	27.4
	A	15	C6	20.4	19.4	19.9
	A	16	C7	--	--	16.6
	A	1	C8	--	--	31.6
Piano terra	B	28	C9	--	--	17.3
	B	39	C10	--	--	14.7
	B	49	C11	--	--	16.1
	C	69	C12	--	--	23.0
	A	4	C13	--	--	20.9
	A	16	C14	--	--	37.6
	A	11	C15	--	--	28.8
	A	2	C16	--	--	35.1
Primo piano	B	46	C17	--	--	11.4
	B	36	C18	--	--	17.0
	A	19	C19	--	--	34.5
	A	6	C20	--	--	21.2

## Calcestruzzo prove con sclerometro (1)

Piano	Corpo	Pilastro n.	Carota	Sigla	$I_m$	$R_c$ (MPa)
Seminterrato	B	40	C1	SC1	25	16.6
	B	41	C2	SC2	26	18.0
	A	17	C3	SC3	31	25.6
	A	10	C4	SC4	29	22.5
	A	15	C6	SC5	31	25.6
	A	1	C8	SC6	34	30.5
Piano terra	A	11	C15	SC15	39	39.3
	A	22		SC16	33	29.8
	B	51		SC17	28	21.0
	B	46		SC18	32	27.2
	A	13		SC19	34	30.5
	A	4	C13	SC20	31	25.6
	C	64		SC21	31	25.6
	C	73		SC22	35	32.2

## Calcestruzzo prove con sclerometro (2)

Piano	Corpo	Pilastro n.	Carota	Sigla	$I_m$	$R_c$ (MPa)
	B	54		SC23	27	19.5
	B	41		SC24	29	22.5
	B	32		SC25	19	8.6
	A	24		SC26	37	35.7
	B	38		SC27	33	28.9
	C	60		SC28	30	24.0
Primo piano	B	46	C17	SC7	22	12.5
	A	24		SC8	31	25.6
	A	22		SC9	33	28.9
	B	35		SC10	29	22.5
	A	14		SC11	36	33.9
	A	18		SC12	42	44.8
	A	11		SC13	35	32.2
	A	2		SC14	33	28.9

## Calcestruzzo resistenza a compressione con il metodo Sonreb (1)

Piano	Corpo	Pilastro n.	Carota	Sigle	$I_m$	$V_m$ (m/s)	$R_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)
Seminterrato	B	40	C1	SC1-US1	25	2.40	17.5	11785
	B	41	C2	SC2-US2	26	2.52	18.4	12993
	A	17	C3	SC3-US3	31	3.01	22.8	18537
	A	10	C4	SC4-US4	29	2.70	20.8	14915
	A	15	C6	SC5-US5	31	3.05	22.9	19033
	A	1	C8	SC6-US6	34	3.40	25.8	23652
Piano terra	A	11	C15	SC15-US15	39	3.81	30.4	29700
	A	22		SC16-US16	33	3.29	24.8	22146
	B	51		SC17-US17	28	2.72	20.2	15137
	B	46		SC18-US18	32	3.16	23.9	20430
	A	13		SC19-US19	34	3.40	25.8	23652
	A	4	C13	SC20-US20	31	3.05	22.9	19033
	C	64		SC21-US21	31	3.06	22.9	19158
	C	73		SC22-US22	35	3.53	26.8	25495
	B	54		SC23-US23	27	2.61	19.3	13937

## Calcestruzzo resistenza a compressione con il metodo Sonreb (2)

Piano	Corpo	Pilastro n.	Carota	Sigle	$I_m$	$V_m$ (m/s)	$R_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)
Piano terra	B	41		SC24-US24	29	2.83	21.1	16386
	B	32		SC25-US25	19	2.10	12.9	9023
	A	24		SC26-US26	37	3.78	28.8	29234
	B	38		SC27-US27	33	3.29	24.8	22146
	C	60		SC28-US28	30	2.94	22.0	17685
Primo piano	B	46	C17	SC7-US7	22	2.10	14.9	9023
	A	24		SC8-US8	31	3.05	22.9	19033
	A	22		SC9-US9	33	3.28	24.8	22012
	B	35		SC10-US10	29	2.83	21.1	16386
	A	14		SC11-US11	36	3.65	27.8	27258
	A	18		SC12-US12	42	3.93	32.9	31600
	A	11		SC13-US13	35	3.53	26.8	25495
	A	2		SC14-US14	33	3.28	24.8	22012

## Calcestruzzo

Piano	Corpo	Pilastro n.	Carota	Sigla	$R_c$ (MPa)
Seminterrato	B	40	C1	PO1	24.3
	B	41	C2	PO2	24.7
	A	17	C3	PO3	27.4
	A	10	C4	PO4	24.3
	A	15	C6	PO5	34.4
	A	1	C8	PO6	35.9
Piano terra	A	11	C15	PO15	47.2
	A	22		PO16	41
	B	51		PO17	27.7
	B	46		PO18	28.6
	A	13		PO19	46.2
	A	4	C13	PO20	42.3
	C	64		PO21	34.5
	C	73		PO22	41.9

## Calcestruzzo

Piano	Corpo	Pilastro n.	Carota	Sigla	$R_c$ (MPa)
Piano terra	B	54		PO23	27.2
	B	41		PO24	36.4
	B	32		PO25	--
	A	24		PO26	49.6
	B	38		PO27	36.1
	C	60		PO28	27.4
Primo piano	B	46	C17	PO7	18.7
	A	24		PO8	39.4
	A	22		PO9	36.2
	B	35		PO10	33.6
	A	14		PO11	36.6
	A	18		PO12	47.6
	A	11		PO13	45.1
	A	2		PO14	41.7

## Calcestruzzo

Metodo d'indagine				Carote	Sclerometriche	Metodo Sonreb	Pull-out
Piano	Corpo	Pil. n.	Carota	$R_c$ (MPa)	$R_{sp}$ (MPa)	$R_{sp}$ (MPa)	$R_p$ (MPa)
Seminterrato	B	40	C1	15.5	16.6	0.934	17.5
	B	41	C2	15.5	18	0.861	18.4
	A	17	C3	17.4	25.6	0.680	22.8
	A	10	C4	14.4	22.5	0.640	20.8
	A	15	C6	19.9	25.6	0.777	22.9
	A	1	C8	31.6	30.5	1.036	25.8
Piano terra	A	11	C15	28.8	39.3	0.733	30.4
	A	4	C13	20.9	25.6	0.816	22.9
Primo piano	B	46	C17	11.4	12.5	0.912	14.9
<b>C<sub>v</sub> (media)</b>					<b>0.820</b>	<b>0.877</b>	<b>0.620</b>

## Calcestruzzo

Metodo d'indagine				Carote	Sclerometriche	Sonretr	Pull-out
Piano	Corpo	Pilastro n.	Carota	R <sub>c</sub> (MPa)	R <sub>c</sub> ' (MPa)	R <sub>c</sub> ' (MPa)	R <sub>c</sub> ' (MPa)
Seminterrato	B	40	C1	15.5	15.5	15.5	15.5
	B	41	C2	15.5	15.5	15.5	15.5
	A	17	C3	17.4	17.4	17.4	17.4
	A	10	C4	14.4	14.4	14.4	14.4
	A	15	C6	19.9	19.9	19.9	19.9
	A	1	C8	31.6	31.6	31.6	31.6
	A	8	C5	27.4	27.4	27.4	27.4
	A	16	C7	16.6	16.6	16.6	16.6
	A	11	C15	28.8	28.8	28.8	28.8
	A	22	--	--	24.4	21.7	25.8
	B	51	--	--	17.2	17.7	17.4
	B	46	--	--	22.3	21.0	18.0
	A	13	--	--	25.0	22.6	20.1

## Calcestruzzo

Metodo d'indagine				Carate	Sclerometriche	Soubre	Pull-out
Piano	Corpo	Pilastro n.	Carota	$R_c$ (MPa)	$R_c$ (MPa)	$R_c$ (MPa)	$R_c$ (MPa)
Piano terra	A	4	C13	20.9	20.9	20.9	20.9
	C	64		--	21.0	20.1	21.7
	C	73		--	26.4	23.5	26.3
	B	54		--	16.0	16.9	17.1
	B	41		--	18.5	18.5	22.9
	B	32		--	7.1	11.3	--
	A	24		--	29.3	25.3	31.2
	B	38		--	23.7	21.7	22.7
	C	60		--	19.7	19.3	17.2
	B	28	C9	17.3	17.3	17.3	17.3
	B	39	C10	14.7	14.7	14.7	14.7
	B	49	C11	16.1	16.1	16.1	16.1
	C	69	C12	23.0	23.0	23.0	23.0

## Calcestruzzo

Metodo d'indagine				Carote	Sclerometriche	Sonreb	Pull-out
Piano	Corpo	Pilastro n.	Carota	R <sub>c</sub> (MPa)	R <sub>c</sub> ' (MPa)	R <sub>c</sub> ' (MPa)	R <sub>c</sub> ' (MPa)
	A	16	C14	37.6	37.6	37.6	37.6
	A	2	C16	35.1	35.1	35.1	35.1
	B	46	C17	11.4	11.4	11.4	11.4
	A	24		--	21.0	20.1	24.8
	A	22		--	23.7	21.7	22.8
	B	35		--	18.5	18.5	21.1
	A	14		--	27.8	24.4	23.0
Primo piano	A	18	Carota	--	36.7	28.8	29.9
	A	11		--	26.4	23.5	28.4
	A	2		--	23.7	21.7	26.2
	B	36	C18	17.0	17.0	17.0	17.0
	A	19	C19	34.5	34.5	34.5	34.5
	A	6	C20	21.2	21.2	21.2	21.2

## Calcestruzzo valori medi ottenuti

Valori medi della resistenza a compressione  $R_c$  (MPa)

Metodo d'indagine	Carote	Sclerometriche	Sonreb	Pull-out
Seminterrato	19.8	19.8	19.8	19.8
Piano terra	24.2	22.2	21.7	23.3
Primo piano	21.0	23.8	22.1	23.7
<b>Media p.terra e primo</b>	<b>23.1</b>	<b>23.4</b>	<b>21.8</b>	<b>22.8</b>
<b>Media totale</b>	<b>21.7</b>	<b>21.9</b>	<b>21.2</b>	<b>22.2</b>

Valori medi del modulo elastico  $E_c$  (MPa)

Seminterrato	16819
Piano terra	20226
Primo piano	21602
<b>Totale</b>	<b>19889</b>

## Calcestruzzo conclusioni

- I valori sono abbastanza uniformi, tendenzialmente minori al piano seminterrato
- È stato rilevato un valore particolarmente basso solo in un punto (pilastro 46, piano primo)
- Si decide di utilizzare come valore medio:
  - $R_{cm} = 19.8$  MPa ( $f_{cm} = 16$  MPa) al piano seminterrato
  - $R_{cm} = 22.8$  MPa ( $f_{cm} = 18$  MPa) al piano terra e primo
- Per quanto riguarda il modulo elastico si utilizza come valore medio:
  - $E_{cm} = 20000$  MPa

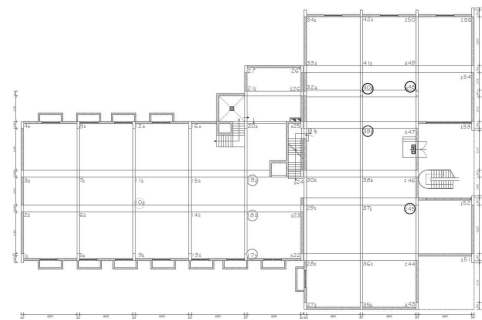
## Acciaio

Prove effettuate:

- Rilievo di armature col pacometro in 25 elementi strutturali (22 pilastri e 3 travi)
  - Rilievo dei pilastri esteso a tutta altezza per determinare la posizione delle staffe
- Spicconatura del calcestruzzo in 12 dei 25 elementi
  - Controllo posizione e rilievo diametro delle barre
- Prelievo di 6 spezzoni di barre, soggette a prova a trazione

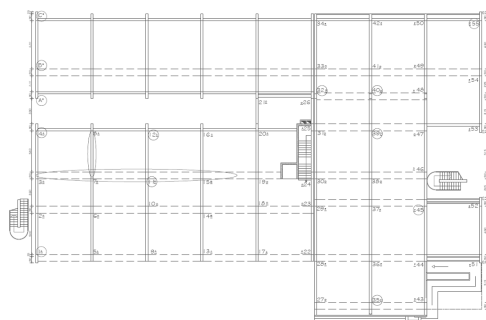
## Armature ubicazione dei sondaggi

- Piano seminterrato



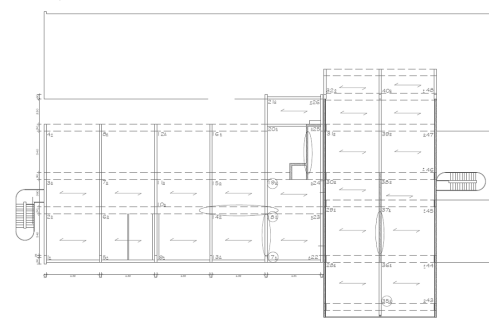
## Armature ubicazione dei sondaggi

- Piano terra



## Armature ubicazione dei sondaggi

- Piano primo



## Acciaio

### conclusioni

- L'acciaio presenta resistenza media  $f_{ym} = 450$  MPa
- Si riscontrano varie difformità tra le armature previste dal progetto e quelle disposte:
  - Barre si spigolo previste come  $\varnothing 26$  spesso sostituite da coppie di  $\varnothing 16$  (area complessiva minore del 25%)
  - Staffe  $\varnothing 8$  disposte con passo 20 cm (come da progetto) ma senza i tirantini previsti (area a taglio in direzione trasversale dimezzata)

## Riepilogo valori

### da assumere nel calcolo

- Calcestruzzo
  - Si assume  $f_{cm} = 16$  MPa al piano seminterrato e  $f_{cm} = 18$  MPa al piano terra e primo
  - Si utilizza un fattore di confidenza  $FC = 1.2$
- Acciaio
  - Si assume  $f_{ym} = 450$  MPa
  - Per le discordanze riscontrate, si assume  $FC = 1.2$  per le armature longitudinali
  - Come staffe si assume sempre  $\varnothing 8/20$  senza tirantini, ma si utilizza  $FC = 1$  (perché su questo c'è certezza)

## Un altro esempio di indagine

Lo lascio come documentazione,  
senza parlarne

## CASO DI STUDIO

### IMPIEGO DI TECNICHE COMBinate - Edifici esistenti in c.a.

- ❑ **CASO DI STUDIO:** caratterizzazione del calcestruzzo in opera di edifici multipiano in c.a. attraverso un metodo di stima indiretto delle proprietà meccaniche.
- ❑ **METODOLOGIA:** impiego di tecniche combinate PD – PND.
- ❑ **TARATURA DEL METODO:**

1. Prove di laboratorio su N campioni prelevati.
  2. PND lungo l'asse dei campioni prima e dopo il prelievo.
  3. Determinazione di Curve di Correlazione.
- ❑ **ESTENSIONE DELLE INDAGINI:**.....ad un numero di elementi » N.

## INTRODUZIONE - scelta dell'indagine PND

....Ricordando l'O.P.C.M. 3274:

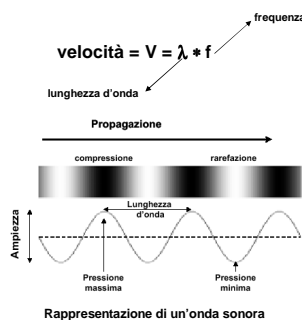
- ❑ La misura delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove di compressione fino a rottura.
- ❑ Sono ammessi metodi di indagine non distruttiva di documentata affidabilità, che non possono essere impiegati in completa sostituzione di quelli distruttivi, ma sono consigliati a loro integrazione, purché i risultati siano tarati su quelli ottenuti con prove distruttive.
- ❑ Vanno adottati metodi non distruttivi che limitino l'influenza della carbonatazione degli strati superficiali sui valori di resistenza del calcestruzzo.

### Indagine non distruttiva individuata: ULTRASUONI

- ❑ Buona rappresentatività
- ❑ Nessun danno
- ❑ Affidabilità e ripetibilità
- ❑ Legame con le proprietà elastiche

## IL RILIEVO ULTRASONICO

- ❑ **Il suono:** una successione di compressioni e rarefazioni delle particelle del mezzo in cui si propaga.
- ❑ **Gli ultrasuoni:** sono onde elastiche in tutto simili a quelle udibili, con frequenza > 20kHz.



### Principio del metodo:

Mezzo: elastico, omogeneo, isotropo

Onde: longitudinali

$$E_d = \rho V^2 \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)}$$

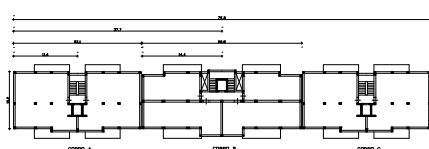
## Edifici oggetto di indagine



Edificio 1



Edificio 2



Schema planimetrico degli edifici

- ☐ **Tipologia:** Edifici in c.a. con 5 elev. f.t.
- ☐ **Località:** Siracusa.
- ☐ **Costruzione:** anni '80.
- ☐ **Proprietà:** IACP SR.
- ☐ **3 corpi** indipendenti per edificio.
- ☐ **Sup. corpi laterali A e C:** 250 m<sup>2</sup>/impalcato.
- ☐ **Sup. corpo centrale B:** 305 m<sup>2</sup>/impalcato.
- ☐ **Sup. complessiva:** 800 m<sup>2</sup>/impalcato.
- ☐ **N'appartamenti/imp.:** 8 per edificio.

## FASE DI TARATURA - programma di indagine

### in situ

- ☐ Rilievo della velocità di propagazione  $V_{situ}$  delle onde longitudinali su N°18 elementi strutturali.
- ☐ Prelievo di N°18 carote di cls, lungo l'asse di rilievo delle velocità US.

### in laboratorio

- ☐ Rilievo della velocità  $V_{cor}$  su N°18 provini cilindrici ricavati dalle carote prelevate, con rapporto  $h/d=2$ .
- ☐ Esecuzione di N°18 prove di compressione monoassiale con rilievo della curva  $\sigma-\epsilon$ .

**RICERCA DI CORRELAZIONI** tra  $V_{situ}$  e

- ☐ Densità  $\rho$
- ☐ Resistenza cilindrica  $f_c$
- ☐ Resistenza cubica  $R_c$
- ☐ Modulo elastico  $E_0$

Elementi strutturali indagati nella Fase di Taratura

Edificio	Corpo	Elevaz. I	Elevaz. II	Elevaz. III	Elevaz. IV	Elevaz. V	Totale
2	B	3	-----	3	-----	3	9
1	B	3	-----	3	-----	3	9

## FASE DI TARATURA - prove in situ e di laboratorio



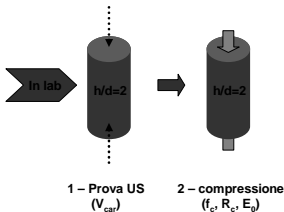
Fasi di prova per il rilievo della velocità  $V_{situ}$

Prove ultrasoniche in situ

- ☐ **Sonde:** piezoelettriche f=50 kHz.
- ☐ **Taratura:** blocco di calibrazione
- ☐ **Visualizzazione:** A-scan
- ☐ **Misure di distanza:** precisione  $\pm 1\%$ .
- ☐ **Modalità:** per trasparenza.



Fasi di estrazione di un campione



## FASE DI TARATURA - prove in situ e di laboratorio

### RISULTATI - confronto velocità

Elemento	Carotaggio	Elevaz. f.t.	$V_{situ}$ [m/s]	$V_{cor}$ [m/s]	$V_{cor}/V_{situ}$
Pilastro 40x40	C1	I	3875	3810	0,98
Pilastro 40x40	C2	I	3903	3875	0,99
Pilastro 40x40	C3	I	3681	3554	0,97
Pilastro 40x30	C4	III	3571	3259	0,91
Pilastro 40x30	C5	III	3450	3345	0,97
Pilastro 40x30	C6	III	3450	3238	0,94
Pilastro 30x30	C7	V	2884	2823	0,98
Setto 150x30	C8	V	2989	2760	0,92
Setto 150x30	C9	V	3023	3037	1,00
Pilastro 50x40	C10	I	3705	3582	0,97
Pilastro 50x40	C11	I	3672	3635	0,99
Pilastro 40x40	C12	I	3854	3715	0,96
Pilastro 30x40	C13	III	3622	3617	1,00
Pilastro 50x30	C14	III	3937	3720	0,94
Pilastro 50x30	C15	III	3563	3529	0,99
Pilastro 30x30	C16	V	3772	3647	0,97
Pilastro 30x30	C17	V	3454	3425	0,99
Pilastro 30x30	C18	V	3706	3659	0,99

## FASE DI TARATURA - prove di laboratorio

### RISULTATI - prove di compressione strumentate

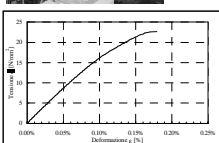


Diagramma  $\sigma-\epsilon$

$$f_c \rightarrow R_c = 2.5 \cdot f_c / (1.5 + \Phi/h)$$

(BS1881)

Car.	$\Phi$ [mm]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Res. Cil. $f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Res. cub. $R_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Mod. elast. $E_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]
C1	104	2038	22,7	28,1	17850
C2	104	2035	22,4	28,0	16550
C3	104	2001	21,5	26,7	15600
C4	79	2001	18,9	23,2	12450
C5	104	2007	18,8	23,3	12900
C6	79	2010	17,3	21,2	11500
C7	79	1920	12,5	15,6	8200
C8	79	1882	12,4	15,2	8700
C9	79	1919	14,3	17,6	11000
C10	104	2008	22,5	27,9	15050
C11	104	2001	22,8	28,2	16850
C12	79	1990	20,9	25,9	17400
C13	79	2042	20,1	24,7	16450
C14	104	2020	24,1	28,9	16900
C15	104	1981	19,3	24,0	14300
C16	104	2017	17,8	22,1	16550
C17	79	2008	20,1	24,7	12450
C18	104	2050	20,6	24,3	17000

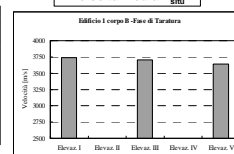
## FASE DI TARATURA - prove in situ e di laboratorio

### RIEPILOGO DEI RISULTATI

#### Edificio 1

Grandezza	I elev.		III elev.		V elev.		I-III-V elev.	
	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.
$V_{situ}$ [m/s]	3744	0,11	3707	0,05	3644	0,05	3698	0,04
$V_{cor}$ [m/s]	3644	0,01	3622	0,03	3577	0,04	3614	0,03
$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2000	0,00	2014	0,02	2025	0,01	2013	0,01
$f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	22,1	0,05	21,1	0,12	19,5	0,08	20,9	0,09
$R_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	27,3	0,05	25,9	0,10	23,7	0,06	25,6	0,09
$E_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	16430	0,07	15880	0,09	15330	0,16	15880	0,10

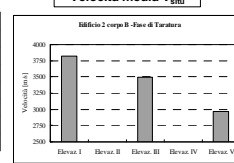
#### Velocità media $V_{situ}$



#### Edificio 2

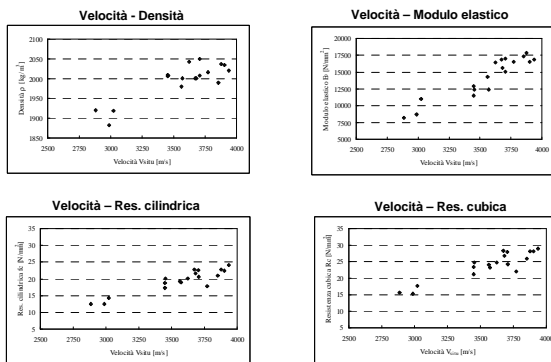
Grandezza	I elev.		III elev.		V elev.		I-III-V elev.	
	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.
$V_{situ}$ [m/s]	3820	0,03	3491	0,02	2965	0,02	3425	0,11
$V_{cor}$ [m/s]	3747	0,05	3281	0,02	2873	0,05	3300	0,12
$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2024	0,01	2006	0,00	1907	0,01	1979	0,03
$f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	22,2	0,03	18,3	0,05	13,1	0,08	17,9	0,23
$R_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	27,6	0,03	22,5	0,05	16,1	0,08	22,1	0,23
$E_0$ [N/mm <sup>2</sup> ]	16670	0,07	12280	0,06	9300	0,16	12750	0,26

#### Velocità media $V_{situ}$



## FASE DI TARATURA - correlazioni

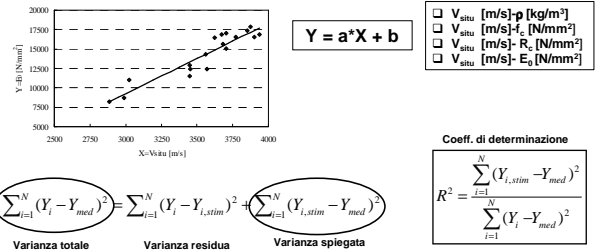
### DIAGRAMMI DI DISPERSIONE



## FASE DI TARATURA - prove in situ e di laboratorio

### CORRELAZIONI

- Al fine dell'elaborazione statistica dei dati sono stati accorpati i risultati delle prove sui 2 edifici.
- Dall'interpolazione dei punti sperimentali, sono state determinate le rette di regressione dei minimi quadrati di Y su X.
- X è sempre la velocità, misurata in situ.
- Y è la generica grandezza ricercata:  $\rho$ ,  $f_c$ ,  $R_c$ ,  $E_0$ .



## FASE DI TARATURA - prove in situ e di laboratorio

### CORRELAZIONI - limiti di confidenza

$$s_{Y,X} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (Y_i - Y_{stim})^2}{N}} \quad \xrightarrow{N < 30} \quad s_{Y,X}^* = s_{Y,X} * \sqrt{N/(N-2)}$$

errore standard della stima di Y su X

errore standard della stima corretto

...Nell'ipotesi di distribuzione normale dei punti campionari attorno alla retta di regressione.....

- $Y(1s)_{1,2} = a^*X + b \pm s_{YX}$  Le 2 rette parallele alla retta di regressione a distanza verticale  $\pm s_{YX}$  racchiudono circa il 68% della popolazione.
- $Y(2s)_{1,2} = a^*X + b \pm 2s_{YX}$  Le 2 rette parallele alla retta di regressione a distanza verticale  $\pm 2s_{YX}$  racchiudono circa il 95% della popolazione.
- $Y(3s)_{1,2} = a^*X + b \pm 3s_{YX}$  Le 2 rette parallele alla retta di regressione a distanza verticale  $\pm 3s_{YX}$  racchiudono circa il 99% della popolazione.

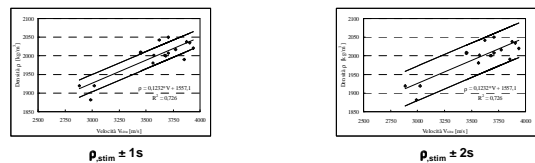
## FASE DI TARATURA - prove in situ e di laboratorio

### CORRELAZIONI - riepilogo

$$Y = a^*X + b$$

Grandezza	a	b	s	s <sup>2</sup>	R <sup>2</sup>
$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	0.1232	1557.1	23.077 [kg/m <sup>3</sup> ]	24,477 [kg/m <sup>3</sup> ]	0.7260
$f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0.0101	-16.637	1.318 [N/mm <sup>2</sup> ]	1,398 [N/mm <sup>2</sup> ]	0.8411
$R_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0.0123	-19.946	1.674 [N/mm <sup>2</sup> ]	1,776 [N/mm <sup>2</sup> ]	0.8338
$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	9.0142	-17790	1072.447 [N/mm <sup>2</sup> ]	1137,502 [N/mm <sup>2</sup> ]	0.8718

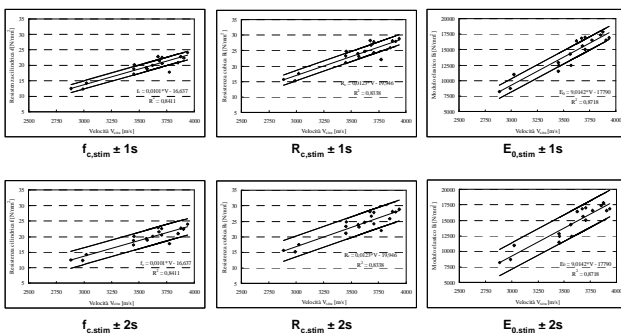
#### Velocità - Densità



## FASE DI TARATURA - prove in situ e di laboratorio

### CORRELAZIONI - riepilogo

Velocità - Resistenza cilindrica    Velocità - Resistenza cubica    Velocità - Modulo elastico



## FASE DI ESTENSIONE - prove in situ

### programma di indagine

- La fase di estensione dell'indagine non distruttiva ha interessato complessivi n°240 punti di misura distribuiti su n°82 elementi strutturali nei 2 edifici.
- Utilizzando le correlazioni stabilite sono state determinate le stime delle grandezze di interesse: *Densità, Resistenza cilindrica e cubica, Modulo elastico*.
- Per ciascun elemento strutturale le prove sono state eseguite a 2 differenti altezze.
- Su 21 pilastri al V impalcato dell'edificio 1 e su 17 pilastri agli impalcati I-V dell'edificio 2 le prove sono state eseguite in due direzioni ortogonali.
- Non è stato possibile eseguire prove sui corpi "A" e "B" dell'Edificio 2.
- Per ciascuna grandezza sono stati valutati i valori medi per elemento strutturale, per impalcato, per edificio.

Edificio	Corpo	Elev. I	Elev. II	Elev. III	Elev. IV	Elev. V	Totale
2	C	4	6	6	6	6	28
1	A	3	3	3	3	9	21
1	B	3	3	3	3	6	12
1	C	3	3	3	3	9	21
							82



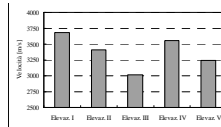
## FASE DI ESTENSIONE - prove in situ

### Raccolta dei dati

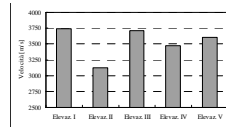
Palazzina 1 - corpo A Elevazioni I-II-III-IV - Data misure: 14/09/06													
Identificazione prova						Ubicazione				Misure			
Elemento	Ident. elemento	Corpo scala	Elevaz. fuori terra	Direz. prova	Punto prova	dist. ang.	dist. ang.	quota h (cm)	Spess. l (cm)	Tempo t (sec)	Press. p (MPa)	Med. p (MPa)	Med. p (MPa)
Pilastro 40x40	P1	App. A	I	Trav.	Punto 1	13	---	88	49.8	105.4	3760	3729	
Pilastro 40x40	P1	App. A	I	Trav.	Punto 2	13	---	167	49.5	106.5	3700		
Pilastro 40x40	P2	App. A	I	Long.	Punto 1	---	13	83	40.5	120.5	3561	3504	3685
Pilastro 40x40	P2	App. A	I	Long.	Punto 2	---	13	147	40.2	102.2	3626		
Pilastro 40x40	P3	App. A	I	Trav.	Punto 1	14	---	83	39.5	102.5	3846		
Pilastro 40x40	P3	App. A	I	Trav.	Punto 2	16	---	148	39.5	104.5	3780	3815	
Pilastro 40x50	P4	App. A	II	Long.	Punto 1	---	13	87	49.8	114.4	3479	3479	
Pilastro 40x50	P4	App. A	II	Long.	Punto 2	---	---	---	---	---	---		
Pilastro 40x50	P5	App. A	II	Long.	Punto 1	---	13	70	49.1	114.1	3427	3427	3408
Pilastro 40x50	P5	App. A	II	Long.	Punto 2	---	---	---	---	---	---		
Pilastro 40x50	P6	App. A	II	Long.	Punto 1	---	10	69	49.1	114.8	3406	3382	
Pilastro 40x50	P6	App. A	II	Long.	Punto 2	---	13	147	48.6	116.3	3319		
Pilastro 40x50	P7	App. A	III	Trav.	Punto 1	12	---	50	49.8	99.5	2994	2973	
Pilastro 40x50	P7	App. A	III	Trav.	Punto 2	12	---	147	49.8	101.6	2950		
Pilastro 40x50	P8	App. A	III	Long.	Punto 1	---	13	60	49.3	126.3	3114	3102	3020
Pilastro 40x50	P8	App. A	III	Long.	Punto 2	---	14	150	49.2	126.9	3089		
Pilastro 40x50	P9	App. A	III	Long.	Punto 1	---	13	75	49.6	131.9	3002	2986	
Pilastro 40x50	P9	App. A	III	Long.	Punto 2	---	13	160	49.2	132.0	2970		
Pilastro 20x30	P10	App. A	IV	Trav.	Punto 1	13	---	86	29.7	82.3	3613	3571	
Pilastro 20x30	P10	App. A	IV	Trav.	Punto 2	10	---	152	29.5	83.6	3529		
Pilastro 20x30	P11	App. A	IV	Long.	Punto 1	---	13	78	29.3	82.8	3539	3567	3559
Pilastro 20x30	P11	App. A	IV	Long.	Punto 2	---	14	155	29.2	81.2	3596		
Pilastro 20x30	P12	App. A	IV	Trav.	Punto 1	14	---	78	29.3	82.6	3542	3538	
Pilastro 20x30	P12	App. A	IV	Trav.	Punto 2	14	---	156	29.0	82.3	3529		

## FASE DI ESTENSIONE - riepilogo dei risultati

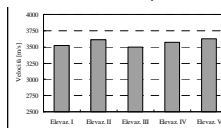
### Velocità $V_{\text{situ}}$ medie di piano



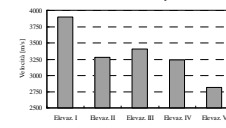
Edificio 1 - corpo A



Edificio 1 - corpo B



Edificio 1 - corpo C



Edificio 2 - corpo C

V [m/s]	I elev.		II elev.		III elev.		IV elev.		V elev.		I-V elev.	
	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.
Ed. 1 - A	3685	0.04	3408	0.02	3020	0.02	3559	0.01	3245	0.02	3387	0.07
Ed. 1 - B	3744	0.03	3122	0.11	3707	0.05	3469	0.01	3598	0.05	3528	0.07
Ed. 1 - C	3520	0.01	3607	0.02	3494	0.01	3566	0.02	3617	0.02	3561	0.02
Ed. 2 - C	3899	0.05	3274	0.05	3411	0.02	3239	0.04	2820	0.12	3329	0.11
Ed. 2 - B	3820	0.03	-----	-----	3491	0.02	-----	-----	2965	0.02	3425	0.11

## FASE DI ESTENSIONE - riepilogo dei risultati

$\rho$ [kg/m³]	I elev.		II elev.		III elev.		IV elev.		V elev.		I-V elev.	
	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.
Ed. 1 - A	2011	0.01	1979	0.00	1929	0.00	1996	0.00	1957	0.00	1974	0.01
Ed. 1 - B	2000	0.00	1942	0.01	2014	0.02	1984	0.00	2007	0.01	1989	0.02
Ed. 1 - C	1991	0.00	2001	0.00	1988	0.00	1996	0.01	2003	0.01	1996	0.00
Ed. 2 - C	2037	0.01	1960	0.01	1977	0.00	1956	0.01	1905	0.02	1967	0.02
Ed. 2 - B	2024	0.01	-----	-----	2006	0.00	-----	-----	1907	0.01	1979	0.03

DENSITÀ

$f_c$ [N/mm²]	I elev.		II elev.		III elev.		IV elev.		V elev.		I-V elev.	
	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.
Ed. 1 - A	20.6	0.08	18.0	0.14	13.9	0.05	19.3	0.01	16.2	0.04	17.6	0.13
Ed. 1 - B	22.1	0.05	14.9	0.23	21.1	0.12	18.4	0.02	19.5	0.08	19.2	0.13
Ed. 1 - C	18.9	0.02	19.8	0.04	18.7	0.01	19.4	0.04	19.9	0.05	19.4	0.04
Ed. 2 - C	22.8	0.08	16.5	0.09	17.9	0.04	16.1	0.07	11.9	0.28	17.0	0.22
Ed. 2 - B	22.2	0.03	-----	-----	18.3	0.05	-----	-----	13.1	0.08	17.9	0.23

RESISTENZA CILINDRICA

$R_c$ [N/mm²]	I elev.		II elev.		III elev.		IV elev.		V elev.		I-V elev.	
	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.
Ed. 1 - A	25.4	0.08	22.2	0.03	17.2	0.05	24.8	0.01	20.0	0.04	21.7	0.13
Ed. 1 - B	27.3	0.05	18.5	0.10	25.9	0.10	22.7	0.02	23.9	0.08	23.7	0.13
Ed. 1 - C	23.3	0.02	24.4	0.01	23.0	0.01	23.9	0.04	24.5	0.04	23.9	0.04
Ed. 2 - C	28.0	0.08	20.3	0.09	22.0	0.04	19.9	0.07	14.7	0.28	21.0	0.22
Ed. 2 - B	27.6	0.03	-----	-----	22.5	0.05	-----	-----	16.1	0.08	22.1	0.23

RESISTENZA CUBICA

$E_0$ [N/mm²]	I elev.		II elev.		III elev.		IV elev.		V elev.		I-V elev.	
	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.	media	c.v.
Ed. 1 - A	15430	0.09	13063	0.04	9437	0.07	14290	0.01	11479	0.05	12740	0.16
Ed. 1 - B	16430	0.07	10360	0.13	13580	0.09	13480	0.03	14740	0.12	14180	0.16
Ed. 1 - C	13940	0.02	14720	0.01	13790	0.01	14350	0.05	14810	0.05	14310	0.05
Ed. 2 - C	17360	0.10	11720	0.11	12960	0.05	11410	0.09	7630	0.39	12210	0.28
Ed. 2 - B	16670	0.07	-----	-----	12280	0.06	-----	-----	9300	0.16	12750	0.26

MODULO ELASTICO

## CONCLUSIONI DELL'INDAGINE

- ☐ Dai grafici di dispersione l'ipotesi di distribuzione normale del campione appare confermata.
- ☐ Le grandezze appaiono ben correlate con coeff.  $R^2$  compresi tra 0.73 e 0.87.
- ☐ Il metodo appare sensibile per la misura delle variazioni nelle proprietà del materiale.
- ☐ Si è osservato in entrambe le fasi dell'indagine un decadimento delle proprietà meccaniche dei cls con la quota dell'impalcato nell'edificio 2C con una riduzione max di V del 28% tra il I e il V impalcato.
- ☐ Meno eterogenea risulta invece la qualità dei cls nell'edificio 1. Le riduzioni max delle velocità medie di piano variano dal 4 % nel corpo C, al 17 % nel corpo B, al 18 % nel corpo A.
- ☐ La qualità dei cls appare nei 2 edifici abbastanza omogenea per impalcato, mentre significative variazioni si manifestano all'interno del blocco tra un impalcato e l'altro, come si evince dall'analisi dei c.v.
- ☐ Si è osservato, in entrambi gli edifici, un decadimento locale delle V, al crescere della quota nell'impalcato, con una riduzione media dal basso verso l'alto del 2% per metro.

## CONCLUSIONI DELL'INDAGINE

- ☐ Nell'indagine qui presentata sono stati estratti complessivamente 18 campioni di cls e sono state eseguite 18+240 prove n.d. complessivamente.
- ☐ Da un'analisi prezzi effettuata il rapporto dei costi di esecuzione della prova n.d. US rispetto ad una p.d. con estrazione del campione, ripristino, esecuzione della sola prova di compressione è pari a 1:8. Per prova strumentata tale rapporto tra PND e PD è 1:15.
- ☐ Nel caso di prove non strumentate, il costo complessivo di un'indagine estesa come in questo lavoro calcolato con riferimento al costo unitario della PD è di  $18 \cdot 1 + (18+240) \cdot 1/8 = 50$ .
- ☐ Nel caso di prove strumentate il costo complessivo dell'indagine calcolato con riferimento al costo unitario della PD strumentata è di  $18 \cdot 1 + (18+240) \cdot 1/15 = 35$ .
- ☐ Ciò significa che a parità di estrazioni l'indagine combinata diventa più conveniente quando l'obiettivo è la determinazione di più grandezze, in particolare del modulo elastico.

## Verifica sismica di edifici esistenti in c.a.

4 - Esempio, progetto simulato e rilievo

Imola  
16-18 maggio 2013  
Aurelio Ghersi

## Esempio

- Per mostrare concretamente l'applicazione dei concetti che vengono via via esposti si è preso in esame un edificio fittizio, ma che può essere rappresentativo di situazioni reali
- Le elaborazioni numeriche relative all'esempio sono riportate nella documentazione allegata
  - Si veda la cartella "2-Analisi 2010", nonché la cartella "Tesi Matarazzo" in "4-documentazione CT"
  - Il materiale è stato aggiornato per questo corso. Si veda la cartella "Analisi 2012"

## Edificio esistente da esaminare

- Edificio destinato ad abitazione
- Numero di impalcati: 6
- Epoca di costruzione: fine anni '70
- Terreno: abbastanza compatto (suolo B)
- Classificazione sismica
  - All'epoca di costruzione: nessuna
  - Oggi: media sismicità

$T_r$ [anni]	$a_g / g$	$F_0$	$T_C^*$ [s]
30	0.061	2.360	0.280
50	0.082	2.316	0.292
475	0.250	2.410	0.360
975	0.339	2.445	0.383

## Edificio esistente da esaminare

- Dati disponibili:
  - Non esistono elaborati progettuali
  - Non esistono certificati di prova su materiali
- Obiettivo: grado di conoscenza adeguato (LC2)

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ

Rilievo (dei dettagli costruttivi)		Prove (sui materiali)
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio

## Conoscenza dell'edificio

Non è stato recuperato il progetto

### Geometria:

- Si effettua un rilievo completo

### Dettagli costruttivi:

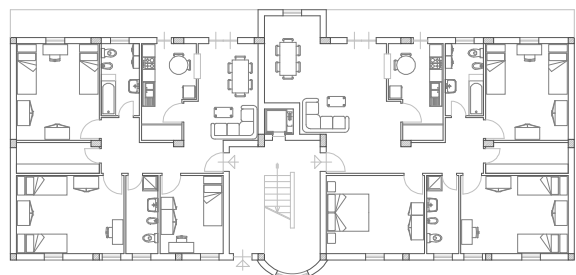
- Si fa un progetto simulato (per avere un'idea)
- Si fa un rilievo esteso

### Materiali:

- Si fanno estese prove in situ

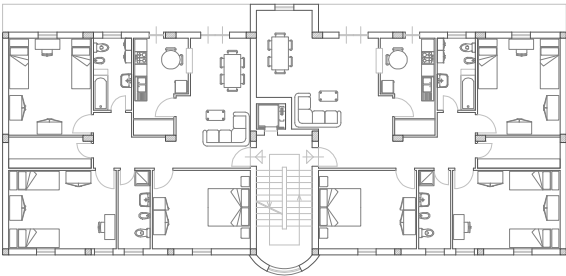
Grado di conoscenza: LC2

## Rilievo dell'edificio



Piano terra

## Rilievo dell'edificio



Piano tipo

### Piano tipo

# Rilievo dell'edificio



Copertura

## Copertura

# Rilievo dell'edificio

Carpenter

## Carichi unitari e materiali

**Carichi unitari:**

Elemento	$g_k$	$q_k$	$g_k + q_k$
Solaio (kN/m <sup>2</sup> )	5.00	2.00	7.00
Sbalzo (kN/m <sup>2</sup> )	4.00	4.00	8.00
Trave (kN/m)	3.50	-	3.50
Tamponature (kN/m)	7.00	-	7.00

**Materiali: di progetto**

- Calcestruzzo** -  $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$   
 $\bar{\sigma}_c = 8.5 \text{ MPa}$
- Acciaio** - FeB38k  
 $\bar{\sigma}_s = 215 \text{ MPa}$

File Edificio 2012.xls – foglio Mater e CarUnit

Elemento	$g_k$	$q_k$	$g_k + q_k$
Solaio (kN/m <sup>2</sup> )	5.00	2.00	7.00
Sbalzo (kN/m <sup>2</sup> )	4.00	4.00	8.00
Trave (kN/m)	3.50	-	3.50
Tamponature (kN/m)	7.00	-	7.00

$$\bar{\sigma}_s = 215 \text{ MPa}$$

File Edificio 2012.xls - foglio Mater e CarUnit

Progetto simulato														
Carico sui pilastri														
Valutati per area di influenza														
Carichi unitari		sism		5.6		5.2		3.5		7.0		0.06	%	
		max		7.0		8.0		3.5		7.0		6.75		
1	ultimo	solai				balzato				trave		tompagno		
		sism	5	5.6	3	5.2	4.5	3.5	0.0	7.0	59.4	6.8	66.1	
		max	5	7.0	3	8.0	4.5	3.5	0.0	7.0	74.8	6.8	81.5	
		altri	sism	5	5.6	3	5.2	4.5	3.5	4.5	7.0	90.9	6.8	97.6
		max	5	7.0	3	8.0	4.5	3.5	4.5	7.0	106.3	6.8	113.0	
9	ultimo	sism	11	5.6	0	5.2	7.5	3.5	0.0	7.0	87.9	6.8	94.6	
		max	11	7.0	0	8.0	7.5	3.5	0.0	7.0	103.3	6.8	110.0	
		altri	sism	11	5.6	0	5.2	7.5	3.5	5.5	7.0	126.4	7.6	133.9
		max	11	7.0	0	8.0	7.5	3.5	5.5	7.0	141.8	8.5	150.3	
17	ultimo	sism	5	5.6	0	5.2	4.5	3.5	0.0	7.0	43.8	6.8	50.5	
		max	5	7.0	0	8.0	4.5	3.5	0.0	7.0	50.8	6.8	57.5	
		altri	sism	5	5.6	0	5.2	4.5	3.5	4.5	7.0	75.3	6.8	82.0
		max	5	7.0	0	8.0	4.5	3.5	4.5	7.0	82.3	6.8	89.0	

File Edificio 2012.xls - foglio Carico pil

File Edificio 2012.xls - foglio Carico pil

## Progetto simulato

### Carico sui pilastri

Pilastrata	Piano	Scarico al piano [kN]
1	6	81.5
	1-5	113.0
9	6	110.0
	1-5	150.3
17	6	57.5
	1-5	89.0
2,3,4	6	139.9
	1-5	169.6
10,11,12	6	178.1
	1-5	178.1
18,19,20	6	90.8
	1-5	118.8

File Edificio 2012.xls - foglio Carico pil

File Edificio 2012.xls - foglio Carico pil

## Progetto simulato

### Pilastri: sezione e armature

[illegible]

File Edificio 2012.xls - foglio Pilastri

## Progetto simulato

### Pilastri: sezione e armature

piano	pilastro 1		pilastro 9		pilastro 17	
	progetto sezione $A_1$	rilievo sezione $A_2$	progetto sezione $A_1$	rilievo sezione $A_2$	progetto sezione $A_1$	rilievo sezione $A_2$
6	30×30	40×12	30×30	40×12	30×30	40×12
5	30×30	40×12	30×30	40×12	30×30	40×12
4	30×30	40×12	30×30	40×12	30×30	40×12
3	30×30	40×12	30×30	40×14	30×30	40×12
2	30×30	40×14	30×40	60×14	30×30	40×12
1	30×40	60×14	30×50	60×14	30×30	40×14

piano	pilastri 2, 3, 4		pilastri 10, 11, 12		pilastri 18, 19, 20	
	progetto sezione $A_1$	rilievo sezione $A_2$	progetto sezione $A_1$	rilievo sezione $A_2$	progetto sezione $A_1$	rilievo sezione $A_2$
6	30×30	40×12	30×30	40×12	30×30	40×12
5	30×30	40×12	30×30	40×12	30×30	40×12
4	30×30	40×14	30×30	40×14	30×30	40×12
3	40×30	60×14	40×30	60×14	30×30	40×12
2	50×30	60×14	50×30	60×14	30×30	40×14
1	60×30	60×14	60×30	60×14	40×30	60×14

Nota: il 12 e 20 sono ruotati:  $30 \times \dots$

File Edificio 2012.xls - foglio Pilastri

## Progetto simulato

### Carico sulle travi

Valutato per area (larghezza) di influenza

		sistem		5.6		5.2		3.5		7.0		
		max		7.0		8.0		3.5		7.0		
		solatio				sbalzo		trave		tompagno		TOT
Trave 1..4	ultimo	sistem	2.5	5.6	1.5	5.2	1.0	3.5	0.0	7.0	25.3	
		max	2.5	7.0	1.5	8.0	1.0	3.5	0.0	7.0	33.0	
		altri	sistem	2.5	5.6	1.5	5.2	1.0	3.5	1.0	7.0	32.3
		max	2.5	7.0	1.5	8.0	1.0	3.5	1.0	7.0	40.0	
9..12	ultimo	sistem	5.5	5.6	0	5.2	1.0	3.5	0.0	7.0	34.3	
		max	5.5	7.0	0	8.0	1.0	3.5	0.0	7.0	42.0	
		altri	sistem	5.5	5.6	0	5.2	1.0	3.5	0.0	7.0	34.3
		max	5.5	7.0	0	8.0	1.0	3.5	0.0	7.0	42.0	
17..20	ultimo	sistem	2.5	5.6	0	5.2	1.0	3.5	0.0	7.0	17.5	
		max	2.5	7.0	0	8.0	1.0	3.5	0.0	7.0	21.0	
		altri	sistem	2.5	5.6	0	5.2	1.0	3.5	1.0	7.0	24.5
		max	2.5	7.0	0	8.0	1.0	3.5	1.0	7.0	28.0	
1.9-17	ultimo	sistem	0.5	5.6	0	5.2	1.0	3.5	0.0	7.0	6.3	
		max	0.5	7.0	0	8.0	1.0	3.5	0.0	7.0	7.0	
		altri	sistem	0.5	5.6	0	5.2	1.0	3.5	1.0	7.0	13.3
		max	0.5	7.0	0	8.0	1.0	3.5	1.0	7.0	14.0	

File Edificio 2012.xls - foglio Carichi tra imp

## Progetto simulato

Carico [kN/m]

piano	trave 1-2-3-4	trave 9-10-11-1212	trave 17-18-19-20	trave 1-9-17
6	33.0	42.0	21.0	7.0
1-5	40.0	42.0	28.0	14.0

### Calcolo di $M$

Momenti calcolati come trave continua oppure stimati come  $M = \frac{q l^2}{k}$

File Edificio 2012.xls - foglio Carichi tra imp

## Progetto simulato

Travi: momenti flettenti e armature

			luce	1	4 00	2	4 00	3	4 00	4
Trave 1...4	ultimo			M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-
		sism	25.3	16.9	28.9	40.5	25.3	23.7	25.3	25.3
		max	33.0	22.0	37.7	52.8	33.0	44.0	33.0	33.0
		As		2.5	4.2	5.9	3.7	4.9	3.7	3.7
		n,sup		2	0	4	0	4	0	3
		fi		14	0	14	0	14	0	14
		n,inf		2	3	2	3	2	3	2
		fi		14	14	14	14	14	14	14
altri		sism	32.3	21.5	36.9	61.7	32.3	43.1	32.3	32.3
		max	40.0	26.7	45.7	64.0	40.0	53.3	40.0	40.0
		As		3.0	5.1	7.2	4.5	6.0	4.5	4.5
		n,sup		2	0	5	0	4	0	3
		fi		14	0	14	0	14	0	14
		n,inf		2	4	2	3	2	3	2
		fi		14	14	14	14	14	14	14

Armatura calcolata con  $A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$

File Edificio 2012.xls - foglio Trav

## Progetto simulato

## Armatura

Trave	Piano	I (M°)	(M°)	II (M°)	(M°)	III (M°)	(M°)	IV (M°)	
1-2-3-4	6	<i>sup</i>	-22.0	+37.7	-52.8	+33.0	-44.0	+33.0	-33.0
		<i>inf</i>	2014		4014		4014		3014
		<i>inf</i>	2014	3014	2014	3014	2014	3014	2014
	1-5	<i>sup</i>	-26.7	+45.7	-64.0	+40.0	-53.3	+40.0	-20.0
		<i>inf</i>	2014		5014		4014		3014
		<i>inf</i>	2014	4014	2014	3014	2014	3014	2014
9-10-11-12	6	<i>sup</i>	-28.0	+48.0	-67.2	+42.0	-56.0	+42.0	-42.0
		<i>inf</i>	2014		5014		7018		6018
		<i>inf</i>	2014	4014	2014	4014	2018	6018	2018
	1-5	<i>sup</i>	-28.0	+48.0	-67.2	+42.0	-56.0	+42.0	-42.0
		<i>inf</i>	2014		5014		7018		6018
		<i>inf</i>	2014	4014	2014	4014	2018	6018	2018

File Edificio 2012.xls - foglio Travi

## Rilievo

I valori forniti dal progetto simulato sono utili per:

- Effettuare un riscontro con le dimensioni geometriche fornite da un dettagliato rilievo geometrico
- Programmare il piano di prove necessari, sapendo cosa ci si deve aspettare e quali elementi possono essere considerati ripetitivi
- Decidere se le prove fatte sono sufficienti, sulla base del maggior o minor riscontro con quanto previsto dal progetto simulato

## Confronto progetto simulato - rilievo Pilastri: sezione e armature

piano	pilastro 1				pilastro 9				pilastro 17			
	progetto	A <sub>s</sub>	rilievo		progetto	A <sub>s</sub>	rilievo		progetto	A <sub>s</sub>	rilievo	
	sezione	A <sub>s</sub>	sezione	A <sub>s</sub>	sezione	A <sub>s</sub>	sezione	A <sub>s</sub>	sezione	A <sub>s</sub>	sezione	A <sub>s</sub>
6	30x30	4Ø12			30x30	4Ø12	30x30	4Ø12	30x30	4Ø12		
5	30x30	4Ø12			30x30	4Ø12	30x30	4Ø12	30x30	4Ø12		
4	30x30	4Ø12			30x30	4Ø12			30x30	4Ø12		
3	30x30	4Ø12			30x30	4Ø14			30x30	4Ø12		
2	30x30	4Ø14			30x40	6Ø14			30x30	4Ø12		
1	30x40	6Ø14			30x50	6Ø14	30x50	6Ø14	30x30	4Ø14	40x30	6Ø14

piano	pilastri 2, 3, 4				pilastri 10, 11, 12				pilastri 18, 19, 20			
	progetto	A <sub>s</sub>	rilievo		progetto	A <sub>s</sub>	rilievo		progetto	A <sub>s</sub>	rilievo	
	sezione	A <sub>s</sub>	sezione	A <sub>s</sub>	sezione	A <sub>s</sub>	sezione	A <sub>s</sub>	sezione	A <sub>s</sub>	sezione	A <sub>s</sub>
6	30x30	4Ø12			30x30	4Ø12	30x30	4Ø12	30x30	4Ø12		
5	30x30	4Ø12			30x30	4Ø12	30x30	4Ø14	30x30	4Ø12		
4	30x30	4Ø14	30x30	4Ø14	30x30	4Ø14	30x30	4Ø14	30x30	4Ø12		
3	40x30	6Ø14	40x30	6Ø14	40x30	6Ø14	40x30	6Ø14	30x30	4Ø12		
2	50x30	6Ø14	50x30	6Ø14	50x30	6Ø14	50x30	6Ø14	30x30	4Ø14		
1	60x30	6Ø14			60x30	6Ø14	60x30	6Ø14	40x30	6Ø14		

Nota: il 12 e 20 sono ruotati: 30x...

Discordanze progetto-rilievo

## Materiali

Valori ottenuti mediante prove

Calcestruzzo:

- Si ottiene dalle prove  $f_{cm} = 19 \text{ MPa}$   
(molto minore di quanto corrisponde a  $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$ )

Acciaio:

- Si trovano barre ad aderenza migliorata;  
si ottiene dalle prove  $f_{ym} = 420 \text{ MPa}$   
(plausibile per un FeB38k)

Nota: nell'esempio sviluppato in anni precedenti si era assunto  $f_{cm} = 28 \text{ MPa}$ . Il valore è stato ora modificato perché è più realistico trovare calcestruzzo di qualità peggiore rispetto alle previsioni

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale  
e Norme Tecniche per le Costruzioni

### Verifica sismica di edifici esistenti in c.a.

5 - Aspetti generali (accelerazione sismica).  
Prima valutazione di massima

Imola  
16-18 maggio 2013  
Aurelio Ghersi

### Valutazione della vulnerabilità di un edificio esistente

- Occorre determinare quale valore dell'accelerazione di picco al suolo porta al raggiungimento del limite di resistenza (o di deformazione plastica) della struttura
  - Si tratta di una analisi deterministica, non probabilistica
  - Rientra nell'ambito della valutazione della sicurezza (NTC 08, punto 8.3), come meglio specifico nella Circolare (punto C8.3)
- Occorre fare riferimento solo allo stato limite ultimo (SLV oppure SLC)

NTC 08, punto 8.3

### Evoluzione del concetto di protezione sismica

Performance based design

Tendenza della normativa:

Più livelli di prestazione

- Evitare il crollo
- Evitare perdite di vite umane
- Consentire un rapido ripristino dell'operatività
- Mantenere l'operatività

associati a diversi livelli di intensità sismica

Normativa americana FEMA  
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

### Livelli di prestazione Ovvero Stati Limite da rispettare

Stati Limite di Esercizio

Non richiesto per edifici esistenti  
NTC 08, punto 8.3

Stato Limite di Operatività - SLO

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

Stato Limite di Danno - SLD

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

Danno Limitati, DL nell'OPCM 3431  
Damage Limitation, DL nell'EC8-3

NTC 08, punto 3.2.1

### Livelli di prestazione Ovvero Stati Limite da rispettare

Stati Limite Ultimi

Stato Limite di salvaguardia della Vita - SLV

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

Danno Severo, DS nell'OPCM 3431  
Significant Damage, SD nell'EC8-3

Stato Limite di prevenzione del Collasso - SLC

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

Collasso, CO nell'OPCM 3431  
Near Collapse, NC nell'EC8-3

NTC 08, punto 3.2.1

### Livelli di intensità sismica

Sono legati alla "vita di riferimento"  $V_R$   
della struttura

- Per le nuove costruzioni la vita nominale è 50

Livello	Probabilità di superamento	Periodo di ritorno *
Frequente	81% in $V_R$ anni	30 anni
Occasionale	63% in $V_R$ anni	50 anni
Raro	10% in $V_R$ anni	475 anni
Estremamente raro	5% in $V_R$ anni	975 anni

SLV

SLC

NTC 08, punto 3.2.1

\* Per  $V_R = 50$  anni

### Vita di riferimento e livelli di intensità sismica

- La bozza 2013 delle NTC riduce la vita nominale per le costruzioni esistenti (30 anni anziché 50) e quindi riduce le azioni sismiche da sopportare

Livello	Probabilità di superamento	Periodo di ritorno *
Frequente	81% in $V_R$ anni	18 anni
Occasionale	63% in $V_R$ anni	30 anni
Raro	10% in $V_R$ anni	285 anni
Estremamente raro	5% in $V_R$ anni	585 anni

SLV

SLC

Bozza NTC 13, punto 2.4.1

\* Per  $V_R = 30$  anni

### Vita di riferimento e livelli di intensità sismica

- Questo porterebbe ad una significativa riduzione dell'accelerazione sismica di riferimento

Parametri di pericolosità Sismica					
"Stato Limite"	$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_a$ [-]	$T^*_c$ [s]	
Operatività	30	0.071	2.421	0.270	
Danno	50	0.089	2.414	0.280	
Salvaguardia Vita	475	0.222	2.384	0.320	
Prevenzione Collasso	975	0.285	2.391	0.332	



Parametri di pericolosità Sismica					
"Stato Limite"	$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_a$ [-]	$T^*_c$ [s]	
Operatività	30	0.071	2.421	0.270	
Danno	30	0.071	2.421	0.270	
Salvaguardia Vita	285	0.184	2.366	0.309	
Prevenzione Collasso	585	0.239	2.384	0.324	

Località: Spoleto, via di Villa Redenta

-17%

... ma per il momento sembra che la nuova versione delle NTC sia bloccata

### Valutazione preliminare delle caratteristiche di sollecitazione con procedimenti semplificati

### Modalità operative

- Stimare la rigidezza dei pilastri
  - Usare formule semplificate (linee guida della Basilicata, suggerimenti di A. Ghersi)
- Determinare le forze sulla struttura con analisi statica
  - Fare il calcolo a meno del periodo  $T$ , non noto
- Determinare il periodo proprio  $T$  della struttura (formula di Rayleigh) e le forze conseguenti
- Ripartire il taglio tra i pilastri in proporzione alle rigidezze e determinare il moltiplicatore del sisma che porta al limite di resistenza a taglio
- Stimare i momenti flettenti e determinare il moltiplicatore del sisma che porta al limite a flessione

### 1. Rigidezze dei pilastri Linee guida della Basilicata

- Valutare le rigidezze dei pilastri

$$k_i = c \frac{EI}{h^3}$$

$c = 9$  in presenza di travi emergenti  
 $c = 6$  in presenza di travi a spessore  
 $c = 3$  in assenza di travi

### 1. Rigidezze dei pilastri Indicazioni di A. Ghersi

- Valutare le rigidezze solo dei pilastri "che contano"
- Ridurre la rigidezza per tener conto delle travi

Dal secondo piano in su

$$k_r = \frac{12 E \sum I_p}{h_r^3 \left( 1 + \frac{l_{media}}{h_r} \frac{\sum I_p}{\sum I_t} \right)}$$

Al primo piano

$$k_r = \frac{12 E \sum I_p}{h_r^3 \left( 1 + 0.5 \frac{l_{media}}{h_r} \frac{\sum I_p}{\sum I_t} \right)}$$

## 1. Rigidezze dei pilastri

Indicazioni di A. Ghersi

- In alternativa, valutare le rigidezze di ciascun pilastro, riducendola per tener conto delle travi

$$k_i = \frac{12 E I_{p,i}}{h_r^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left( \frac{E I_{p,i}/h_r}{E I_{t,sup}/L_t} + \frac{E I_{p,i}/h_r}{E I_{t,inf}/L_t} \right)}$$

## 2. Forze da analisi statica

- Calcolare le forze  $F_{j,i}$  con formule per analisi statica (a meno di T)

$$F_k = 0.85 W_k z_k \frac{\sum_i W_i}{\sum_i W_i z_i} S_e(T_i) \quad \text{con } S_e(T_i)=1$$

- Calcolare tagli di piano e spostamenti relativi

$$V_p = \sum_{j=p}^n F_j \quad u_{rel,p} = \frac{V_p}{K_p} \quad K_p = \sum k_i$$

- Calcolare spostamenti assoluti

$$u_p = \sum_{j=1}^p u_{rel,j}$$

## 3. Determinare il periodo proprio e le forze conseguenti

- Stimare il periodo con la formula di Rayleigh

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n m_j u_j^2}{\sum_{j=1}^n F_j u_j}} \quad \text{E quindi } a_g$$

## 4. Ripartire il taglio e verificare i pilastri

- Ripartire il taglio di piano in base alla rigidezza

$$V_i = V_p \frac{k_i}{K_p}$$

- Effettuare la verifica a taglio, valutando per quale aliquota dell'azione sismica la verifica è soddisfatta

## 5. Valutare il momento flettente e verificare travi e pilastri

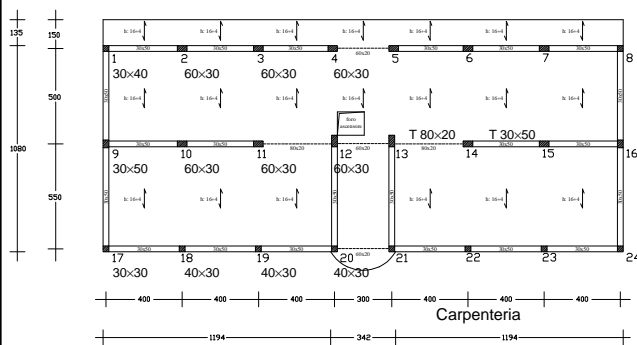
- Il procedimento è stato già più volte descritto (dal taglio al momento flettente nei pilastri e da questo a quello delle travi)

- Effettuare la verifica a flessione, valutando per quale aliquota dell'azione sismica la verifica è soddisfatta

Esempio



## Rilievo dell'edificio



## 1. Rigidezze dei pilastri

- Seguendo le linee guida della Basilicata

$$k_i = c \frac{EI}{h^3}$$

$c = 9$  in presenza di travi emergenti  
 $c = 6$  in presenza di travi a spessore  
 $c = 3$  in assenza di travi

si ha ad esempio, per la direzione y

piano	2							h	3.20	m
		pil	b	h	E I / h <sup>3</sup>	c	k	n	k	
			cm	cm	kN/mm					
pilastri	a	1, 17, 20	30	30	0.587	9	5.28	3	15.85	
	b	18, 19	30	30	0.587	3	1.76	2	3.52	
	c	9	30	40	1.392	9	12.52	1	12.52	
	d	12	30	50	2.718	9	24.46	1	24.46	
	e	2, 3, 4, 10, 11	50	30	0.978	3	2.94	5	14.68	
									71.04	

vedi file Excel "Analisi semplificata"

## 2. Forze da analisi statica massa (peso) degli impalcati

- Dai carichi unitari, si valutano le masse di impalcato, secondo le norme attualmente vigenti

impalcato	ultimo	sism	m <sup>2</sup>	solai	m <sup>2</sup>	sbalzo	m	trave	m	tompagno	somma	pilastro	TOT	a m <sup>2</sup>
			283.5	5.6	40.5	5.2	113.0	3.5	44.5	7.0	2505	81.0	2586.2	7.98
	altri	sism	283.5	5.6	40.5	5.2	113.0	3.5	89.0	7.0	2817	200.7	3017.4	9.31
												massa	263.6	
												massa	307.6	

Impalcato	Peso	Peso a m <sup>2</sup>
6	2586.2 kN	7.98 kN/m <sup>2</sup>
altri	3017.4 kN	9.31 kN/m <sup>2</sup>

Nota: i valori sono riferiti all'intero edificio. Nel seguito data la simmetria si considererà solo mezzo edificio

## 2. Forze da analisi statica forze

- Si sono calcolare le forze  $F_j$ , con formule per analisi statica (a meno di T)

$$F_k = 0.85 W_k z_k \sum_{i=1}^n \frac{W_i}{W_i z_i} S_e(T_i) \quad \text{con } S_e(T_i)=1$$

piano	h	z	peso W	W z	F	V
	m	m	kN		kN	kN
6	3.20	19.20	1293.1	24828	1917.7	1917.7
5	3.20	16.00	1508.7	24139	1864.5	3782.1
4	3.20	12.80	1508.7	19311	1491.6	5273.7
3	3.20	9.60	1508.7	14484	1118.7	6392.4
2	3.20	6.40	1508.7	9656	745.8	7138.2
1	3.20	3.20	1508.7	4828	372.9	7511.1
			8836.6	97245		

## 2. Forze da analisi statica spostamenti

- Dalle forze e rigidezze si sono calcolati gli spostamenti relativi e assoluti

$$u_{rel,p} = \frac{V_p}{K_p} \quad u_p = \sum_{j=1}^p u_{rel,j}$$

piano	V	k	dr	u
	kN	kN/mm	mm	mm
6	1917.7	38.75	49.49	580.30
5	3782.1	38.75	97.61	530.81
4	5273.7	38.75	136.11	433.20
3	6392.4	48.92	130.66	297.10
2	7138.2	71.04	100.49	166.43
1	7511.1	113.89	65.95	65.95

## 3. Determinare il periodo proprio e le forze conseguenti

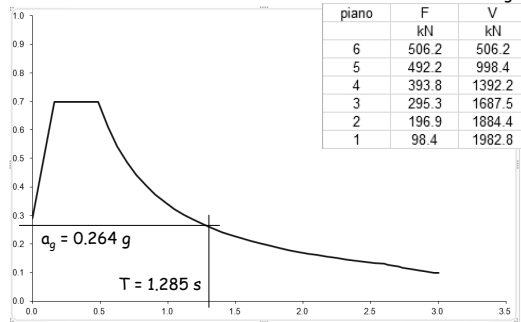
- Stimare il periodo con la formula di Rayleigh

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n m_j u_j^2}{\sum_{j=1}^n F_j u_j}} \quad \text{Si ottiene } T = 1.285 \text{ s}$$

piano	m	F	u	m u <sup>2</sup>	F u
	t	kN	mm		
6	131.81	1917.7	580.30	44389	1112817
5	153.79	1864.5	530.81	43333	989690
4	153.79	1491.6	433.20	28861	646158
3	153.79	1118.7	297.10	13575	332359
2	153.79	745.8	166.43	4260	124126
1	153.79	372.9	65.95	669	24592
				135086	3229742

### 3. Determinare il periodo proprio e le forze conseguenti

- Si ha:



### 4. Ripartire il taglio e verificare i pilastri

- Ripartire il taglio di piano in base alla rigidezza

$$V_i = V_p \frac{k_i}{K_p}$$

- Si ottiene ad esempio  $V_{12} = 1884.4 \times \frac{24.46}{71.04} = 648.9 \text{ kN}$

piano	2								
		pil	b	h	k	n	k	pil	VEd
			cm	cm					
pilastri	a	1, 17, 20	30	30	5.28	3	15.85	1, 17, 20	140.2
	b	18, 19	30	30	1.76	2	3.52	18, 19	46.7
	c	9	30	40	12.52	1	12.52	9	332.2
	d	12	30	50	24.46	1	24.46	12	648.9
	e	2,3,4,10,11	50	30	2.94	5	14.68	2,3,4,10,11	77.9
							71.04		

### 4. Ripartire il taglio e verificare i pilastri

- Effettuare la verifica a taglio, valutando per quale aliquota dell'azione sismica la verifica è soddisfatta

Resistenze da usare:

per verifiche del comportamento "fragile" di una singola sezione :

$$\frac{f_m}{FC \gamma_M}$$

per verifiche del comportamento globale "duffile" di una struttura :

$$\frac{f_m}{FC}$$

### Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esauritive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esauritive prove in-situ	Tutti	1.00

I fattori di confidenza sono ulteriori coefficienti di sicurezza

### Valori delle resistenze da utilizzare riepilogo (con FC=1.2)

Valori sperimentali:

- Per il calcestruzzo  $f_{cm} = 19 \text{ MPa}$
- Per l'acciaio  $f_{ym} = 420 \text{ MPa}$

Valori di riferimento, da usare per rotture "duffili":

- Per il calcestruzzo  $f_{cm}/FC = 15.83 \text{ MPa}$  (x0.85 ove necessario)
- Per l'acciaio  $f_{ym}/FC = 350 \text{ MPa}$

Valori di calcolo, da usare per rotture "fragili":

- Per il calcestruzzo  $f_{cm}/FC / \gamma_c = 10.56 \text{ MPa}$  (x0.85 ove necessario)
- Per l'acciaio  $f_{ym}/FC / \gamma_s = 304.3 \text{ MPa}$

Valori incrementati, da usare quando necessario:

- Per il calcestruzzo  $f_{cm} \times FC = 22.8 \text{ MPa}$  (x0.85 ove necessario)
- Per l'acciaio  $f_{ym} \times FC = 504 \text{ MPa}$

### 4. Ripartire il taglio e verificare i pilastri

- Effettuare la verifica a taglio, valutando per quale aliquota dell'azione sismica la verifica è soddisfatta

- Si utilizzano le usuali formule di verifica, con i valori di resistenza innanzi definiti

$$V_{Rd,s} = 0.9 d \frac{A_{st}}{s} f_y \cot \theta$$

$$V_{Rd,max} = 0.9 b d \alpha_c f'_c \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

#### 4. Ripartire il taglio e verificare i pilastri

- Effettuare la verifica a taglio, valutando per quale aliquota dell'azione sismica la verifica è soddisfatta

##### • Esempio

sezione 30x30, staffe Ø6/20

$$V_{Rd,s} = 0.9 \times 26 \times \frac{0.566}{20} \times 304 \times 2.5 \times 10^{-1} = 50.3 \text{ kN}$$

sezione 30x50, staffe Ø6/20

$$V_{Rd,s} = 0.9 \times 46 \times \frac{0.566}{20} \times 304 \times 2.5 \times 10^{-1} = 89.1 \text{ kN}$$

#### 4. Ripartire il taglio e verificare i pilastri

- Effettuare la verifica a taglio, valutando per quale aliquota dell'azione sismica la verifica è soddisfatta

##### • Esempio

piano	2			
pil	VEd	VRds	p	1/p
1, 17, 20	140.2	50.3	2.78	35.9%
18, 19	46.7	50.3	0.93	107.7%
9	332.2	69.7	4.77	21.0%
12	648.9	89.1	7.29	13.7%
2,3,4,10,11	77.9	50.3	1.55	64.6%

$$\rho = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$$

Il rapporto tra effetto del sisma e resistenza indica di quanto si deve ridurre il sisma (o l'aliquota di sisma che può essere portata)

#### 4. Ripartire il taglio e verificare i pilastri

- Il valore più alto di  $\rho$  (o il più piccolo di  $1/\rho$ ) indica quale accelerazione sismica può essere portata dalla struttura prima che avvenga la rottura a taglio

Nell'esempio:

$$\rho_{\max} = 7.29$$

$$(1/\rho)_{\min} = 13.7\%$$

Nota: questo valore può essere moltiplicato per un fattore di struttura piccolo (quanto? forse 1.5?)

piano	4				
pil	VEd	VRds	p	1/p	
1,8,12,17,20	189.8	50.3	3.77	26.5%	
adn	63.3	50.3	1.26	79.5%	
piano	3				
pil	VEd	VRds	p	1/p	
1,9,17,20	182.2	50.3	3.62	27.6%	
18, 19	69.7	50.3	1.21	82.9%	
12	432.0	69.7	6.20	16.1%	
2,3,4,10,11	81.0	50.3	1.61	62.1%	
piano	2				
pil	VEd	VRds	p	1/p	
1, 17, 20	140.2	50.3	2.78	35.9%	
18, 19	46.7	50.3	0.93	107.7%	
9	332.2	69.7	4.77	21.0%	
12	648.9	89.1	7.29	13.7%	
2,3,4,10,11	77.9	50.3	1.55	64.6%	
piano	1				
pil	VEd	VRds	p	1/p	
17	92.0	50.3	1.83	54.7%	
20	122.6	50.3	2.44	41.0%	
18, 19	46.9	50.3	0.91	121.1%	
1	218.0	69.7	3.13	32.0%	
9	425.9	89.1	4.78	20.9%	
12	735.9	108.4	6.79	14.7%	
2,3,4,10,11	61.3	50.3	1.22	82.1%	

#### 4. Ripartire il taglio e verificare i pilastri

- È importante, in questa fase, valutare la massima resistenza a flessione dei pilastri (con i valori incrementati) ed il massimo taglio che potrà aversi di conseguenza nei pilastri
  - Se questo valore è inferiore alla resistenza a taglio il pilastro non arriverà mai a rottura per taglio



Questa considerazione potrebbe essere molto utile per esprimere un giudizio sulla struttura

Nota: ho approfondito questo aspetto nella presentazione successiva

#### 5. Valutare il momento flettente e verificare travi e pilastri

- Non è riportato



Una valutazione delle resistenze di travi e pilastri può fornire utili indicazioni sul fattore di struttura  $q$  da utilizzare

Nota: ho approfondito questo aspetto nella presentazione successiva

#### Stesso procedimento con rigidezze calcolate secondo A. Ghersi

- Le elaborazioni sono riportate nel file Excel "Analisi semplificata AG"
- Come si può vedere da quei numeri (che qui non riporto) i risultati sono molto vicini a quelle che verranno mostrati più avanti, ottenuti partendo dall'analisi modale

vedi file Excel "Edificio 2012"

## Travi

### Momenti flettenti da q in condizioni sismiche

			luce		4.00		4.00		4.00		4.00	
Trave			1	2	3	4						
1...4	ultimo		M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+
	sism	25.3	16.9	28.9	40.5	25.3	33.7	25.3	25.3	25.3	25.3	25.3
	max	33.0	22.0	37.7	52.8	33.0	44.0	33.0	33.0	33.0	33.0	33.0
	As	2	0	4	0	4	0	4	0	4	0	3
	n.sup	2	0	4	0	4	0	4	0	4	0	3
	n.inf	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2
	fi	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14

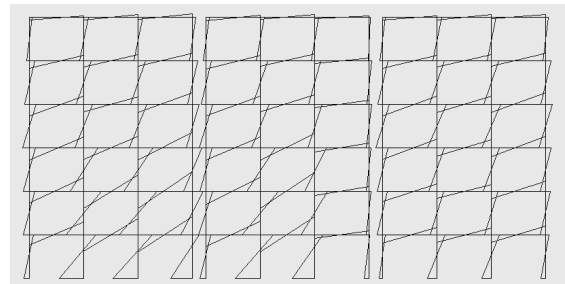
  

altri	sism	32.3	21.5	36.9	51.7	32.3	43.1	32.3	32.3	32.3	32.3	32.3
	max	40.0	26.7	45.7	64.0	40.0	53.3	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0
	As	3	0	5	0	5	0	5	0	5	0	4
	n.sup	3	0	5	0	5	0	5	0	5	0	4
	n.inf	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3
	fi	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14

Dal foglio di calcolo usato per il progetto simulato si ottiene anche il momento flettente da carichi verticali in presenza di sisma

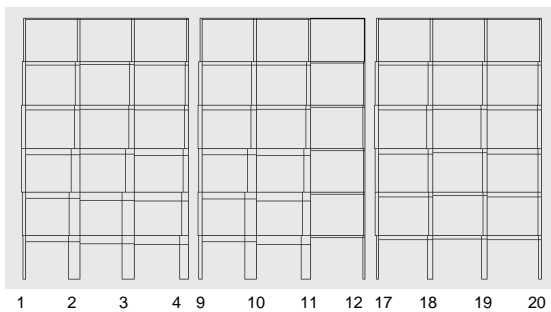
## Sisma in direzione x

### diagramma del momento flettente



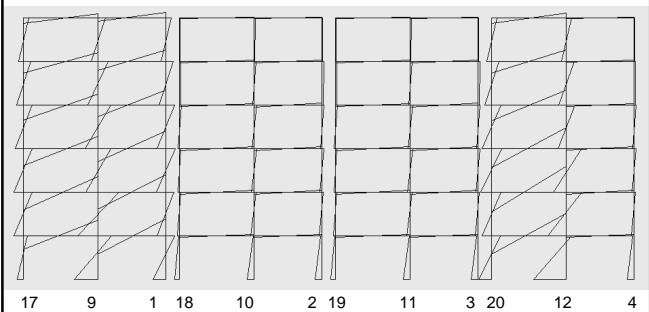
## Sisma in direzione x

### diagramma del taglio



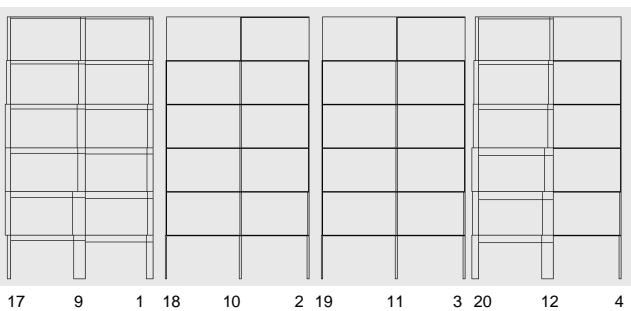
## Sisma in direzione y

### diagramma del momento flettente



## Sisma in direzione y

### diagramma del taglio



## Risultati, con $a_g = 0.25 g$

### pilastri, direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	$\eta q$
analisi modale		q=1, ug/m		0.250		
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	66.1
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	163.7
1	4	200.86	-203.44	126.30	268.28	261.3
1	3	173.36	-184.94	111.93	430.07	358.9
1	2	166.28	-175.33	106.74	601.43	456.5
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04	556.4
2	6	130.59	-122.78	79.17	13.39	108.0
2	5	215.70	-211.50	133.49	18.66	244.0
2	4	263.48	-252.56	161.24	-30.36	380.0
2	3	426.34	-393.12	255.99	-32.93	519.2
2	2	514.65	-516.45	322.09	42.92	658.7
2	1	363.79	-722.63	339.43	108.46	801.4
3	6	131.79	-123.98	79.92	-12.69	108.0
3	5	216.58	-211.99	133.92	-18.88	244.0
3	4	265.58	-256.34	163.27	33.88	380.0
3	3	446.64	-417.48	269.87	58.91	519.2
3	2	565.63	-562.64	352.49	77.56	658.7
3	1	411.50	-746.51	361.81	92.62	801.4
4	6	91.61	-77.85	52.92	-35.52	108.0
4	5	156.77	-146.76	94.80	-132.80	244.0
4	4	193.03	-183.43	117.55	-271.21	380.0
4	3	289.40	-263.24	169.56	-459.92	519.2
4	2	318.81	-346.82	207.65	-706.08	658.7
4	1	200.06	-640.42	262.41	-948.23	801.4

File "Edificio 2012" - foglio PilX dati

## Risultati, con $a_g = 0.25 g$ pilastri, direzione y

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	N/q
analisi modale		q=1, ag/g=	0.250	0.250		
17	6	156.87	-131.81	90.14	48.93	50.5
17	5	210.53	-196.52	127.02	155.02	132.5
17	4	254.24	-245.34	155.92	288.42	214.5
17	3	262.84	-271.11	166.72	430.76	296.5
17	2	250.54	-276.62	164.68	586.68	378.5
17	1	129.02	-173.53	94.53	724.02	460.5
9	6	219.94	-207.84	133.68	4.45	94.6
9	5	308.91	-303.52	191.37	17.02	227.7
9	4	379.20	-378.46	236.75	34.90	360.8
9	3	374.96	-362.82	227.38	53.46	493.9
9	2	619.91	-596.24	379.98	75.07	629.3
9	1	406.92	-707.89	348.22	121.36	766.9
1	6	157.75	-134.60	91.30	-53.09	66.1
1	5	215.43	-202.35	130.40	-171.81	163.7
1	4	261.50	-253.18	160.66	-322.33	261.3
1	3	273.49	-283.83	174.05	-484.21	358.9
1	2	249.48	-259.30	158.93	-661.75	456.5
1	1	251.69	-384.30	198.72	-844.48	556.4
18	6	23.65	22.26	-8.56	8.41	76.8
18	5	49.93	35.43	20.74	21.03	181.6
18	4	52.88	-42.15	24.61	37.12	286.4
18	3	45.73	-43.60	23.46	54.25	391.2
18	2	31.09	-56.73	24.67	70.42	496.0
18	1	-18.88	-137.47	38.18	82.54	603.0

File "Edificio 2012" - foglio PilY dati

## Risultati, con $a_g = 0.25 g$ spostamenti orizzontali

direzione x		
traverso	spostamento assoluto (mm)	spostamento relativo (mm)
6	119.282	14.166
5	107.605	23.586
4	86.782	29.592
3	58.958	25.488
2	33.862	21.890
1	11.999	11.999
direzione y		
traverso	spostamento assoluto (mm)	spostamento relativo (mm)
6	186.971	24.067
5	168.612	34.841
4	139.445	42.230
3	100.777	43.865
2	58.056	38.803
1	19.354	19.354

File "Edificio 2012" - foglio Spo

## Utilizzo dei risultati

Una volta determinate le sollecitazioni:

- esaminare i risultati per individuare rotture fragili
  - La normativa fornisce indicazioni su quali valori utilizzare per la resistenza dei materiali nel fare le verifiche (già discusso)
  - È importante tener conto del fatto che quando entrambi gli estremi di un pilastro si plasticizzano il momento flettente non può crescere e quindi anche il taglio non può crescere ulteriormente

## Valutazione delle sollecitazioni per verifica di elementi fragili

Rotture a taglio:

- Si noti che c'è un legame tra taglio V e resistenza a flessione  $M_R$   
ad esempio, per il pilastro,  $V \leq (M_{R,sup} + M_{R,inf})/h$
- Finché non si hanno plasticizzazioni si usa il taglio fornito dal calcolo
- Se si hanno plasticizzazioni (nelle sezioni adiacenti) il taglio si ricava per l'equilibrio, dai  $M_R$

## Esempio risultati dell'analisi modale, pilastri direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	N/q
analisi modale		q=1, ag/g=	0.250	0.250		
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	66.1
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	163.7
1	4	200.86	-203.44	126.30	269.29	261.3
1	3	173.36	-184.94	111.93	430.07	389.9
1	2	166.29	-175.33	106.74	601.43	456.5
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04	556.4
2	6	130.59	-122.78	79.17	13.39	108.0
2	5	215.70	-211.50	133.49	18.66	244.0
2	4	263.48	-262.56	161.24	-30.36	380.0
2	3	426.34	-393.12	255.99	-32.93	518.2
2	2	514.65	-516.45	320.08	42.92	658.7
2	1	363.79	-722.63	339.43	108.46	601.4
3	6	131.79	-123.98	79.92	-12.69	108.0
3	5	216.58	-211.99	133.92	-18.88	244.0
3	4	265.58	-256.94	163.27	33.88	380.0
3	3	446.64	-417.48	269.97	58.91	518.2
3	2	555.63	-552.64	320.49	77.56	658.7
3	1	411.50	-746.51	361.81	92.62	601.4
4	6	91.61	-77.85	52.92	-36.52	108.0
4	5	156.77	-146.76	94.80	-132.80	244.0
4	4	193.03	-183.43	117.55	-271.21	380.0
4	3	280.40	-263.24	169.56	-459.92	518.2
4	2	318.81	-346.82	207.65	-708.08	658.7
4	1	200.06	-640.42	262.41	-948.23	601.4

File "Edificio 2012" - foglio PilX dati

MRd(Nq)	VEd max (kN)
con res. F <sub>CD</sub>	con h=2.70
39.13	28.96
50.14	37.14
60.14	44.44
69.10	51.19
85.72	60.90
115.81	85.78
43.98	32.58
58.44	43.29
70.90	52.52
131.24	97.21
193.91	143.64
267.98	198.50
43.98	32.58
58.44	43.29
70.90	52.52
131.24	97.21
193.91	143.64
267.98	198.50
43.98	32.58
58.44	43.29
70.90	52.52
131.24	97.21
193.91	143.64
267.98	198.50

Pilastro 1  
piano 3  
per 0.25 g  
V=111.93 kN

Ma il  
pilastro si  
plasticizza  
prima  
Il taglio non  
può superare  
il valore

$$V = \frac{2 \times 69.10}{2.70} = 51.19 \text{ kN}$$

foglio V (PilX)

## Esempio risultati dell'analisi modale, pilastri direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	N/q
analisi modale		q=1, ag/g=	0.250	0.250		
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	66.1
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	163.7
1	4	200.86	-203.44	126.30	269.29	261.3
1	3	173.36	-184.94	111.93	430.07	389.9
1	2	166.29	-175.33	106.74	601.43	456.5
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04	556.4
2	6	130.59	-122.78	79.17	13.39	108.0
2	5	215.70	-211.50	133.49	18.66	244.0
2	4	263.48	-262.56	161.24	-30.36	380.0
2	3	426.34	-393.12	255.99	-32.93	518.2
2	2	514.65	-516.45	320.08	42.92	658.7
2	1	363.79	-722.63	339.43	108.46	601.4
3	6	131.79	-123.98	79.92	-12.69	108.0
3	5	216.58	-211.99	133.92	-18.88	244.0
3	4	265.58	-256.94	163.27	33.88	380.0
3	3	446.64	-417.48	269.97	58.91	518.2
3	2	555.63	-552.64	320.49	77.56	658.7
3	1	411.50	-746.51	361.81	92.62	601.4
4	6	91.61	-77.85	52.92	-36.52	108.0
4	5	156.77	-146.76	94.80	-132.80	244.0
4	4	193.03	-183.43	117.55	-271.21	380.0
4	3	280.40	-263.24	169.56	-459.92	518.2
4	2	318.81	-346.82	207.65	-708.08	658.7
4	1	200.06	-640.42	262.41	-948.23	601.4

Nota:  
in realtà  
dovrebbe  
essere con  
N variabile  
(ho trascurato  
per semplicità  
vedere più  
avanti, con  
ritenimento a  
rottura duttile)

## Esempio risultati dell'analisi modale, pilastri direzione y

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq	MRd(lq) (kNm)	VEd max (kN)
analisi modale		q=1, ag/g=	0.250				con res °FC	con h=2.70
17	6	156.97	-131.81	90.14	48.93	50.5	37.27	27.61
17	5	210.53	-196.52	127.02	155.02	132.5	46.73	34.61
17	4	254.24	-246.34	155.92	286.42	214.5	55.47	41.09
17	3	262.84	-271.11	166.72	430.76	286.5	63.49	47.03
17	2	260.54	-276.62	164.68	586.68	379.5	70.77	52.42
17	1	129.02	-173.53	94.53	724.02	460.5	86.02	63.72
9	6	219.94	-207.84	133.68	4.45	94.6	42.45	31.44
9	5	308.91	-303.52	191.37	17.02	227.7	56.81	42.08
9	4	379.20	-378.46	236.75	34.00	360.8	69.27	51.31
9	3	374.96	-382.82	227.36	53.46	493.9	88.42	65.50
9	2	619.91	-596.24	379.98	75.07	629.3	143.09	105.99
9	1	406.92	-707.89	348.22	121.36	766.9	208.69	154.58
1	6	157.75	-134.60	91.30	-53.09	66.1	39.13	28.98
1	5	215.43	-202.35	130.40	-171.81	163.7	50.14	37.14
1	4	261.50	-263.18	160.66	-322.33	261.3	60.14	44.55
1	3	273.49	-283.83	174.06	-484.21	368.9	69.10	51.19
1	2	249.48	-259.30	158.93	-661.75	456.5	85.72	63.50
1	1	251.69	-384.30	198.72	-844.48	556.4	135.48	100.35
18	6	23.65	22.26	-8.56	8.41	76.8	40.38	29.91
18	5	49.93	36.43	20.74	21.03	181.6	52.05	38.56
18	4	52.88	42.15	24.61	37.12	206.4	62.55	46.33
18	3	45.73	43.60	23.46	54.25	391.2	71.83	53.21
18	2	31.09	-56.73	24.67	70.42	496.0	88.57	65.61
18	1	-18.88	-137.47	38.18	82.54	603.0	119.35	88.41

File "Edificio 2012" - foglio PilY dati

foglio V (PilY)

## Rottura fragile per taglio

## Verifica a taglio

- Nell'OPCM 3431 non vi sono indicazioni specifiche (deduco che si deve fare riferimento a  $V_{Rd,max}$  e  $V_{Rd,s}$ )
- Le linee guida della Basilicata rinviano espressamente alle formule dell'Eurocodice 2
- L'Eurocodice 8, parte 3, propone formule specifiche (punto A.3.3.1) ma che valgono solo per SLC

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[ \frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(S; \mu_{\Delta}^{\text{pl}})) \cdot \left[ 0,16 \max(0,5; 100\rho_{\text{tot}}) \left( 1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right]$$

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw}$$

## Verifica a taglio

Formule utilizzate (secondo NTC 08, punto 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rd,s} = 0,9 d \frac{A_{st}}{s} f_{yd} \cot \theta$$

$$V_{Rd,max} = 0,9 b d \alpha_c f'_{cd} \frac{\cot^2 \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

con

$$f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd} \quad 1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

$$\alpha_c = \begin{cases} 1 & \text{per membrane non compresse} \\ 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} & \text{per } 0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd} \\ 1,25 & \text{per } 0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \\ 2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) & \text{per } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd} \end{cases}$$

Nota: con  $f_c$  e  $f_y$  definiti in precedenza, anziché  $f_{cd}$  e  $f_{yd}$

## Esempio risultati dell'analisi modale, pilastri direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq	MRd(lq) (kNm)	VEd max (kN)	VRd,s (kN)	VRd,max (kN)	ag/g
analisi modale		q=1, ag/g=	0.250				con res °FC	con h=2.70	cot theta=2.5		
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	66.1	39.13	28.98	50.34	117.48	ok
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	163.7	50.14	37.14	50.34	130.61	ok
1	4	200.86	-203.44	126.30	268.28	261.3	60.14	44.55	50.34	135.74	ok
1	3	173.35	-184.94	111.93	430.07	358.9	69.10	51.19	50.34	135.74	0.112
1	2	166.26	-175.33	106.74	601.43	456.5	85.72	63.50	50.34	119.01	0.116
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04	556.4	115.81	85.78	50.34	174.92	0.145

Sezione 30x30 staffe Ø6/20

$$V_{Rd,s} = 0,9 d \frac{A_{st}}{s} f_y \cot \theta =$$

$$= 0,9 \times 26 \times \frac{0,566}{20} \times 304 \times 2,5 \times 10^{-1} = 50,34 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 0,9 b d \alpha_c f'_c \frac{\cot^2 \theta}{1 + \cot^2 \theta} =$$

$$= 0,9 \times 30 \times 26 \times 1,25 \times \frac{8,97}{2} \times \frac{2,5}{1 + 2,5^2} \times 10^{-1} = 135,74 \text{ kN}$$

Nota:

si potrebbe pensare anche a resistenza in assenza di armatura, ma di solito questa è molto bassa

File "Edificio 2012" - foglio V (PilX)

## Esempio risultati dell'analisi modale, pilastri direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq	MRd(lq) (kNm)	VEd max (kN)	VRd,s (kN)	VRd,max (kN)	ag/g
analisi modale		q=1, ag/g=	0.250				con res °FC	con h=2.70	cot theta=2.5		
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	66.1	39.13	28.98	50.34	117.48	ok
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	163.7	50.14	37.14	50.34	130.61	ok
1	4	200.86	-203.44	126.30	268.28	261.3	60.14	44.55	50.34	135.74	ok
1	3	173.35	-184.94	111.93	430.07	358.9	69.10	51.19	50.34	135.74	0.112
1	2	166.26	-175.33	106.74	601.43	456.5	85.72	63.50	50.34	119.01	0.116
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04	556.4	115.81	85.78	50.34	174.92	0.145

Sezione 30x30 staffe Ø6/20

$$V_{Rd} = \text{MIN}(V_{Rd,s}, V_{Rd,max}) = 50,34 \text{ kN}$$

$$\text{Per } a_g = 0,25 \text{ g} \quad V_{Ed} = 111,93 \text{ kN}$$

$$\rho = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{111,93}{50,34} = 2,223$$

quindi  $V_{Rd} = V_{Ed}$  per

$$a_g = 0,25 \times 0,450 = 0,112 \text{ g}$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{2,223} = 0,450 = 45,0\%$$

## Esempio risultati dell'analisi modale, pilastri direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sfuerzo normale (kN)	Ni	MRd(Ni) (kNm)	VEd max (kN)	VRd.s (kN)	VRd.max (kN)	ag/g
analisi modale		q=1, ag/g=		0.250		con res °FC		con h=2.70	col teta=2.5		
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	66.1	39.13	29.56	59.34	117.48	ok
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	163.7	50.14	37.14	50.34	130.61	ok
1	4	200.96	-203.44	126.30	269.28	261.3	60.14	24.95	29.34	135.74	ok
1	3	173.35	-164.94	111.93	430.07	359.9	69.10	51.19	50.34	135.74	0.112
1	2	166.29	-175.33	106.74	601.43	456.5	85.72	63.50	50.34	118.01	0.118
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04	556.4	115.81	85.78	50.34	174.92	0.145

In altri casi la resistenza è maggiore di  $V_{Ed,max}$   
e quindi non si ha mai rottura

## Esempio risultati dell'analisi modale, pilastri direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sfuerzo normale (kN)	Ni	MRd(Ni) (kNm)	VEd max (kN)	VRd.s (kN)	VRd.max (kN)	ag/g
analisi modale		q=1, ag/g=		0.250		con res °FC		con h=2.70	col teta=2.5		
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	66.1	39.13	29.56	59.34	117.48	ok
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	163.7	50.14	37.14	50.34	130.61	ok
1	4	200.96	-203.44	126.30	269.28	261.3	60.14	24.95	29.34	135.74	ok
1	3	173.35	-164.94	111.93	430.07	359.9	69.10	51.19	50.34	135.74	0.112
1	2	166.29	-175.33	106.74	601.43	456.5	85.72	63.50	50.34	118.01	0.118
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04	556.4	115.81	85.78	50.34	174.92	0.145
2	6	130.59	-122.78	79.17	13.39	108.0	43.98	32.58	50.34	123.12	ok
2	5	215.70	-211.50	133.49	18.66	244.0	58.44	43.29	50.34	135.74	ok
2	4	263.48	-252.56	161.24	-30.36	300.0	70.90	52.52	50.34	135.74	0.078
2	3	426.34	-393.12	256.99	-32.93	518.2	131.24	97.21	69.70	187.95	0.068
2	2	514.65	-516.45	322.08	42.92	658.7	193.91	143.64	89.06	240.16	0.069
2	1	363.79	-722.63	339.43	108.46	801.4	267.98	198.50	108.43	292.37	0.080
3	6	131.79	-123.98	79.92	-12.69	108.0	43.98	32.58	50.34	123.12	ok
3	5	216.58	-211.99	133.92	-18.88	244.0	58.44	43.29	50.34	135.74	ok
3	4	265.58	-256.94	163.27	33.88	300.0	70.90	52.52	50.34	135.74	0.077
3	3	446.64	-417.48	269.97	59.91	518.2	131.24	97.21	69.70	187.95	0.069
3	2	565.63	-562.64	352.49	77.56	658.7	193.91	143.64	89.06	240.16	0.063
3	1	411.50	-746.51	361.81	92.62	801.4	267.98	198.50	108.43	292.37	0.075
4	6	91.61	-77.65	52.92	-36.52	108.0	43.98	32.58	50.34	123.12	ok
4	5	156.77	-146.76	94.80	132.80	244.0	58.44	43.29	50.34	135.74	ok
4	4	193.03	-183.43	117.56	-271.21	300.0	70.90	52.52	50.34	135.74	0.107
4	3	280.40	-263.24	169.56	-459.92	518.2	131.24	97.21	69.70	187.95	0.103
4	2	318.81	-346.82	207.65	-706.08	658.7	193.91	143.64	89.06	240.16	0.107
4	1	200.06	-640.42	262.41	-948.23	801.4	267.98	198.50	108.43	292.37	0.103

## Esempio risultati dell'analisi modale, pilastri direzione y

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sfuerzo normale (kN)	Ni	MRd(Ni) (kNm)	VEd max (kN)	VRd.s (kN)	VRd.max (kN)	ag/g
analisi modale		q=1, ag/g=		0.250		con res °FC		con h=2.70	col teta=2.5		
17	6	156.87	-131.91	90.14	48.93	50.5	37.27	27.61	50.34	115.39	ok
17	5	210.53	-196.52	127.02	155.02	132.5	46.73	34.61	50.34	126.41	ok
17	4	254.24	-245.34	155.92	288.42	214.5	55.47	41.09	50.34	135.74	ok
17	3	262.84	-271.11	166.72	430.76	296.5	63.49	47.03	50.34	135.74	ok
17	2	250.54	-276.62	164.88	586.68	378.5	70.77	52.42	50.34	135.74	0.076
17	1	129.02	-173.53	94.53	724.02	460.5	86.02	63.72	50.34	116.66	0.133
9	6	219.94	-207.84	133.68	4.45	94.6	42.45	31.44	50.34	121.32	ok
9	5	308.91	-303.52	191.37	17.02	227.7	56.81	42.06	50.34	135.74	ok
9	4	379.20	-379.46	236.75	34.00	390.6	69.27	51.31	50.34	135.74	0.053
9	3	374.96	-362.82	227.38	53.46	493.9	88.42	65.50	50.34	105.43	0.055
9	2	619.91	-596.24	379.96	75.07	629.3	143.09	105.99	69.70	156.19	0.046
9	1	406.92	-707.69	348.22	121.36	766.9	206.69	154.58	89.96	206.62	0.054
1	6	157.75	-134.60	91.30	-53.09	66.1	39.13	28.98	50.34	117.48	ok
1	5	215.43	-202.35	130.40	-171.81	163.7	50.14	37.14	50.34	130.61	ok
1	4	261.50	-253.18	160.86	-322.33	261.3	60.14	24.95	29.34	135.74	ok
1	3	273.49	-263.83	174.05	-484.21	359.9	69.10	51.19	50.34	135.74	0.072
1	2	249.48	-259.30	158.93	-661.75	456.5	85.72	63.50	50.34	118.01	0.079
1	1	251.69	-384.30	198.72	-844.48	556.4	135.48	100.35	69.70	181.64	0.088
18	6	23.65	22.26	-8.56	8.41	76.8	40.38	29.91	50.34	118.92	ok
18	5	49.93	35.43	20.74	21.03	181.6	52.05	38.56	50.34	133.02	ok
18	4	52.88	42.15	24.61	37.12	286.4	62.55	46.33	50.34	135.74	ok
18	3	45.73	43.60	23.46	54.25	391.2	71.83	53.21	50.34	135.74	ok
18	2	31.09	-56.73	24.67	70.42	496.0	88.57	65.61	50.34	104.73	ok
18	1	-18.88	-137.47	38.18	82.54	603.0	119.35	88.41	50.34	159.25	ok

## Verifica a taglio conclusione

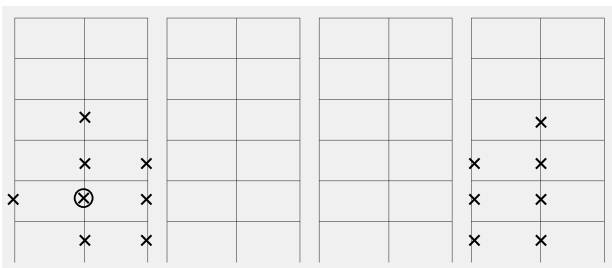
La sezione più vulnerabile è quella del pilastro 9,  
II ordine, per sisma in direzione y

La rottura a taglio avviene per  $a_g = 0.046 g$   
o, più precisamente, per  $\rho = 5.45$  ovvero per il 18.3%  
dell'accelerazione richiesta

Numerose altre sezioni arrivano alla rottura a taglio  
per accelerazioni un po' maggiori, sempre piccole  
rispetto a  $a_g = 0.250 g$

## Telai in direzione y

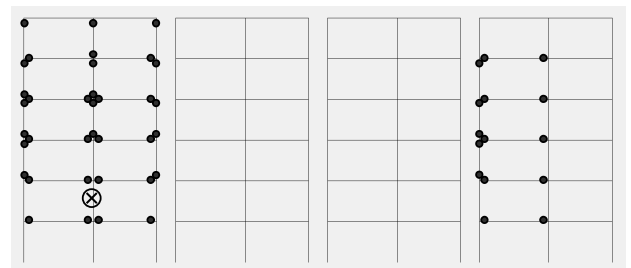
x La rottura a taglio avviene per  $\rho=5.45$  (18.3% di 0.25 g)



Altre rotture x < 30% di 0.25 g x < 30-50% di 0.25 g

## Telai in direzione y

x La rottura a taglio avviene per  $\rho=5.45$  (18.3% di 0.25 g)

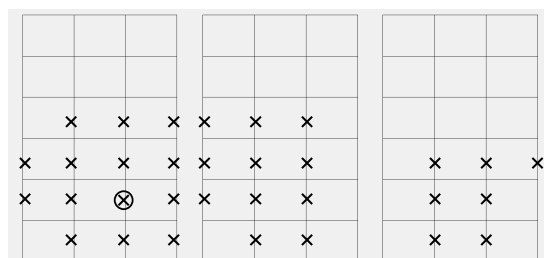


Le analisi che verranno fatte più avanti mostrano che prima  
della rottura a taglio si sono formate numerose cerniere



### Telai in direzione x

x La rottura a taglio avviene per  $\rho=3.96$  (25.3% di 0.25 g)



Altre rotture

$x < 30\%$  di 0.25 g

$x < 30-50\%$  di 0.25 g

### Verifica a taglio conclusione

La rottura a taglio avviene per  $a_g = 0.046$  g  
o, più precisamente, per  $\rho = 5.45$  ovvero per il 18.3%  
dell'accelerazione richiesta

Questo valore può essere incrementato se un certo  
numero di sezioni si plasticizza a flessione prima della  
rottura a taglio

Si potrebbe pensare ad un incremento per  $q=1.5$ ,  
ottenendo così che la rottura avviene per il 27.4%  
dell'accelerazione richiesta

Nota: si dovrebbero verificare anche le travi, ma in genere stanno molto  
meglio

### Considerazioni

### Risultato delle analisi

- La prima valutazione di massima indica che la  
rottura a taglio avviene per una accelerazione che è  
il 13.7% di quella richiesta
  - Considerando un fattore di struttura  $q=1.5$  si può  
pensare che il collasso avvenga al 20.6% della  
accelerazione voluta
- La valutazione più accurata indica che la rottura a  
taglio avviene per una accelerazione che è il 18.3%  
di quella richiesta
  - Considerando un fattore di struttura  $q=1.5$  si può  
pensare che il collasso avvenga al 27.4% della  
accelerazione voluta

### Risultato delle analisi

- Prima valutazione di massima:  
collasso al 20.6% dell'accelerazione richiesta
- Valutazione più accurata:  
collasso al 27.4% dell'accelerazione richiesta
- C'è una certa differenza ma la sostanza non cambia



La struttura è fortemente vulnerabile a taglio

### Spettri di risposta una considerazione

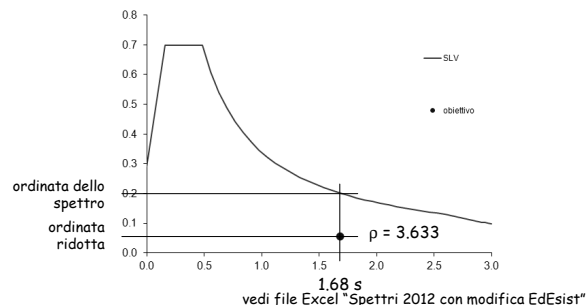
- Per l'Eurocodice 8 (e in precedenti versioni delle  
norme italiane) la forma dello spettro (e i valori  $F_0$ ,  
 $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$ ) sono indipendenti da  $a_g$
- Per le NTC08 questi parametri variano con  $a_g$
- Consiglio:
  - Fare riferimento ai parametri relativi allo spettro di  
risposta elastico corrispondente allo SLV
  - Effettuare i calcoli determinando il valore  $\rho$  per cui  
dividere lo spettro perché la verifica sia soddisfatta  
(o l'aliquota  $1/\rho$  del sisma sopportabile)
  - Indicare questi valori  
(o, se necessario, trovare lo spettro corrispondente ad un  $T_r$   
ridotto che fornisce i valori voluti in corrispondenza di  $T_1$ )

## Spettri di risposta possibile trasformazione

- La richiesta di usare uno spettro corrispondente ad un periodo di ritorno diverso, perché la struttura porta solo una aliquota del sisma richiesto, non ha un gran senso ma può essere soddisfatta facilmente
- Una volta determinato il valore  $\rho$  per cui dividere lo spettro perché la verifica sia soddisfatta (o l'aliquota  $1/\rho$  del sisma sopportabile) si può trovare uno spettro (con  $T_r$  diverso) che abbia per  $T=T_1$  un valore uguale a quello dello spettro di partenza diviso  $\rho$

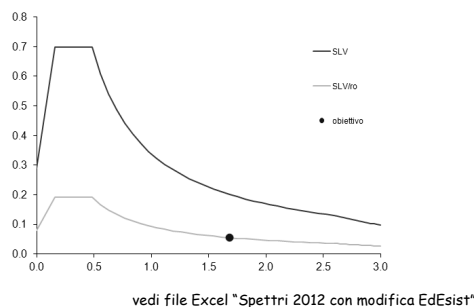
## Spettri di risposta possibile trasformazione

- Spettro richiesto e riduzione calcolata



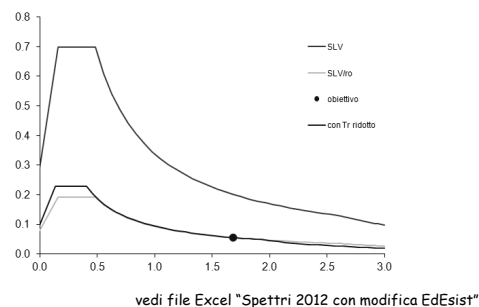
## Spettri di risposta possibile trasformazione

- Spettro ridotto di  $\rho$



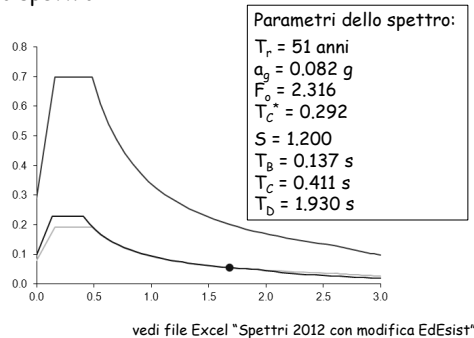
## Spettri di risposta possibile trasformazione

- Nuovo spettro



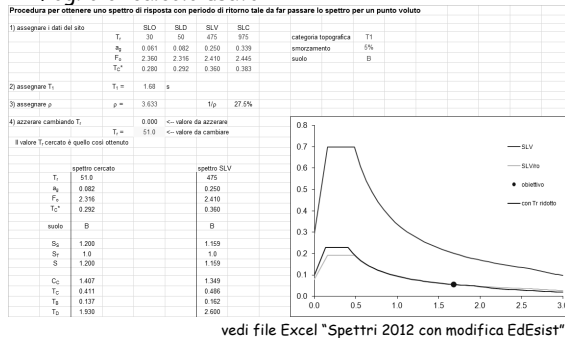
## Spettri di risposta possibile trasformazione

- Nuovo spettro



## Spettri di risposta possibile trasformazione

- Foglio di calcolo usato



Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale  
e Norme Tecniche per le Costruzioni

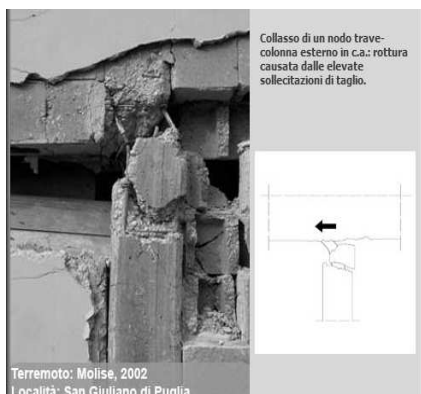
### Verifica sismica di edifici esistenti in c.a.

7 - Analisi lineare: verifica di resistenza - rottura dei nodi  
e scorrimento trave-pilastro

Imola  
16-18 maggio 2013  
Aurelio Ghersi

## Rottura dei nodi

### Rottura dei nodi



### Rottura dei nodi



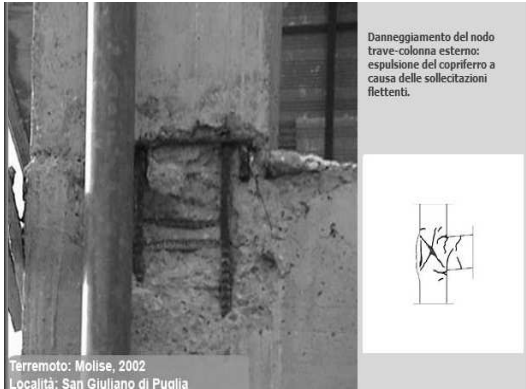
### Rottura dei nodi



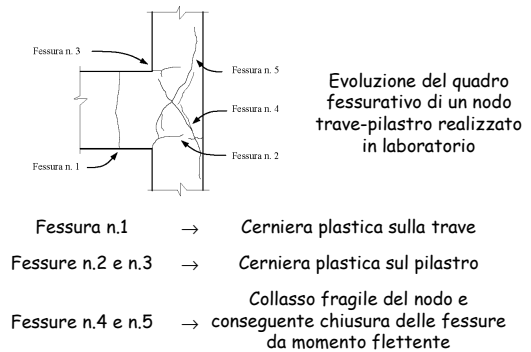
### Rottura dei nodi



## Rottura dei nodi



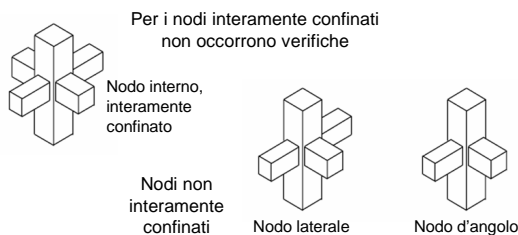
## Danneggiamento del nodo per azioni cicliche



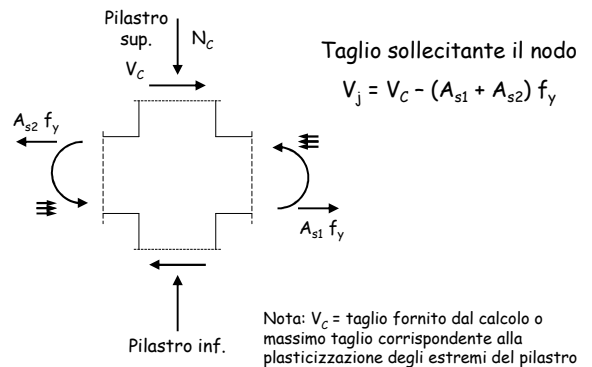
## Confinamento dei nodi

### Nodi interamente confinati

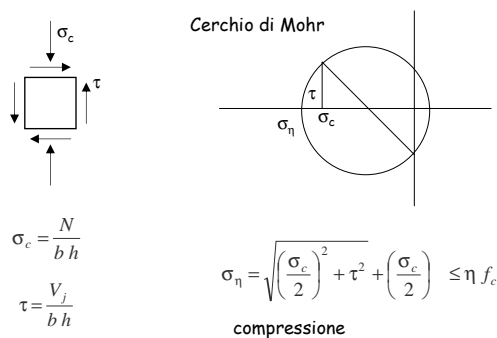
- In ognuna delle 4 facce si innestano travi
- Le travi sono sovrapposte ai pilastri per almeno  $\frac{3}{4}$  della larghezza del pilastro (e tra loro per  $\frac{3}{4}$  dell'altezza)



## 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 file Nodo.pdf)

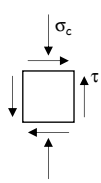
$$\tau \leq \eta f_c \sqrt{1 - \frac{\sigma_c}{\eta f_c}}$$

ovvero NTC 08, punto 7.4.4.3.1

$$V_j \leq \eta f_c b h \sqrt{1 - \frac{v}{\eta}}$$

$$v = \frac{N}{b h f_c} \quad \eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) \quad \begin{array}{ll} \alpha_j = 0.60 & \text{nodo interno} \\ \alpha_j = 0.48 & \text{nodo esterno} \end{array}$$

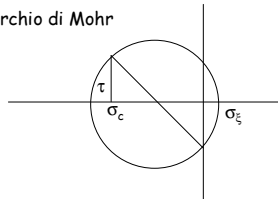
### Verifica del nodo trazione - in assenza di specifiche armature



$$\sigma_c = \frac{N}{b h}$$

$$\tau = \frac{V_j}{b h}$$

Cerchio di Mohr



$$\sigma_s = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq f_{ct}$$

trazione

### 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 assenza di specifiche armature

- Una osservazione:  
quale valore prendere per  $f_{ctm}$ ?

- La formula generale per nuova progettazione lega la resistenza a trazione al valore caratteristico di  $f_c$ , elevato a 2/3

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$$

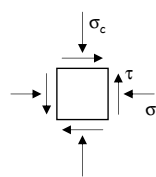
- Nell'OPCM lo mette in relazione alla radice quadrata di  $f_c$

$$f_{ctm} = 0.3 \sqrt{f_c}$$

- Ritengo che sia questo il riferimento corretto e quindi, più precisamente

$$f_{ctm} = 0.3 \sqrt{\frac{f_{cm}}{FC \gamma_c}}$$

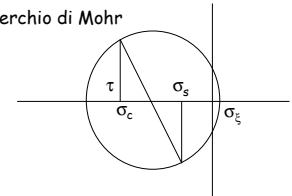
### Verifica del nodo trazione - in presenza di armature orizzontali



$$\sigma_c = \frac{N}{b h} \quad \sigma_s = \frac{A_s f_y}{b h}$$

$$\tau = \frac{V_j}{b h}$$

Cerchio di Mohr



$$\sigma_s = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right) \leq f_{ct}$$

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 file Nodo.pdf)

$$\tau \leq \sqrt{(f_{ct} + \sigma_c)(f_{ct} + \sigma_s)} \quad \text{per verifica}$$

$$\sigma_s \geq \frac{\tau^2}{f_{ct} + \sigma_c} - f_{ct} \quad \text{per progetto armatura}$$

ovvero  
NTC 08, punto 7.4.4.3.1

$$\frac{A_s f_y}{b h} \geq \frac{(V/bh)^2}{f_{ct} + v f_c} - f_{ct} \quad v = \frac{N}{b h f_c}$$

E quindi

$$V_j \leq b h \sqrt{\left(\frac{A_s f_y}{b h} + f_{ct}\right)(f_{ct} + v f_c)}$$

### Esempio verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (m)	VEd max (m)	Nq	sc	v/eta
10	6	78.06	35.55	144.0	4.690	0.308
10	5	134.30	46.44	288.0	3.200	0.617
10	4	163.17	62.13	432.0	2.800	0.625
10	3	261.96	102.09	576.2	4.818	0.929
10	2	333.23	150.64	726.7	4.945	0.933
10	1	347.64	225.22	877.4	4.874	0.939

Nodo interno

sezione pilastro 30x30

$$f_c = \frac{f_{cm}}{FC \gamma_c} = 8.97 \text{ MPa} \quad \sigma_c = \frac{288.0}{30 \times 30} \times 10^1 = 3.20 \text{ MPa}$$

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) = 0.6 \left(1 - \frac{8.97}{250}\right) = 0.578 \quad \alpha_j = 0.60$$

$$v = \frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{3.20}{8.97} = 0.357$$

$$\frac{v}{\eta} = \frac{0.357}{0.578} = 0.617$$

## Esempio verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN)	VEd max (kN)	Nq	oc	v/η	As-sin sup (cm2)	As-des sup (cm2)	inf (cm2)	ss+dc(kN)	As fy (kN)	Vj (kN)
10	6	dir x										
10	5	78.06	35.55	144.0	1.600	0.308	7.70	3.08	7.70	3.08	278.5	278.47
10	5	134.30	46.44	288.0	3.200	0.617	7.70	3.08	7.70	3.08	726.5	377.15
10	4	163.17	62.13	432.0	4.800	0.925	7.70	3.08	7.70	3.08	1026.6	377.15
10	3	261.96	102.09	578.2	4.818	0.928	7.70	3.08	7.70	3.08	1482.5	377.15
10	2	333.23	150.64	726.7	4.845	0.933	7.70	3.08	7.70	3.08	2013.7	377.15
10	1	347.64	225.22	877.4	4.874	0.939	7.70	3.08	7.70	3.08	1983.1	377.15

Nodo interno

sezione pilastro 30×30

Azione orizzontale dovuta all'armatura dei travi

$$F = A_s f_y$$

$$\text{MIN } F = (7.70 + 3.08) \times 420 / 1.2 \times 10^{-1} = 377.15 \text{ kN}$$

$$\text{MAX } F = (7.70 + 3.08) \times 420 \times 1.2 \times 10^{-1} = 543.09 \text{ kN}$$

Nota: in questo caso le armature sono snervate perché il momento sollecitante (sin-des) darebbe una trazione M/z maggiore

$$V_j = |V_c - A_s f_y| = |46.44 - 543.09| = 496.65 \text{ kN}$$

## Esempio verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN)	VEd max (kN)	Nq	oc	v/η	As-sin sup (cm2)	As-des sup (cm2)	inf (cm2)	ss+dc(kN)	As fy (kN)	Vj (kN)
10	6	dir x										
10	5	78.06	35.55	144.0	1.600	0.308	7.70	3.08	7.70	3.08	278.5	278.47
10	5	134.30	46.44	288.0	3.200	0.617	7.70	3.08	7.70	3.08	726.5	377.15
10	4	163.17	62.13	432.0	4.800	0.925	7.70	3.08	7.70	3.08	1026.6	377.15
10	3	261.96	102.09	578.2	4.818	0.928	7.70	3.08	7.70	3.08	1482.5	377.15
10	2	333.23	150.64	726.7	4.845	0.933	7.70	3.08	7.70	3.08	2013.7	377.15
10	1	347.64	225.22	877.4	4.874	0.939	7.70	3.08	7.70	3.08	1983.1	377.15

Nodo interno

sezione pilastro 30×60

Azione orizzontale dovuta all'armatura

$$F = A_s f_y$$

$$\text{MIN } F = (7.70 + 3.08) \times 420 / 1.2 \times 10^{-1} = 377.15 \text{ kN}$$

$$\text{MAX } F = (7.70 + 3.08) \times 420 \times 1.2 \times 10^{-1} = 543.09 \text{ kN}$$

$$V_j = |V_c - A_s f_y| = |225.22 - 543.09| = 317.87 \text{ kN}$$

## Esempio verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN)	VEd max (kN)	Nq	oc	v/η	Vj (kN)	VJR com (kN)	VJR tra (kN)
10	6	dir x							
10	5	78.06	35.55	144.0	1.600	0.308	242.92	284.90	98.90
10	5	134.30	46.44	288.0	3.200	0.617	496.65	212.12	126.66
10	4	163.17	62.13	432.0	4.800	0.925	480.97	93.92	149.35
10	3	261.96	102.09	578.2	4.818	0.928	441.01	133.36	217.59
10	2	333.23	150.64	726.7	4.845	0.933	392.45	168.72	286.24
10	1	347.64	225.22	877.4	4.874	0.939	317.87	199.68	355.31

Nodo interno

sezione pilastro 30×60

$$\sigma_c = 4.874 \text{ MPa}$$

$$v = 0.543$$

$$\eta = 0.578$$

$$V_{JR,com} = \eta f_c b h_{jc} \sqrt{1 - \frac{v}{\eta}} =$$

$$= 0.578 \times 8.97 \times 30 \times 52 \times \sqrt{1 - \frac{0.543}{0.578}} \times 10^{-1} = 199.68 \text{ kN}$$

## Esempio verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN)	VEd max (kN)	Nq	oc	v/η	Vj (kN)	VJR com (kN)	VJR tra (kN)
10	6	dir x							
10	5	78.06	35.55	144.0	1.600	0.308	242.92	284.90	98.90
10	5	134.30	46.44	288.0	3.200	0.617	496.65	212.12	126.66
10	4	163.17	62.13	432.0	4.800	0.925	480.97	93.92	149.35
10	3	261.96	102.09	578.2	4.818	0.928	441.01	133.36	217.59
10	2	333.23	150.64	726.7	4.845	0.933	392.45	168.72	286.24
10	1	347.64	225.22	877.4	4.874	0.939	317.87	199.68	355.31

Nodo interno

sezione pilastro 30×60

$$f_{ct} = 0.3 \times \sqrt{8.97} = 0.90 \text{ MPa}$$

$$V_j > \text{MIN}(V_{JR,com}; V_{JR,tra})$$

Non verificato per  $a_y = 0.25 g$

$$V_{JR,tra} = f_{ct} b h_{jc} \sqrt{1 + \frac{N}{b h f_{ct}}} =$$

$$= 0.90 \times 30 \times 52 \times \sqrt{1 + \frac{4.87}{0.90}} \times 10^{-1} = 355.31 \text{ kN}$$

## Esempio verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN)	VEd max (kN)	Nq	oc	v/η	Vj (kN)	VJR com (kN)	VJR tra (kN)	p	1/p
10	6	dir x									
10	5	78.06	35.55	144.0	1.600	0.308	242.92	284.90	98.90	no	2.456
10	5	134.30	46.44	288.0	3.200	0.617	496.65	212.12	126.66	no	3.921
10	4	163.17	62.13	432.0	4.800	0.925	480.97	93.92	149.35	no	5.121
10	3	261.96	102.09	578.2	4.818	0.928	441.01	133.36	217.59	no	3.307
10	2	333.23	150.64	726.7	4.845	0.933	392.45	168.72	286.24	no	2.326
10	1	347.64	225.22	877.4	4.874	0.939	317.87	199.68	355.31	no	1.592

Nodo interno

sezione pilastro 30×60

- In qualche piano il nodo si rompe per valori piuttosto piccoli dell'accelerazione sismica (ma maggiori di quelli che portano a rottura i pilastri per taglio)

## Esempio verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN)	VEd max (kN)	Nq	oc	v/η	Vj (kN)	VJR com (kN)	VJR tra (kN)	p	1/p
10	6	dir x									
10	5	78.06	35.55	144.0	1.600	0.308	242.92	284.90	98.90	no	2.456
10	5	134.30	46.44	288.0	3.200	0.617	496.65	212.12	126.66	no	3.921
10	4	163.17	62.13	432.0	4.800	0.925	480.97	93.92	149.35	no	5.121
10	3	261.96	102.09	578.2	4.818	0.928	441.01	133.36	217.59	no	3.307
10	2	333.23	150.64	726.7	4.845	0.933	392.45	168.72	286.24	no	2.326
10	1	347.64	225.22	877.4	4.874	0.939	317.87	199.68	355.31	no	1.592
17	6	dir y									
17	5	90.14	27.61	50.5	0.561	0.136	127.56	254.85	75.59	no	1.688
17	5	127.02	34.61	132.5	1.472	0.365	120.56	220.16	96.33	no	1.251
17	4	155.92	41.09	214.5	2.383	0.574	114.08	178.86	113.34	no	1.006
17	3	166.72	47.03	296.5	3.254	0.731	108.14	124.55	128.11	ok	ok
17	2	164.68	52.42	378.5	4.296	1.013	102.74	124.55	141.35	no	sigma c > sigma c >
17	1	94.53	63.72	460.5	5.117	1.232	91.45	153.45	153.45	no	sigma c > sigma c >
1	6	dir y									
1	5	130.40	37.14	163.7	1.819	0.438	126.19	248.62	79.85	no	1.578
1	4	160.66	44.55	261.3	2.903	0.699	119.03	205.43	103.14	no	1.144
1	3	174.05	51.19	358.9	3.888	0.820	110.62	150.29	121.99	ok	ok
1	2	158.53	63.50	456.5	4.072	1.222	103.98	154.62	138.30	no	1.907
1	1	198.72	100.35	556.4	4.637	1.117	91.67	152.88	152.88	no	sigma c > sigma c >

$$\eta f_{cd} = 5.19 \text{ MPa} \quad \text{per nodo interno}$$

$$\eta f_{cd} = 4.15 \text{ MPa} \quad \text{per nodo esterno}$$

alcuni nodi esterni hanno  $\sigma_c > \eta f_{cd}$  (ma per bassi valori di V forse non ha senso usare come limite  $\eta f_{cd}$ )

## Verifica dei nodi conclusione

I nodi interni stanno spesso male per  $a_g=0.25\text{ g}$ , ma se li si considera come confinati la verifica non sarebbe necessaria

I nodi esterni spesso non sono verificati per  $a_g=0.25\text{ g}$ , anche ai piani bassi perché lì  $\sigma_c$  è eccessiva (o  $\eta f_{cd}$  troppo bassa - ma probabilmente per bassi valori di  $V$  occorrerebbe ridiscutere  $\eta f_{cd}$ )

Il fatto che molti nodi non stiano troppo male probabilmente dipende dal fatto che:

- La resistenza a flessione dei pilastri non è molto alta (e questo limita il taglio nei pilastri)
- Anche la resistenza a flessione delle travi non è molto alta (e questo riduce la loro azione sui nodi)

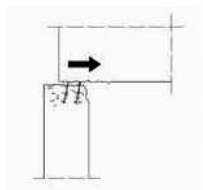
Nota: si sarebbe dovuto tener conto anche della variazione di sforzo normale nei nodi

## Scorrimento tra testa pilastro e nodo

### Scorrimento pilastro-nodo



Sicilia 1990,  
terremoto di  
Santa Lucia,  
Augusta

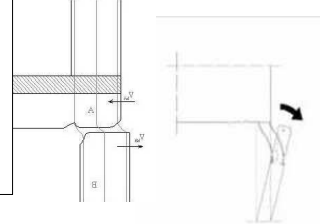


Scorrimento tra la sommità del pilastro  
e la trave in corrispondenza  
della ripresa di getto

### Scorrimento pilastro-nodo



Irpinia 1980,  
Lioni: Edificio del  
Banco di Napoli  
Foto A. Ghersi

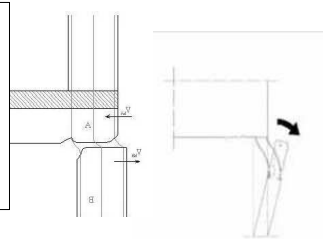


Scorrimento tra la sommità del pilastro  
e la trave in corrispondenza  
della ripresa di getto

### Scorrimento pilastro-nodo



Irpinia 1980,  
Lioni: Edificio del  
Banco di Napoli  
Foto A. Ghersi



Scorrimento tra la sommità del pilastro  
e la trave in corrispondenza  
della ripresa di getto

### Verifica di scorrimento pilastro-nodo

- Non esistono molte indicazioni a riguardo
- Solo l'Eurocodice 8, parte 1 (punto 5.5.3.4.4) parla di verifica di scorrimento tra parete e impalcato; le formule proposte possono estendersi, con opportune modifiche, anche al caso in esame

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

Resistenza delle barre verticali      Resistenza di eventuali barre inclinate      Resistenza per attrito

## Verifica di scorrimento pilastro-nodo

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \times \sum A_{sj} \times \sqrt{f_{cd} \times f_{yd}} \\ 0,25 \times f_{yd} \times \sum A_{sj} \end{array} \right.$$

$$V_{id} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_1 \times [(\sum A_{sj} \times f_{yd} + N_{Ed}) \times \xi + M_{Ed}/z] \\ 0,5 \eta \times f_{cd} \times \xi \times l_w \times b_{wo} \end{array} \right.$$

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

Resistenza delle  
barre verticali

Resistenza di eventuali  
barre inclinate

Resistenza  
per attrito

## Esempio verifica scorrimento

pilastro	piano	taglio (dN)	VEd max (dN)	Nq	Vdd 1	Vdd 2	ξ	Vid 1	Vid 2	VRdS	
11	6	65.97	35.55	144.0							
11	5	110.60	46.44	288.0							
11	4	133.99	62.13	432.0							
11	3	199.09	102.09	578.2							
11	2	242.24	150.64	726.7							
11	1	284.03	225.22	877.4							
dir y											
17	6	90.14	27.61	50.5	30.73	34.42	4.00	97.88	29.85	60.58	ok
17	5	127.02	34.61	132.5	30.73	34.42	6.08	136.68	45.34	76.08	ok
17	4	155.92	41.09	214.5	30.73	34.42	9.84	192.57	73.41	104.14	ok
17	3	166.72	47.03	296.5	30.73	34.42	13.60	259.19	101.47	132.20	ok
17	2	164.68	52.42	378.5	30.73	34.42	17.36	336.50	129.53	160.26	ok
17	1	94.53	63.72	460.5	41.83	46.85	21.12	464.85	157.59	199.42	ok
dir y											
1	6	91.30	28.98	66.1							
1	5	130.40	37.14	163.7							
1	4	160.66	44.55	261.3							
1	3	174.05	51.19	358.9							
1	2	158.93	63.50	456.5							
1	1	198.72	100.35	556.4							

Nota: N (e quindi  $V_{id}$ ) si può ridurre anche di molto per effetto del sisma

## Verifica scorrimento commento

- Nell'esempio la verifica a scorrimento non risulta condizionante
  - La variazione di sforzo normale indotta dal sisma potrebbe essere penalizzante ma in questo caso non cambia la sostanza
- Il problema diventa invece rilevante in presenza di tamponature (specie se robuste) perché in tal caso il taglio aumenta notevolmente e la decompressione del pilastro è più rilevante



Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale  
e Norme Tecniche per le Costruzioni

**Verifica sismica di edifici esistenti in c.a.**

8 - Breve divagazione: influenza delle tamponature

Imola  
16-18 maggio 2013  
Aurelio Ghersi

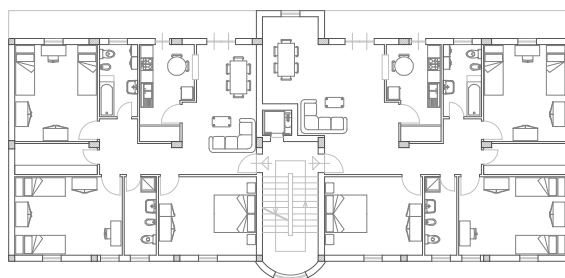
**Modello di calcolo  
e realtà strutturale**

- **Modello:** in genere della struttura nuda
- **Realtà:** la presenza di pareti di tamponamento cambia il comportamento statico e dinamico della struttura
- Possibile modello più accurato
  - Diagonali nelle maglie con tamponatura
  - Larghezza diagonale:  $0.15-0.30 L_d$
  - Spessore diagonale: quella della parte muraria
  - Modulo elastico diagonale: quello della muratura

**Esempio**

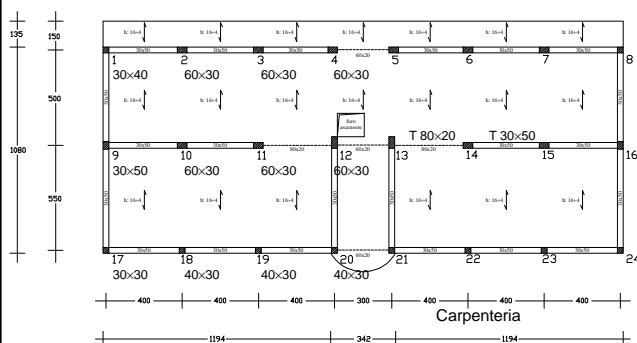
- Si è considerato l'edificio per sisma in direzione y (quella in cui è più debole)
- Si è pensata una muratura con mattoni forati
  - Diagonali nelle maglie 17-9, 9-1, 20-12
  - Larghezza diagonale: 120 cm
  - Spessore diagonale: 5 cm
  - Modulo elastico diagonale: 3000 MPa

**Rilievo dell'edificio**

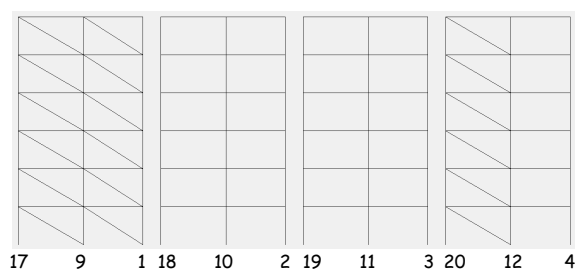


Piano tipo

**Rilievo dell'edificio**



**Schema di calcolo**



Periodo:  $T = 1.03 \text{ s}$

vedi file "TelY-2012-tamp"

### Note relative al calcolo

- Una volta effettuato il calcolo, si è ipotizzato che la diagonale eserciti la sua forza al di sotto del nodo (di 30 cm, pari a circa  $1/10$  h) e quindi:
  - Il taglio nei pilastri adiacenti è aumentato della componente orizzontale di  $N_d$
  - Il momento flettente nei pilastri adiacenti è aumentato di  $0.30 N_d$

### Verifica a taglio sintesi dei risultati

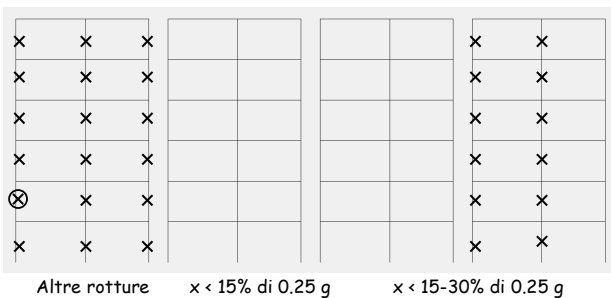
La sezione più vulnerabile è quella del pilastro 17, II ordine

La rottura a taglio avviene per  $a_g = 0.018$  g o, più precisamente, per  $p = 13.7$  ovvero per il 7.3% dell'accelerazione richiesta

Tutte le sezioni dei pilastri adiacenti le tamponature arrivano alla rottura a taglio per accelerazioni un po' maggiori, sempre molto piccole rispetto a  $a_g = 0.250$  g

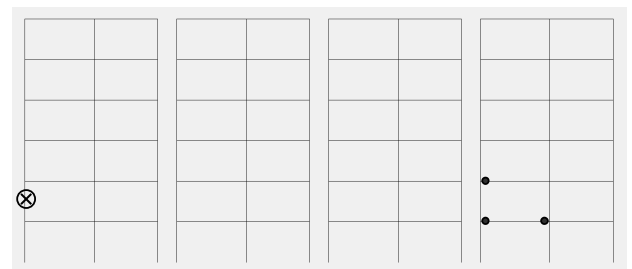
### Telai in direzione y

x La rottura a taglio avviene per  $p=13.7$  (7.3% di 0.25 g)



### Telai in direzione y

x La rottura a taglio avviene per  $p= 13.7$  (7.3% di 0.25 g)



- Le analisi mostrano che prima della rottura a taglio si sono formate solo tre cerniere

### Considerazioni

- Le tamponature sgravano la struttura nel suo complesso, ma le azioni concentrate trasmesse agli estremi dei pilastri aumentano enormemente il rischio di rottura a taglio
- Il comportamento è molto più fragile di quello della struttura nuda e non si può utilizzare un fattore di struttura diverso da 1

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale  
e Norme Tecniche per le Costruzioni

### Verifica sismica di edifici esistenti in c.a.

9 - Analisi lineare: verifica di resistenza - flessione

Imola  
16-18 maggio 2013  
Aurelio Ghersi

### Analisi lineare verifica di resistenza - flessione

Possibili modalità:

- Analisi elastica lineare con  $q$ 
  - Analisi tradizionale, ma con  $q$  basso (1.5-3.0) a meno che non si possa dimostrare che la struttura ha un buon comportamento duttile
- Analisi elastica lineare con determinazione della resistenza secondo le linee guida della Basilicata
  - Duttilità valutata per singolo elemento (con un  $\alpha_{dut}$ ) e tenendo conto del comportamento globale

### Analisi lineare con fattore di struttura $q$

### Analisi lineare (modale o statica) con fattore di struttura $q$

- Il calcolo è effettuato usando uno spettro di progetto per SLV ( $a_{g,10\%}$ ) ridotto col fattore di struttura  $q$
- Verifica = confronto sollecitazione-resistenza
- Per calcolare le sollecitazioni su elementi duttili si può usare  $q$  tra 1.5 e 3.0 (in base a regolarità, ecc.)
- Per calcolare la resistenza degli elementi duttili si usa  $f_m$  diviso FC (non diviso per  $\gamma_m$ )

### Analisi lineare (modale o statica) con fattore di struttura $q$

- È possibile limitarsi alla verifica, ma le forze sono molto elevate; è difficile che la verifica sia soddisfatta
- È possibile anche valutare il moltiplicatore  $\alpha_{SLV}$  dello spettro che porta al limite la sezione più sollecitata
- Meglio ancora: è possibile determinare il valore di  $p$  (o  $1/\rho$ ) per ciascuna sezione ed esprimere un giudizio sulla base di questi valori

Considerazioni:

- Il modello strutturale potrebbe includere anche tramezzi e tamponatore

### Determinazione della resistenza dei pilastri

- Il momento resistente dei pilastri dipende
    - Da sezione e armatura (definite)
    - Dalle caratteristiche dei materiali (valutate con riferimento ai valori medi, ridotti mediante il fattore di confidenza e senza riduzione per il coefficiente parziale  $\gamma_m$ )
- $$f_{cd} = \frac{\alpha f_{cm}}{FC} = \frac{0.85 \times 19}{1.2} = 13.46 \text{ MPa}$$
- $$f_{yd} = \frac{f_{ym}}{FC} = \frac{420}{1.2} = 350.0 \text{ MPa}$$
- Dallo sforzo normale agente (dovuto ai carichi verticali in presenza di sisma, più l'effetto del sisma)

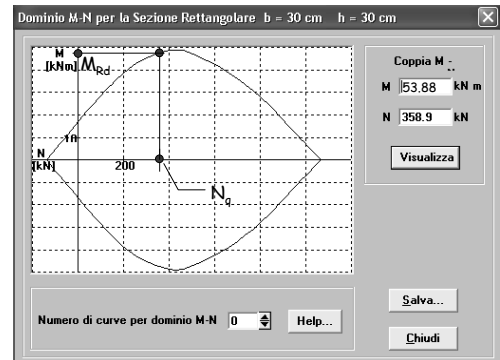
## Determinazione della resistenza dei pilastri

- Sezioni, armature, sforzi normali  $N_q$

pilastro	piano	$N_q$	b	h	n	n	f	As
		tot						
1	6	66.1	30	30	4	2	12	2.26
1	5	153.7	30	30	4	2	12	2.26
1	4	261.3	30	30	4	2	12	2.26
1	3	358.9	30	30	4	2	12	2.26
1	2	456.5	30	30	4	2	14	3.08
1	1	556.4	40	30	6	3	14	4.62
2	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26
2	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26
2	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26
2	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08
2	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08
2	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08
3	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26
3	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26
3	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26
3	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08
3	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08
3	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08

File Edificio 2012.xls - foglio PilX (q)

## Determinazione della resistenza dei pilastri



## Determinazione della resistenza dei pilastri

- Momento resistente per  $N = N_q$

pilastro	piano	$N_q$	b	h	n	n	f	As	$N_{s=0}$
		MRd							
1	6	66.1	30	30	4	2	12	2.26	29.03
1	5	153.7	30	30	4	2	12	2.26	39.03
1	4	261.3	30	30	4	2	12	2.26	47.35
1	3	358.9	30	30	4	2	12	2.26	53.88
1	2	456.5	30	30	4	2	14	3.08	64.58
1	1	556.4	40	30	6	3	14	4.62	87.72
2	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	33.53
2	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	46.00
2	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	55.05
2	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	101.89
2	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08	151.81
2	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08	210.92
3	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	33.53
3	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	46.00
3	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	55.05
3	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	101.89
3	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08	151.81
3	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08	210.92

File Edificio 2012.xls - foglio PilX (q)

## Determinazione della resistenza dei pilastri

- Confronto sollecitazione - resistenza

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	$N_q$	b	h	n	n	f	As	$N_{s=0}$	p	1/p	ag pl
		analisi modale	q=1, ag/pl	0.250									MRd			
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	66.1	30	30	4	2	12	2.26	29.03	3.098	32.3%	0.081
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	153.7	30	30	4	2	12	2.26	39.03	3.957	25.3%	0.063
1	4	200.86	-203.44	126.30	268.28	261.3	30	30	4	2	12	2.26	47.35	4.296	23.3%	0.058
1	3	173.36	-184.94	111.93	430.07	358.9	30	30	4	2	12	2.26	53.88	4.430	29.1%	0.073
1	2	166.28	-175.33	106.74	601.43	456.5	30	30	4	2	14	3.08	64.58	2.715	36.8%	0.092
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04	556.4	40	30	6	3	14	4.62	87.72	1.741	57.4%	0.144

Resistenza 53.88 kNm  
Sollecitazione 184.94 kNm

$$\rho = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{184.94}{53.88} = 3.432$$

$$\frac{1}{\rho} = 0.291 = 29.1\%$$

$$a_g = 0.291 \times 0.250 = 0.073 \text{ g}$$

File Edificio 2012.xls - foglio PilX (q)

## Determinazione della resistenza dei pilastri

- Confronto sollecitazione - resistenza

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	$N_q$	b	h	n	n	f	As	$N_{s=0}$	p	1/p	ag pl
		analisi modale	q=1, ag/pl	0.250									MRd			
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	66.1	30	30	4	2	12	2.26	29.03	3.098	32.3%	0.081
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	153.7	30	30	4	2	12	2.26	39.03	3.957	25.3%	0.063
1	4	200.86	-203.44	126.30	268.28	261.3	30	30	4	2	12	2.26	47.35	4.296	23.3%	0.058
1	3	173.36	-184.94	111.93	430.07	358.9	30	30	4	2	12	2.26	53.88	4.432	29.1%	0.073
1	2	166.28	-175.33	106.74	601.43	456.5	30	30	4	2	14	3.08	64.58	2.715	36.8%	0.092
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04	556.4	40	30	6	3	14	4.62	87.72	1.741	57.4%	0.144
2	6	130.59	-122.79	79.17	13.39	108.0	30	30	4	2	12	2.26	33.53	3.895	26.7%	0.084
2	5	215.70	-211.59	133.49	18.66	244.0	30	30	4	2	12	2.26	46.00	4.689	21.3%	0.053
2	4	263.48	-252.56	161.24	-30.36	380.0	30	30	4	2	12	2.26	55.05	4.787	20.9%	0.052
2	3	426.34	-393.12	255.99	-32.93	518.2	30	40	6	2	14	3.08	101.89	4.184	23.9%	0.060
2	2	514.65	-516.45	322.09	42.92	658.7	30	50	6	2	14	3.08	151.81	3.402	29.4%	0.073
2	1	363.79	-722.63	339.43	108.46	801.4	30	60	6	2	14	3.08	210.92	3.426	29.2%	0.073
3	6	131.59	-123.74	79.79	-16.42	76.8	30	30	4	2	12	2.26	30.21	4.357	23.0%	0.057
3	5	216.33	-211.60	133.72	-22.76	181.6	30	30	4	2	12	2.26	40.69	5.317	18.8%	0.047
3	4	273.67	-273.30	170.92	24.69	286.4	30	30	4	2	12	2.26	49.21	5.562	18.0%	0.045
3	3	230.12	-233.11	144.75	42.13	391.2	30	30	4	2	12	2.26	55.83	4.191	22.9%	0.046
3	2	194.72	-193.51	121.32	67.19	496.0	30	30	4	2	14	3.08	65.90	2.955	33.8%	0.085
3	1	234.61	-277.59	160.06	78.72	603.0	30	40	6	2	14	3.08	107.05	2.593	38.6%	0.096

Il minimo è  $\frac{1}{\rho} = 18.0\%$   $a_g = 0.045 \text{ g}$

File Edificio 2012.xls - foglio PilX (q)

## Determinazione della resistenza dei pilastri

- Per tener conto anche di N da sisma

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	$N_q$	b	h	n	n	f	As
		analisi modale	q=1, ag/pl	0.250								
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	66.1	30	30	4	2	12	2.26
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	153.7	30	30	4	2	12	2.26
1	4	200.86	-203.44	126.30	268.28	261.3	30	30	4	2	12	2.26
1	3	173.36	-184.94	111.93	430.07	358.9	30	30	4	2	12	2.26
1	2	166.28	-175.33	106.74	601.43	456.5	30	30	4	2	14	3.08
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04	556.4	40	30	6	3	14	4.62

Al variare di  $M_{s,max}$  varia anche  $N_s$

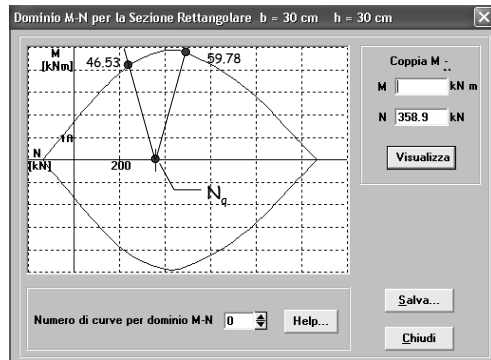
$$M_{s,max} \pm 184.94 \text{ kNm}$$

$$N_s \pm 430.07 \text{ kNm}$$

Varia di conseguenza anche la resistenza  $M_{Rd}$

File Edificio 2012.xls - foglio PilX (q)

## Determinazione della resistenza dei pilastri



## Determinazione della resistenza dei pilastri

- Momento resistente, anche con N da sisma

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sfuerzo normale (N)	N <sub>q</sub>	b	h	n	n <sub>tot</sub>	ξ	As	N <sub>q</sub> MRd	sioma + MRd	sioma - MRd
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	66.1	30	30	4	2	12	2.26	29.03	27.84	30.31
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	153.7	30	30	4	2	12	2.26	39.03	36.10	42.26
1	4	200.86	-203.44	126.30	268.28	261.3	30	30	4	2	12	2.26	47.35	45.45	50.45
1	3	173.36	-184.94	111.93	430.07	358.9	30	30	4	2	12	2.26	53.88	46.53	59.78
1	2	168.28	-175.33	126.74	681.43	498.5	30	30	4	2	14	3.08	64.58	54.44	66.49
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.04	556.4	40	30	6	3	14	4.62	87.72	65.44	87.79

In qualche caso le differenze sono rilevanti, ma nel complesso non incidono molto

File Edificio 2012.xls - foglio PilX (q)

## Moltiplicatore del sisma che porta i pilastri al limite (direzione x)

pilastro	piano	N <sub>q</sub> MRd	ρ	1/ρ min	ag pl min	sioma + MRd	ag MRd	sioma - MRd	ag
1	6	29.03	3.098	32.3%	0.081	27.84	0.077	30.31	0.084
1	5	39.03	3.957	25.3%	0.063	36.10	0.058	42.26	0.068
1	4	47.35	4.296	23.3%	0.058	42.76	0.053	52.15	0.064
1	3	53.88	3.432	29.1%	0.073	46.53	0.063	59.78	0.081
1	2	64.58	2.715	36.8%	0.092	54.12	0.077	65.46	0.093
1	1	87.72	1.741	57.4%	0.144	65.44	0.107	87.79	0.144
2	6	33.53	3.895	25.7%	0.064	33.17	0.064	33.88	0.065
2	5	46.00	4.689	21.3%	0.053	45.69	0.053	46.32	0.054
2	4	55.05	4.787	20.9%	0.052	55.38	0.053	54.71	0.052
2	3	101.89	4.184	23.9%	0.060	102.44	0.060	101.34	0.059
2	2	151.81	3.402	29.4%	0.073	150.73	0.073	152.88	0.074
2	1	210.92	3.426	29.2%	0.073	207.79	0.072	214.00	0.074
19	6	30.21	4.357	23.0%	0.057	30.62	0.058	29.80	0.057
19	5	40.69	5.317	18.8%	0.047	41.08	0.047	40.30	0.047
19	4	49.21	5.562	18.0%	0.045	48.89	0.045	49.52	0.045
19	3	55.63	4.191	23.9%	0.060	55.11	0.059	56.13	0.060
19	2	65.90	2.955	33.8%	0.085	65.19	0.084	66.49	0.085
19	1	107.05	2.553	38.6%	0.098	105.42	0.095	108.52	0.098

Il valore minimo è 0.045 g (pilastro 19, quarto piano)

ρ=5.56

1/ρ=18.0%

Il risultato complessivo non cambia

File Edificio 2012.xls - foglio PilX (q)

## Moltiplicatore del sisma che porta i pilastri al limite (direzione y)

pilastro	piano	N <sub>q</sub> MRd	ρ	1/ρ min	ag pl min	sioma + MRd	ag MRd	sioma - MRd	ag
17	6	27.28	5.751	17.4%	0.043	26.34	0.042	28.27	0.045
17	5	36.01	5.846	17.1%	0.043	33.51	0.040	38.79	0.046
17	4	43.58	5.834	17.1%	0.043	39.59	0.039	47.92	0.047
17	3	49.92	5.431	18.4%	0.046	44.52	0.041	55.27	0.051
17	2	54.97	5.033	19.9%	0.050	48.44	0.044	59.98	0.054
17	1	64.73	2.681	37.3%	0.093	52.84	0.075	63.77	0.092
9	6	32.12	6.847	14.6%	0.037	32.05	0.036	32.19	0.037
9	5	44.68	6.913	14.5%	0.036	44.48	0.036	44.89	0.036
9	4	53.99	7.023	14.2%	0.036	53.71	0.035	54.27	0.036
9	3	65.84	5.695	17.6%	0.044	65.55	0.044	66.10	0.044
9	2	106.32	5.723	17.5%	0.044	107.71	0.043	108.89	0.044
9	1	159.70	4.433	22.6%	0.056	157.98	0.056	161.27	0.057
18	6	30.21	0.783	127.7%	0.319	29.07	0.307	31.41	0.332
18	5	40.69	1.227	81.5%	0.204	39.17	0.196	42.28	0.212
18	4	49.21	1.075	93.1%	0.233	46.76	0.221	51.67	0.244
18	3	55.63	0.822	121.6%	0.304	52.10	0.285	58.63	0.321
18	2	65.90	0.861	116.2%	0.290	62.96	0.277	67.31	0.297
18	1	89.73	1.532	65.3%	0.163	87.44	0.159	91.64	0.167

Il valore minimo è 0.036 g (pilastro 9, quarto piano)

ρ=7.02

1/ρ=14.2%

In direzione y la situazione è peggiore

Notare che i pilastri senza travi sono molto lontani dal limite

File Edificio 2012.xls - foglio PilX (q)

## Moltiplicatore del sisma che porta le travi al limite (direzione y)

Trave	impalcato		ρ	1/ρ
		per M <sub>p</sub> max	per M <sub>p</sub> min	per M <sub>p</sub> max
17-9	6	M sin 4.69	2.86	34.9%
		M des 3.41	2.02	49.4%
17-9	5	M sin 16.04	4.89	20.5%
		M des 4.32	3.35	29.8%
17-9	4	M sin 20.68	6.41	15.6%
		M des 5.73	4.32	23.1%
17-9	3	M sin 22.71	7.32	13.7%
		M des 6.47	4.69	21.3%
17-9	2	M sin 22.99	7.68	13.0%
		M des 8.64	5.90	16.9%
17-9	1	M sin 15.09	6.38	15.7%
20-12	6	M sin 4.48	2.99	33.4%
		M des 4.74	2.65	37.7%
20-12	5	M sin 15.64	5.16	19.4%
		M des 8.03	4.88	20.5%
20-12	4	M sin 20.97	6.83	14.6%
		M des 10.59	6.25	16.0%
20-12	3	M sin 24.71	8.38	11.9%
		M des 16.27	8.49	11.8%
20-12	2	M sin 24.83	8.83	11.3%
		M des 22.19	9.79	10.2%
20-12	1	M sin 25.28	7.87	12.7%
		M des 19.64	8.44	11.8%

Le travi in direzione y possono portare un sisma ancora più basso

Il limite è raggiunto sempre per momento negativo

Il valore minimo è 0.010 g (trave 20-12, primo piano)

ρ=25.3

1/ρ=4.0%

I valori sono così bassi perché le travi in direzione y non portano carichi verticali e hanno quindi armatura minima

File TelY-2012.xls - foglio Riepilogo travi

## Conclusioni per analisi lineare con fattore di struttura

- La situazione è peggiore in direzione y (ma in x non sta molto meglio)
- Le travi (specialmente quelle in direzione y) si danneggiano quasi subito e sempre prima dei pilastri

ma questo è positivo, perché consente di usare un fattore di struttura maggiore

- Se ci si basa sul danneggiamento delle travi, anche considerando q=3 si deve assumere come valore di collasso

$$a_g = 3 \times 0.010 = 0.03 \text{ g (12.0\% di 0.25g)}$$

## Conclusioni

per analisi lineare con fattore di struttura

- La situazione è peggiore in direzione y (ma in x non sta molto meglio)
- Le travi (specialmente quelle in direzione y) si danneggiano quasi subito e sempre prima dei pilastri

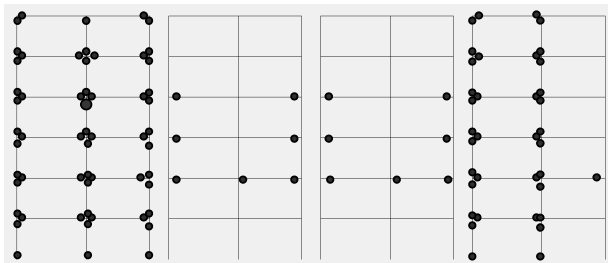
ma questo è positivo, perché consente di usare un fattore di struttura maggiore

- Se si accetta il danneggiamento delle travi (perché le si ritiene duttili) e ci si sofferma su quello dei pilastri, si può considerare  $q=3$  ed assumere come valore di collasso

$$a_g = 3 \times 0.036 = 0.108 \text{ g} \quad (42.6\% \text{ di } 0.25\text{g})$$

## Telai in direzione y

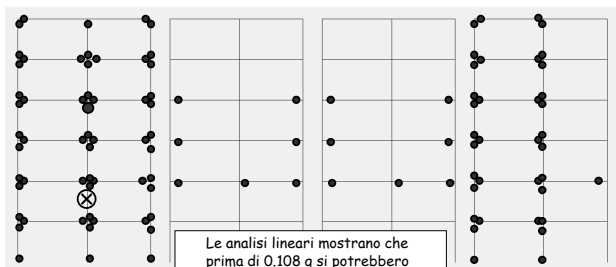
- La prima plasticizzazione nei pilastri avviene per  $p=7.0$  (14.2% di 0.25 g)



- Le analisi lineari mostrano che prima di 0.108 g si potrebbero essere formate numerose cerniere

## Telai in direzione y

- La prima plasticizzazione nei pilastri avviene per  $p=7.0$  (14.2% di 0.25 g)



x ma la rottura a taglio avviene per  $p=5.45$  (0.046 g, 18.3% di 0.25 g)

## Analisi lineare

Linee guida Basilicata, appendice D

## Valutazione della resistenza

- Si ipotizza un meccanismo di collasso di piano, con tutti i pilastri plasticizzati
- Si determina per ogni pilastro il corrispondente valore del taglio di collasso

$$V_{i,Rd} = \frac{M_{i,Rd}}{\alpha h_p}$$

$\alpha h_p =$  posizione del punto di nullo di M (in genere  $\alpha=0.5$ )

## Valutazione della resistenza

- Il taglio di collasso di ciascun pilastro viene ottenuto incrementando con un coefficiente di duttilità  $\alpha_{DUT}$ , che dipende dallo sforzo normale

$$\alpha_{DUT} = 3 \left[ 0.2 + 0.9 \left( 1 - \frac{\sigma_c}{f_c} \right)^{1.2} \right] \leq 3$$

$$\sigma_c = \frac{N_q}{A_c} \quad f_c = f_{cm} \quad \text{Più precisamente: diviso FC}$$

$$V_{i,COL} = \alpha_{DUT} V_{i,Rd}$$

## Valutazione della resistenza

- Il taglio totale di collasso di piano è somma dei contributi dei singoli pilastri, ridotto con coefficienti che tengono conto di
  - Presenza di piano sofficia
  - Irregolarità di resistenza
  - Irregolarità di rigidezza
  - Irregolarità di forma

Ad esempio: irregolarità di resistenza

per tener conto se la resistenza a taglio di un piano  $j$  è inferiore di quella al piano superiore  $j+1$  si usa il coefficiente riduttivo  $\rho_{1b}$

$$\rho_{1b} = 0.6 + 0.4 \frac{(V_{Rd} / V_{Ed})_j}{(V_{Rd} / V_{Ed})_{j+1}} \quad 0.8 \leq \rho_{1b} \leq 1$$

## Valutazione della resistenza

- Moltiplicatore di collasso - in realtà di DS, o SLV: determinato come rapporto tra taglio di collasso e taglio da sisma (calcolato per  $a_g = 1 g$ )

Considerazioni:

- l'analisi lineare con fattore di struttura  $q$  (1.5-3) si arresta quando un solo elemento raggiunge  $M_{Rd}$
- L'analisi secondo le linee guida della Basilicata somma il contributo di tutti i pilastri, ciascuno scalato con un suo "fattore di struttura"

## Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione x

pilastro	piano	Nq	αDUT	b	h
1	6	66.1	3.000	30	30
1	5	163.7	2.995	30	30
1	4	261.3	2.815	30	30
1	3	358.9	2.637	30	30
1	2	456.5	2.462	30	30
1	1	556.4	2.532	40	30
2	6	108.0	3.000	30	30
2	5	244.0	2.847	30	30
2	4	380.0	2.599	30	30
2	3	518.2	2.583	30	40
2	2	658.7	2.572	30	50
2	1	801.4	2.562	30	60
3	6	108.0	3.000	30	30
3	5	244.0	2.847	30	30
3	4	380.0	2.599	30	30
3	3	518.2	2.583	30	40
3	2	658.7	2.572	30	50
3	1	801.4	2.562	30	60
4	6	108.0	3.000	30	30
4	5	244.0	2.847	30	30
4	4	380.0	2.599	30	30
4	3	518.2	2.583	30	40
4	2	658.7	2.572	30	50
4	1	801.4	2.562	30	60

$$\sigma_c = \frac{456.5 \times 10^3}{900 \times 10^2} = 5.07 \text{ MPa}$$

$$f_c = 19 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{DUT} = 3 \left[ 0.2 + 0.9 \left( 1 - \frac{5.07}{19} \right)^{1.2} \right] = 2.462$$

File Edificio.xls - foglio PilX (LG Bas)

## Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione x

pilastro	piano	Nq	αDUT	b	h
1	6	66.1	3.000	30	30
1	5	163.7	2.995	30	30
1	4	261.3	2.815	30	30
1	3	358.9	2.637	30	30
1	2	456.5	2.462	30	30
1	1	556.4	2.532	40	30
2	6	108.0	3.000	30	30
2	5	244.0	2.847	30	30
2	4	380.0	2.599	30	30
2	3	518.2	2.583	30	40
2	2	658.7	2.572	30	50
2	1	801.4	2.562	30	60
3	6	108.0	3.000	30	30
3	5	244.0	2.847	30	30
3	4	380.0	2.599	30	30
3	3	518.2	2.583	30	40
3	2	658.7	2.572	30	50
3	1	801.4	2.562	30	60
4	6	108.0	3.000	30	30
4	5	244.0	2.847	30	30
4	4	380.0	2.599	30	30
4	3	518.2	2.583	30	40
4	2	658.7	2.572	30	50
4	1	801.4	2.562	30	60

Ns=0	MRd	V(MRd)	Vcoll
29.03	18.14	54.43	
39.03	24.40	73.07	
47.35	29.59	83.31	
53.88	33.68	88.81	
64.58	40.36	99.37	
87.72	54.83	138.82	
33.53	20.95	62.86	
46.00	28.75	81.85	
55.05	34.40	89.42	
101.89	63.68	164.52	
151.81	94.88	244.01	
210.92	131.83	337.71	
33.53	20.95	62.86	
46.00	28.75	81.85	
55.05	34.40	89.42	
101.89	63.68	164.52	
151.81	94.88	244.01	
210.92	131.83	337.71	

File Edificio.xls - foglio PilX (LG Bas)

## Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione x

pilastro	piano	Ns=0	MRd	V(MRd)	Vcoll
1	6	29.03	18.14	54.43	
1	5	39.03	24.40	73.07	
1	4	47.35	29.59	83.31	
1	3	53.88	33.68	88.81	
1	2	64.58	40.36	99.37	
1	1	87.72	54.83	138.82	
2	6	33.53	20.95	62.86	
2	5	46.00	28.75	81.85	
2	4	55.05	34.40	89.42	
2	3	101.89	63.68	164.52	
2	2	151.81	94.88	244.01	
2	1	210.92	131.83	337.71	
3	6	33.53	20.95	62.86	
3	5	46.00	28.75	81.85	
3	4	55.05	34.40	89.42	
3	3	101.89	63.68	164.52	
3	2	151.81	94.88	244.01	
3	1	210.92	131.83	337.71	
4	6	33.53	20.95	62.86	
4	5	46.00	28.75	81.85	
4	4	55.05	34.40	89.42	
4	3	101.89	63.68	164.52	
4	2	151.81	94.88	244.01	
4	1	210.92	131.83	337.71	

$$54.43 + 62.86 + \dots = 733.24$$

Vres	Vcoll	p1b	ag coll
6	244.41	733.24	1.000
5	329.86	948.28	0.913
4	405.28	1073.69	0.986
3	588.95	1505.19	1.000
2	800.01	2004.87	1.000
1	1117.85	2907.94	1.000

$$\frac{733.24}{744.56} \times 0.25 \times \rho_{1b} = 0.246$$

Vsisma	
6	744.56
5	1285.37
4	1635.89
3	1911.24
2	2167.15
1	2291.83

$$a_{g,COL} = 0.162 g$$

File Edificio.xls - foglio PilX (LG Bas)

## Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione y

pilastro	piano	Nq	αDUT	b	h
17	6	50.5	3.000	30	30
17	5	132.5	3.000	30	30
17	4	214.5	2.901	30	30
17	3	296.5	2.751	30	30
17	2	378.5	2.602	30	30
17	1	460.5	2.455	30	30
9	6	94.6	3.000	30	30
9	5	227.7	2.877	30	30
9	4	360.8	2.634	30	30
9	3	493.9	2.395	30	30
9	2	629.3	2.434	30	40
9	1	766.9	2.455	30	50
1	6	66.1	3.000	30	30
1	5	163.7	2.995	30	30
1	4	261.3	2.815	30	30
1	3	358.9	2.637	30	30
1	2	456.5	2.462	30	30
1	1	556.4	2.532	30	40
18	6	76.8	3.000	30	30
18	5	181.6	2.962	30	30
18	4	286.4	2.769	30	30
18	3	391.2	2.579	30	30
18	2	496.0	2.392	30	30
18	1	603.0	2.469	40	30

Ns=0	MRd	V(MRd)	Vcoll
27.28	17.95	51.15	
36.01	22.51	67.53	
43.58	27.24	79.02	
49.92	31.20	85.82	
54.97	34.35	89.38	
64.73	40.46	99.31	
32.12	20.07	60.22	
44.68	27.93	80.34	
53.99	33.74	88.87	
65.84	41.15	98.57	
108.32	67.70	164.80	
159.70	99.81	245.08	
29.03	18.14	54.43	
39.03	24.40	73.07	
47.35	29.59	83.31	
53.88	33.68	88.81	
64.58	40.36	99.37	
104.41	65.26	165.23	
30.21	18.88	56.63	
40.69	25.43	75.33	
49.21	30.75	85.16	
55.63	34.77	89.66	
65.90	41.19	96.50	
89.73	56.08	136.49	

File Edificio.xls - foglio PilY (LG Bas)

## Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione y

- Attenzione:  
ha senso considerare il contributo (plastico) dei  
pilastri senza travi?

## Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione y

pilastro piano		N <sub>g</sub> =0 MRd	V(MRd)	V <sub>coll</sub>
17	6	27.28	17.05	51.15
17	5	36.01	22.51	67.53
17	4	43.58	27.24	79.02
17	3	49.92	31.20	85.82
17	2	54.97	34.35	89.38
17	1	64.73	40.46	99.31
9	6	32.12	20.07	60.22
9	5	44.68	27.93	80.34
9	4	53.99	33.74	88.87
9	3	65.84	41.15	98.57
9	2	108.32	67.70	164.80
9	1	159.70	99.81	245.08
1	6	29.03	18.14	54.43
1	5	39.03	24.40	73.07
1	4	47.35	29.59	83.31
1	3	53.88	33.68	88.81
1	2	64.58	40.36	99.37
1	1	104.41	65.26	165.23
18	6	30.21	18.88	56.63
18	5	40.69	25.43	75.33
18	4	49.21	30.75	85.16
18	3	55.63	34.77	89.66
18	2	65.90	41.19	98.50
18	1	89.73	56.08	138.49

	V <sub>res</sub>	V <sub>coll</sub>	p1b	ag <sub>coll</sub>
6	244.41	733.24	1.000	0.244
5	329.86	948.28	0.916	0.248
4	405.28	1073.69	1.000	0.248
3	548.21	1400.80	1.000	0.283
2	678.44	1693.22	1.000	0.295
1	901.25	2254.61	1.000	0.365

$$a_{g,COL} = 0.248 g$$

ma per questo  $a_g$  i pilastri  
senza trave non sono  
plasticizzati

		momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	N <sub>g</sub> =0 MRd
18	3	45.73	-43.60	55.63

File Edificio.xls - foglio PiY (LG Bas)

## Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione y

- Attenzione:  
ha senso considerare il contributo (plastico) dei  
pilastri senza travi?

In questo caso non è corretto.  
Si può tener conto del contributo elastico (non  
plastico) dei pilastri senza travi

## Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione y

	pil con travi	pil senza travi
6	504.74	49.03
5	721.60	171.53
4	877.68	203.30
3	1022.34	216.90
2	1187.34	246.35
1	1192.46	351.30

	ag	V <sub>agl</sub>	V <sub>res</sub>	V <sub>coll</sub>	V <sub>coll</sub>	p1b	ag <sub>coll</sub>
6	0.145	28.37	97.36	292.09	320.46	1.000	0.145
5	0.122	83.48	131.09	381.54	465.01	0.933	0.122
4	0.124	100.98	161.09	435.95	536.93	1.000	0.124
3	0.129	112.06	206.86	528.20	640.27	1.000	0.129
2	0.147	144.69	281.78	697.36	842.05	1.000	0.147
1	0.218	386.41	418.90	1040.09	1346.50	1.000	0.218

$$a_{g,COL} = 0.122 g$$

Ho considerato come taglio di collasso il  $V_{coll}$  dei pilastri con travi  
più il taglio da sisma dei pilastri senza travi, per il valore di  $a_g$   
che porta al collasso (necessità di procedere iterativamente)

File Edificio.xls - foglio PiY (LG Bas)

## Conclusioni

per analisi lineare secondo le linee guida Basilicata

- Si può ritenere che il moltiplicatore di collasso sia  
 $a_g = 0.122 g$   
raggiunto per sisma in direzione y
- Nell'analisi tradizionale con fattore di struttura  
avevamo ottenuto  $a_g = 0.108 g$ , pur assumendo  $q=3$
- ... ma in ogni caso la rottura a taglio avviene  
per  $a_g = 0.046 g$



Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale  
e Norme Tecniche per le Costruzioni

**Verifica sismica di edifici esistenti in c.a.**

10 - Analisi lineare: verifica in termini di deformazioni

Imola  
16-18 maggio 2013  
Aurelio Ghersi

**Verifica in termini di deformazioni**  
analisi lineare e analisi statica non lineare

- La verifica può essere fatta con analisi lineare (in genere modale) o con analisi statica non lineare
  - La prima è un'approssimazione della seconda (ed ha limiti di applicabilità)
  - L'una e l'altra consentono di valutare il comportamento della struttura al crescere dell'azione sismica ed a valutare quando si raggiungono i limiti corrispondenti allo SL di interesse
  - Occorre sempre controllare preliminarmente se la struttura ha collasso fragile per accelerazioni non elevate. Per fare questo basta in genere una analisi lineare

		Modello Lineare		Modello Non Lineare	
		Domanda	Capacità	Domanda	Capacità
Tipo di elemento o meccanismo (c/m)	Duttile / Fragile	Accettazione del Modello Lineare (ML) (per il controllo dei valori di $p_1 = D_1/C_1$ )	Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.	In termini di deformazione. Usare i valori medi divisi per il FC.	In termini di resistenza. Usare i valori medi divisi per il FC e per il coefficiente parziale.
		Dall'analisi. Usare i valori medi dei moduli nel modello.	In termini di resistenza. Usare i valori medi.		
		Verifiche (se il ML è accettato)			
	Duttile	Dall'analisi.	In termini di deformazione. Usare i valori medi divisi per il FC.		
	Fragile	Verifiche (se il ML è accettato)		In termini di resistenza. Usare i valori medi divisi per il FC e per il coefficiente parziale.	
		Se $p_1 < 1$ , dall'analisi.			
		Se $p_1 > 1$ , dall'equilibrio con la resistenza degli c/m duttili. Usare i valori medi moltiplicati per FC.	In termini di resistenza. Usare i valori medi divisi per il FC e per il coefficiente parziale.		

**Verifica in termini di deformazioni**

Cosa significa ?

- Durante il terremoto la struttura va in campo plastico
  - Le caratteristiche di sollecitazioni non possono crescere oltre un certo limite
  - Si hanno deformazioni plastiche; la rottura avviene per superamento della deformazione plastica (rotazione delle cerniere plastiche)
- Occorre prevedere e controllare l'entità delle deformazioni plastiche

**Verifica in termini di deformazioni**  
problemi di base

Problemi concettuali:

- Scelta di modelli per il legame costitutivo del materiale
- Definizione dell'ampiezza della cerniera plastica
- Valutazione corretta del comportamento in 3D (interazione  $N-M_x-M_y$  e relative curvature)

**Verifica in termini di deformazioni**  
problemi di base

Problemi operativi:

- Solo l'analisi dinamica non lineare fornisce le rotazioni plastiche per un dato sisma; ma:
  - quali e quanti accelerogrammi usare ?
- Una analisi statica non lineare fornisce rotazioni plastiche; ma queste:
  - corrispondono a quelle ottenute dall'analisi dinamica ?
  - e a quale valore di  $a_g$  corrispondono ?
- Una analisi lineare (modale) non fornisce rotazioni plastiche; come fare a prevederle ?

### Verifica in termini di deformazioni considerazioni

- Le travi hanno molto spesso una buona duttilità, anche se non progettate espressamente per questo

Problemi per:

- Strutture irregolari (campate molto corte, schemi con forti rotazioni planimetriche) perché portano alla plasticizzazione precoce di qualche elemento
- Sezioni sottodimensionate con armatura tesa molto forte e armatura compressa quasi inesistente
- Sezioni non ben armate per carichi verticali
- Difetti di esecuzione e deterioramento nel tempo

Se non si verificano queste condizioni le travi potrebbero non dare problemi di duttilità

### Verifica in termini di deformazioni considerazioni

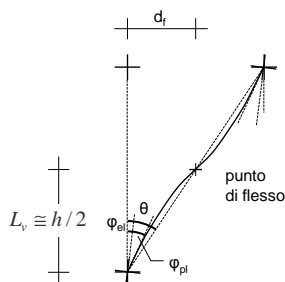
- I pilastri possono essere più o meno resistenti a flessione e duttili, in funzione dell'armatura disposta e del valore dello sforzo normale

Problemi particolari per:

- Strutture irregolari (pilastri molto corte, schemi con forti rotazioni planimetriche) perché portano alla plasticizzazione precoce di qualche elemento
- Pilastri con tensione media molto elevata
- Pilastri con armatura longitudinale molto bassa
- Difetti di esecuzione e deterioramento nel tempo

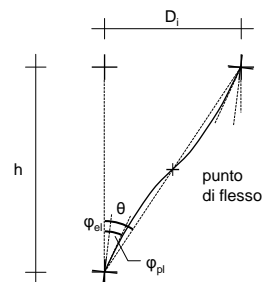
È opportuno concentrarsi soprattutto sui pilastri nella verifica di duttilità

### Deformazioni dei pilastri



$\phi_{el}$  rotazione elastica del nodo  
 $\phi_{pl}$  rotazione della cerniera plastica  
 $\theta$  rotazione rispetto alla corda  
 $\theta = \frac{d_f}{L_v} \cong \frac{d_f}{h/2}$

### Deformazioni dei pilastri



Se la situazione è uguale in testa e al piede

$$\theta = \frac{D_i}{h}$$

$$D_i = \theta h$$

$\theta$  rotazione rispetto alla corda

$$\theta = \frac{d_f}{L_v} \cong \frac{d_f}{h/2}$$

### Rotazione alla corda

- Valore limite della rotazione alla corda a collasso (CO, ovvero SLC):  
Può essere calcolato partendo dalla rotazione della cerniera plastica

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left( \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left( 1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v} \right) \right)$$

Non è molto agevole utilizzarla, per la complessità nel determinare la rotazione ultima della cerniera plastica

### Rotazione alla corda

- Valore limite della rotazione alla corda a collasso (CO, ovvero SLC)

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,01; \omega)}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{-0,225} \left( \frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d})$$

- Moltiplicare per 0.85 negli elementi non dotati di adeguati dettagli antisismici
- Moltiplicare per 0.75 in presenza di barre lisce o ancoraggi non sufficienti

- Valore limite per DS (SLV):  
moltiplicare per 0.75

### Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,0 \text{ l}; \omega)}{\max(0,0 \text{ l}; \omega)} f_c \right]^{-0,225} \left( \frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 p_d})$$

$\gamma_{el} = 1.5$  per gli elementi primari

$$\frac{1}{\gamma_{el}} = 0.6667$$

File Edificio 2012.xls - foglio Rot corda

### Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,0 \text{ l}; \omega)}{\max(0,0 \text{ l}; \omega)} f_c \right]^{-0,225} \left( \frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 p_d})$$

$$f_c = \frac{f_{cm}}{FC \gamma_c} = \frac{19}{1,2 \times 1,5} = 10.56 \text{ MPa}$$

$$v = \frac{N}{A_c f_c} = \frac{400 \times 10^3}{900 \times 10^2 \times 10.56} = 0.4211$$

$$0.3^v = 0.6023$$

File Edificio 2012.xls - foglio Rot corda

### Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,0 \text{ l}; \omega)}{\max(0,0 \text{ l}; \omega)} f_c \right]^{-0,225} \left( \frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 p_d})$$

$$\omega = \frac{A_s f_y}{b h f_c} \quad \omega' = \frac{A'_s f_y}{b h f_c} \quad \text{per pilastri } \omega = \omega'$$

$$\left[ \frac{\max(0,01, \omega')}{\max(0,01, \omega)} f_c \right]^{-0,225} = 10.56^{0,225} = 1.6994$$

File Edificio 2012.xls - foglio Rot corda

### Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,0 \text{ l}; \omega)}{\max(0,0 \text{ l}; \omega)} f_c \right]^{-0,225} \left( \frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 p_d})$$

$L_v = 135 \text{ cm}$

luce di taglio = distanza dal punto di flesso  
(metà della lunghezza netta del pilastro)

$h = 30 \text{ cm}$

$$\left( \frac{L_v}{h} \right)^{0,35} = \left( \frac{135}{30} \right)^{0,35} = 1.6929$$

File Edificio 2012.xls - foglio Rot corda

### Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,0 \text{ l}; \omega)}{\max(0,0 \text{ l}; \omega)} f_c \right]^{-0,225} \left( \frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 p_d})$$

Contributo delle staffe: per staffatura modesta viene circa 1

Più precisamente, in questo caso, 1.0057 - lo trascuro

Contributo di ferri piegati - non ce ne sono

File Edificio 2012.xls - foglio Rot corda

### Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,0 \text{ l}; \omega)}{\max(0,0 \text{ l}; \omega)} f_c \right]^{-0,225} \left( \frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 p_d})$$

Quindi, per DS (SLV):

$$\theta_{u(DS)} = 0.75 \times 0.85 \times 0.6667 \times 0.0160 \times 0.6023 \times 1.6994 \times 1.6929 = 0.0118$$

File Edificio 2012.xls - foglio Rot corda

## Spostamento relativo limite di interpiano

- Se le rotazioni alla corda in testa e al piede del pilastro sono uguali e se si trascura la rotazione dei nodi si ha:

$$u_{rel} = \theta_{u,DS} \times 2 L_v = \theta_{u,DS} \times h_p$$

Nell'esempio:

$$u_{rel} = 0.0118 \times 2700 = 31.8 \text{ mm}$$

Nota: si è considerata come distanza tra le cerniere l'altezza netta (2700 mm)

## Spostamento relativo limite di interpiano

- Lo spostamento limite dipende dallo sforzo normale, che varia per effetto del sisma

pilastro	piano	Nq	b	h	sfo u per Nq	sg			
						0.1	0.2	0.3	0.4
1	6	66.1	30	30	54.72	54.09	53.46	52.84	52.23
1	5	163.7	30	30	50.39	49.23	48.15	44.17	42.28
1	4	261.3	30	30	46.40	42.38	38.71	35.35	32.29
1	3	358.9	30	30	42.73	36.95	31.95	27.63	23.89
1	2	456.5	30	30	39.35	32.11	26.20	21.38	17.45
1	1	556.4	40	30	48.67	33.55	27.68	22.84	18.84

Considerando il sisma nel verso peggiore si ha sempre una riduzione di spostamento limite

## Spostamento relativo limite di interpiano - direzione x

pilastro	piano	Nq	b	h	sfo u per Nq	sg			
						0.1	0.2	0.3	0.4
1	6	66.1	30	30	54.72	54.09	53.46	52.84	52.23
1	5	163.7	30	30	50.39	48.23	46.15	44.17	42.28
1	4	261.3	30	30	46.40	42.38	38.71	35.35	32.29
1	3	358.9	30	30	42.73	36.95	31.95	27.63	23.89
1	2	456.5	30	30	39.35	32.11	26.20	21.38	17.45
1	1	556.4	40	30	40.67	33.55	27.68	22.84	18.84
2	6	108.0	30	30	52.82	52.58	52.34	52.10	51.87
2	5	244.0	30	30	47.08	46.79	46.49	46.20	45.91
2	4	380.0	30	30	41.97	41.54	41.12	40.70	40.28
2	3	518.2	30	40	37.68	37.36	37.05	36.74	36.44
2	2	658.7	30	50	34.65	34.35	34.05	33.76	33.47
2	1	801.4	30	60	32.36	31.77	31.20	30.63	30.07
3	6	108.0	30	30	52.82	52.59	52.37	52.14	51.92
3	5	244.0	30	30	47.08	46.78	46.49	46.19	45.90
3	4	380.0	30	30	41.97	41.49	41.02	40.56	40.09
3	3	518.2	30	40	37.68	37.12	36.57	36.03	35.49
3	2	658.7	30	50	34.65	34.11	33.58	33.06	32.54
3	1	801.4	30	60	32.36	31.86	31.36	30.88	30.40
sfo u min sfo u min sfo u min sfo u min						51.23	50.89	50.54	50.20
						45.37	44.31	43.04	41.15
						40.17	38.30	34.94	31.88
						36.27	32.85	28.31	24.40
						33.48	30.03	26.02	21.38
						31.34	27.57	23.49	19.01

File Edificio.xls - PilX (AnLin)

Lo spostamento limite del piano è quello del pilastro che ha un limite più basso

## Analisi lineare

Ordinanza 3431 e Circolare 2/2/09

## Analisi lineare

- Si ipotizza che gli spostamenti reali per un qualsiasi  $a_g$  siano uguali a quelli forniti dall'analisi lineare
- Si giudica la struttura confrontando gli spostamenti di calcolo con quelli limite

## Analisi lineare

Nota:

- La previsione dello spostamento in testa con l'analisi lineare è abbastanza accettabile
- Quello che può cambiare molto, e non è colto dall'analisi lineare, è la variazione della deformata al progredire della plasticizzazione:  
se si forma un meccanismo di piano lo spostamento si concentra tutto a quel piano, con valori molto maggiori di quelli previsti dall'analisi lineare

Per questo motivo occorre verificare l'applicabilità dell'analisi lineare

## Applicabilità dell'analisi lineare (1)

- Calcolare per tutte le sezioni il momento resistente (con valori medi di  $f_c$  e  $f_y$  - non divisi per il fattore di confidenza né per il coefficiente parziale di sicurezza)  
 $C$  = capacità
- Per un assegnato  $a_g$  calcolare il momento sollecitante  
 $D$  = domanda
- Calcolare il rapporto  $\rho = D / C$

## Applicabilità dell'analisi lineare (2)

- Esaminare tutte le sezioni in cui  $\rho > 2$ ; tra queste:
  - Trovare il minimo  $\rho_{\min}$
  - Trovare il massimo  $\rho_{\max}$
  - Calcolare il rapporto  $\rho_{\max} / \rho_{\min}$
- L'analisi è applicabile se  $\rho_{\max} / \rho_{\min} \leq 2.5$

Si può trovare il valore massimo di  $a_g$  per il quale l'analisi è applicabile

## Applicabilità dell'analisi lineare

basso						min	2 037
						max	2 397
						rapp	1.638
X						ag	0.150
per 0.25							
pilastro	piano	Misma	Mres	M(ag)			
1	6	89.92	29.03	53.95	1.86		
1	5	154.46	39.03	92.88	2.37		
1	4	203.44	47.35	122.06	2.58		
1	3	184.94	53.88	110.96	2.06		
1	2	175.33	64.58	105.20	1.63		
1	1	152.73	87.72	91.64	1.04		
2	6	130.59	33.53	78.35	2.34		
2	5	215.70	46.00	129.42	2.81		
2	4	263.48	55.05	158.09	2.87		
2	3	426.34	101.89	255.80	2.51		
2	2	516.45	151.81	309.87	2.04		
2	1	722.63	210.92	433.58	2.06		
3	6	131.79	33.53	79.07	2.36		
3	5	216.58	46.00	129.95	2.82		
3	4	265.58	55.05	159.35	2.89		
3	3	446.64	101.89	267.98	2.63		
3	2	555.63	151.81	339.38	2.24		
3	1	746.51	210.92	447.91	2.12		

File Edificio 2012.xls - foglio applicabil.

## Applicabilità dell'analisi lineare

						min	2 623
						max	6 385
						rapp	2.434
X						ag	0.207
per 0.25							
pilastro	piano	Misma	Mres	M(ag)			
1	6	89.92	29.03	103.23	3.56		
1	5	154.46	39.03	177.32	4.54		
1	4	203.44	47.35	233.55	4.93		
1	3	184.94	53.88	212.31	3.94		
1	2	175.33	64.58	201.28	3.12		
1	1	152.73	87.72	175.33	2.00		
2	6	130.59	33.53	149.92	4.47		
2	5	215.70	46.00	247.62	5.38		
2	4	263.48	55.05	302.46	5.49		
2	3	426.34	101.89	489.44	4.80		
2	2	516.45	151.81	592.88	3.91		
2	1	722.63	210.92	829.58	3.93		
3	6	131.79	33.53	151.29	4.51		
3	5	216.58	46.00	248.63	5.40		
3	4	265.58	55.05	304.89	5.54		
3	3	446.64	101.89	512.74	5.03		
3	2	555.63	151.81	649.34	4.28		
3	1	746.51	210.92	856.99	4.06		

File Edificio 2012.xls - foglio applicabil.

## Spostamento relativo limite di interpiano - direzione x

direzione x				ag = 0.25			
traverso				spostamento			
				assoluto (mm)			
				relativo (mm)			
				per lq		per lq	
6	119.282	14.166		51.23		0.984	
5	107.605	23.586		45.37		0.481	
4	86.782	29.592		40.17		0.339	
3	58.958	25.488		36.27		0.355	
2	33.862	21.990				0.382	
1	11.999	11.999		31.34		0.653	

File Edificio 2012.xls - foglio Spo

## Spostamento relativo limite di interpiano - direzione x

direzione x				ag = 0.25			
traverso				spostamento			
				assoluto (mm)			
				relativo (mm)			
				per lq		per lq	
6	119.282	14.166	5.67	51.23	50.89	0.984	0.898
5	107.605	23.586	9.43	45.37	44.31	0.481	0.470
4	86.782	29.592	11.84	40.17	38.30	0.339	0.324
3	58.958	25.488	10.20	36.27	32.85	0.355	0.322
2	33.862	21.990	8.76	33.48	30.03	0.382	0.343
1	11.999	11.999	4.80	31.34	27.57	0.653	0.574

File Edificio 2012.xls - foglio Spo

## Spostamento relativo limite di interpiano - direzione x

direzione x		ag = 0.25		ag = 0.2556		spostamento relativo limite per rotazione corda		accelerazione sopportabile			
traverso	spostamento assoluto (mm)	spostamento relativo (mm)	spostamento relativo (mm)	per Nq	per Nq	per Nq	per Nq	per Nq	per Nq	per Nq	per Nq
				0.1	0.2	0.3	0.4	0.2556	0.1	0.2	0.3
6	119 282	14 166	14.48	51.23	50.89	50.54	50.20	49.86	50.35	0.904	0.898
5	107 606	23 586	24.11	45.37	44.31	43.04	41.15	39.35	41.98	0.481	0.470
4	86 782	29 592	30.25	40.17	38.30	34.94	31.88	29.09	33.21	0.339	0.324
3	58 958	25 488	26.06	36.27	32.85	28.31	24.40	21.01	26.06	0.356	0.322
2	33 862	21 890	22.40	33.48	30.03	26.02	21.38	17.45	22.40	0.382	0.343
1	11 999	11 999	12.27	31.34	27.57	23.49	20.01	16.94	21.49	0.653	0.574

La rotazione limite si raggiunge per  
 $a_g = 0.256 \text{ g}$

File Edificio 2012.xls - foglio Spo

## Spostamento relativo limite di interpiano - direzione y

direzione y		ag = 1		ag = 0.1629		spostamento relativo limite per rotazione corda		accelerazione sopportabile			
traverso	spostamento assoluto (mm)	spostamento relativo (mm)	spostamento relativo (mm)	per Nq	per Nq	per Nq	per Nq	per Nq	per Nq	per Nq	per Nq
				0.1	0.2	0.3	0.4	0.1629	0.1	0.2	0.3
6	186 971	24 067	15.68	51.23	50.41	49.60	48.80	48.02	49.90	0.532	0.524
5	168 612	34 841	22.70	45.37	42.99	40.74	38.61	36.59	41.56	0.326	0.308
4	139 445	42 230	27.52	40.17	36.31	32.82	29.67	26.81	34.07	0.238	0.215
3	100 777	43 865	28.58	36.27	32.16	28.51	24.34	20.36	29.82	0.207	0.183
2	58 056	38 803	25.28	33.48	29.22	23.04	17.92	13.94	25.28	0.216	0.188
1	19 354	19 354	12.61	31.34	27.16	22.25	17.56	13.86	24.29	0.405	0.351

La rotazione limite si raggiunge per  
 $a_g = 0.163 \text{ g}$

File Edificio 2012.xls - foglio Spo

## Conclusioni per analisi lineare (con $\rho$ )

- L'analisi mostra che il moltiplicatore di collasso potrebbe arrivare a

$$a_g = 0.163 \text{ g}$$

raggiunto per sisma in direzione y

L'analisi è applicabile in tale direzione fino a un valore

$$a_g = 0.186 \text{ g}$$

quindi il valore 0.163 g può essere assunto come moltiplicatore di collasso

## Verifica sismica di edifici esistenti in c.a.

11 - Analisi non lineare: verifica in termini di deformazioni

Imola  
16-18 maggio 2013  
Aurelio Ghersi

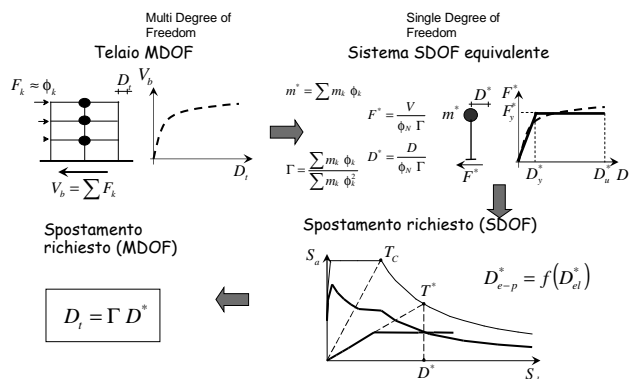
## Analisi non lineare (pushover)

Ordinanza 3431 e Circolare 2/2/09

### Analisi statica non lineare

- Si valuta il comportamento non lineare della struttura per forze statiche crescenti
- Si ipotizza che gli spostamenti così ottenuti siano uguali a quelli reali (calcolabili con l'analisi dinamica non lineare)
- È necessario individuare quale sia il valore di  $a_g$  che corrisponde ad un assegnato punto della pushover
- Si giudica la struttura confrontando gli spostamenti di calcolo con quelli limite

### Analisi statica non lineare determinazione dello spostamento "richiesto"



### Proposta alternativa

È veramente necessario passare al sistema SDOF?

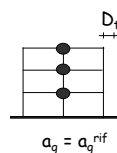
Proposta:  
determinare lo spostamento richiesto (elasto-plastico) direttamente dallo spostamento (elastico) fornito dall'analisi modale con spettro di risposta del sistema MDOF

- corretto per tener conto della differenza  $D_{e-p} - D_{el}$
- corretto per tener conto della pendenza iniziale della bilineare

Le stesse correzioni fatte nello SDOF

### Analisi statica non lineare 1 - analisi modale

- Analisi modale con spettro di risposta (elastica)



$D_{t,el}^{rif}$  spostamento in testa  
(el = elastico)

$V_{b,el}^{rif}$  taglio al piede

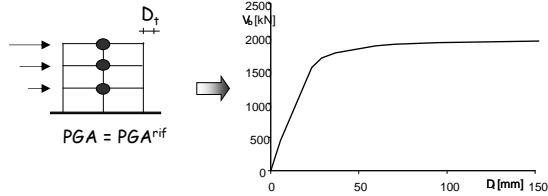
$T^{rif}$  periodo del modo predominante

Nota: poiché il modello è elastico lineare, gli spostamenti variano linearmente con PGA

## Analisi statica non lineare

### 2 - analisi incrementale (pushover)

- Applicazione di forze crescenti ad uno schema con possibilità di plasticizzazione

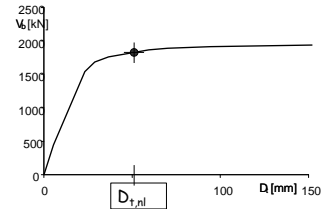


Nota: deve essere fatta due volte, con due distribuzioni di forze

## Analisi statica non lineare

### relazione $D_t - a_g$

Quale accelerazione  $a_g$  corrisponde ad un punto qualsiasi della curva?



$$a_g = a_g^{rif} \frac{D_{t,el}}{D_{t,nl}}$$

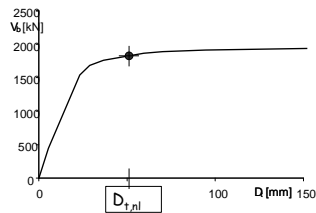


Idea base: uguaglianza di spostamenti  $D_{t,el} = D_{t,nl}$

## Analisi statica non lineare

### relazione $D_t - a_g$

Quale accelerazione  $a_g$  corrisponde ad un punto qualsiasi della curva?



Ma in realtà questo non è esatto

Occorre effettuare due correzioni

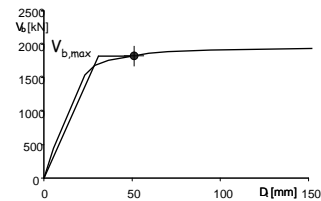
Idea base: uguaglianza di spostamenti  $D_{t,el} = D_{t,nl}$

## Analisi statica non lineare

### 3 - bilinearizzazione

Per ciascun punto della curva:

- Trasformazione della curva in una bilatera



Prima possibilità (Eurocodice, NTC08)

Uguaglianza del valore massimo

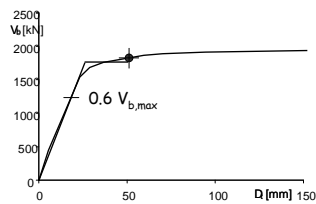
Criterio generale: area sottesa uguale

## Analisi statica non lineare

### 3 - bilinearizzazione

Per ciascun punto della curva:

- Trasformazione della curva in una bilatera



Seconda possibilità (Fajfar)

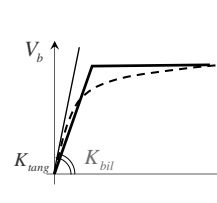
Il tratto lineare interseca la curva al 60% di  $V_{b,max}$

Criterio generale: area sottesa uguale

## Analisi statica non lineare

### 4 - correzione per variazione rigidità

- La bilinearizzazione comporta una variazione di rigidità e quindi di periodo



$$T_{tang} = T_1 \text{ (analisi modale)}$$

$$T_{bil} = T_1 \sqrt{\frac{K_{tang}}{K_{bil}}}$$

$$D_{t,tang} = D_{t,bil} \frac{S_{de}(T_1)}{S_{de}(T_{bil})}$$

- Gli spostamenti si modificano in funzione della variazione di periodo

$S_{de}(T)$  = spostamento spettrale



## Spostamento richiesto

### 5 - correzione per spostamento elasto-plastico

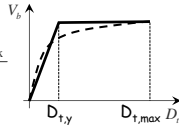
- Lo spostamento di una struttura che vada in campo plastico può essere uguale oppure maggiore di quello di una struttura che rimane in campo elastico
- Si assume:

$$D_{t,el} = D_{t,e-p} \quad T \geq T_c$$

$$D_{t,el} = D_{t,e-p} \frac{1}{\mu} \left[ 1 + (\mu - 1) \frac{T}{T_c} \right] \quad T < T_c$$

Nota: la duttilità  $\mu$  è ricavata dalla bilineare

$$\mu = \frac{D_{t,max}}{D_{t,y}}$$



## Passaggi matematici

(per mio ricordo)

- Dall'articolo di Bosco, Gherzi, Marino, "On the evaluation of seismic response of structures by nonlinear static methods"

$$R_\mu = \mu \quad \text{when } T^* \geq T_c \quad (8a)$$

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T^*}{T_c} + 1 \quad \text{when } T^* < T_c \quad (8b)$$

$$a_g = \bar{a}_g \frac{D}{D_{el}} \frac{S_{de}(T_1)}{S_{de}(T_c)} \quad \text{if } T_c \geq T_c \text{ or } R_\mu \leq 1 \quad (20a)$$

$$a_g = \bar{a}_g \frac{D}{D_{el}} \frac{S_{de}(T_1)}{S_{de}(T_c)} \frac{R_\mu}{1 + (R_\mu - 1) T_c / T_c} \quad \text{if } T_c < T_c \text{ and } R_\mu > 1 \quad (20b)$$

$$\frac{1}{\mu} \left[ 1 + (\mu - 1) \frac{T}{T_c} \right]$$

## Spostamento richiesto

### 6 - determinazione di $a_g$

- Riunendo le indicazioni precedenti

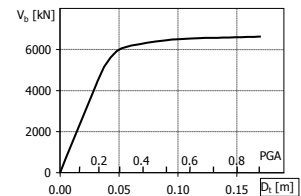
$$a_g = a_g^{rif} \frac{D_{t,nl}}{D_{t,el}} \frac{S_{de}(T_1)}{S_{de}(T_{bil})} \quad T \geq T_c$$

$$a_g = a_g^{rif} \frac{D_{t,nl}}{D_{t,el}} \frac{S_{de}(T_1)}{S_{de}(T_{bil})} \frac{1}{\mu} \left[ 1 + (\mu - 1) \frac{T}{T_c} \right] \quad T < T_c$$

## Relazione spostamenti - PGA

- Con le relazioni precedenti, si può far corrispondere ad ogni spostamento un valore di PGA.

Si può quindi usare una doppia scala di riferimento per le ascisse



## Applicazione alla struttura in esame

telai in direzione x

- Analisi lineare e pushover

analisi modale		
ag	Dt [mm]	Vb [kN]
0.25	119.28	2291.83

$$K_{avg} = \frac{2291.83}{119.28} = 19.21 \text{ kN/mm}$$

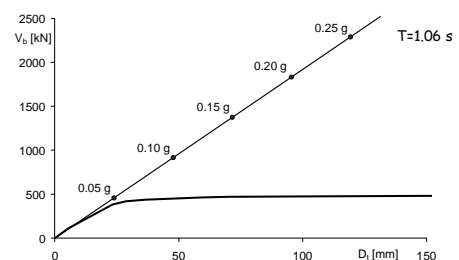
pushover		
passo	Dt [mm]	Vb [kN]
0	0.00	0.00
1	5.36	111.43
2	23.22	303.86
3	28.73	419.63
4	36.53	438.76
5	59.42	464.63
6	70.19	470.50
7	94.52	475.79
8	152.17	482.90
9	166.20	483.79
10	228.01	483.79
11	296.82	483.79
12	364.16	483.79
13	424.16	483.79
14	484.16	483.79
15	544.16	483.79
16	599.55	483.79

File Pushover-x.xls - foglio Dati

## Applicazione alla struttura in esame

telai in direzione x

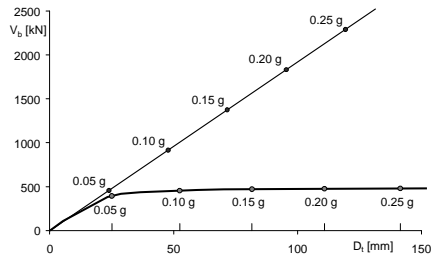
- Analisi lineare e pushover





## Applicazione alla struttura in esame telai in direzione x

- Analisi lineare e pushover  
con corrispondenza tra punti e  $a_g$



File Pushover-x.xls - foglio Graf Vb-Dt

## Applicazione alla struttura in esame telai in direzione y

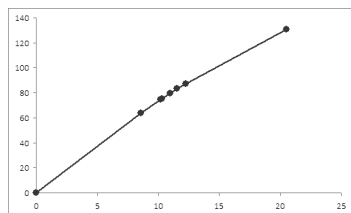
- I primi passi dell'analisi non lineare sono stati fatti in maniera parzialmente manuale, ovvero con l'utilizzo di una analisi lineare e facendo variare via via lo schema

Passo	1/p		Dt	Vb	cerniera piltra	pia				
0			0	0						
1	4.62%	4.62%	8.573	63.47	20-12	2	des			
2	0.82%	5.44%	10.192	74.72	9-1	3	des			
3	0.05%	5.49%	10.298	75.42	20-12	1	des			
4	0.30%	5.79%	10.947	79.55	9-1	2	des			
5	0.26%	6.05%	11.530	83.08	9-1	1	des	20-12	3	des
6	0.29%	6.34%	12.260	87.09	9-1	4	des			
7	3.17%	9.51%	20.483	130.65	17-9	2	des			

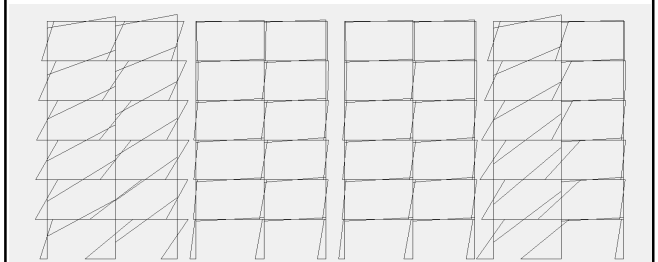
File TelY-2012-NL.xls

## Applicazione alla struttura in esame telai in direzione y

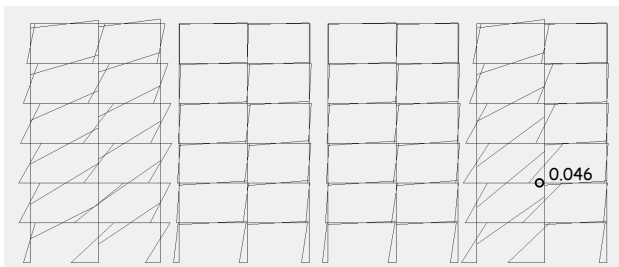
- Curva di pushover (parte iniziale)



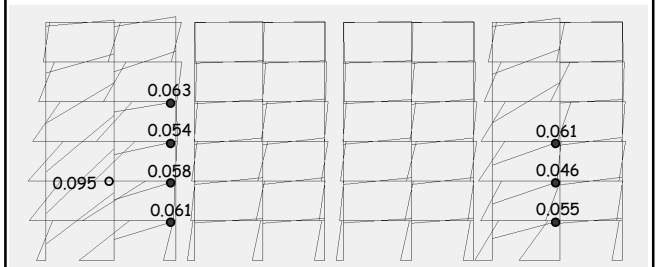
## Diagramma del momento Involuppo analisi modale



## Diagramma del momento Forze modo 1 - passo 1

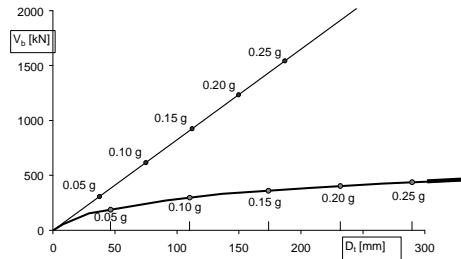


## Diagramma del momento Forze modo 1 - passo 7

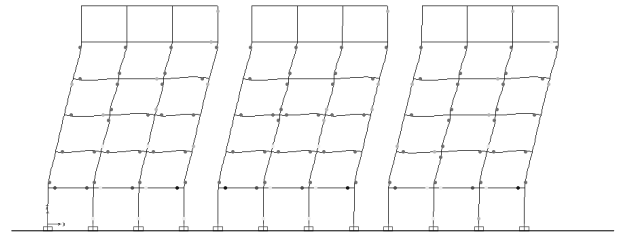


## Applicazione alla struttura in esame telai in direzione y

- Analisi lineare e pushover  
con corrispondenza tra punti e  $a_g$

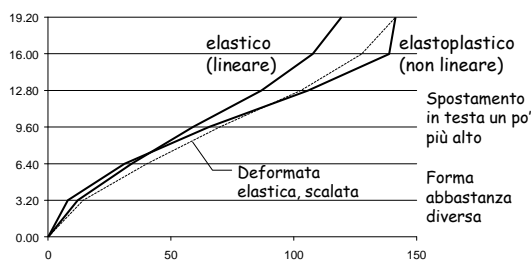


## Direzione X travi plasticizzate



Il meccanismo di collasso è sostanzialmente globale

## Deformata per $a_g=0.25\text{ g}$ - dir.x con comportamento elastico e plastico



## Verifica per $a_g=0.25\text{ g}$ - dir.x

Per ciascun interpiano:

- Calcolare la rotazione alla corda  $\theta_u$  e gli spostamenti limite corrispondenti
  - $\theta_u$  dipende anche dallo sforzo normale, che varia in maniera non lineare ed è diverso da quello fornito dall'analisi lineare (ma in genere il  $\Delta N$  da sisma è minore con analisi non lineare)
- Determinare lo spostamento limite minimo
- Confrontarlo con il valore fornito dal calcolo

## Verifica per $a_g=0.25\text{ g}$ - dir.x

spostamenti relativi			spostamenti disponibili		
ag =	0.25		ag =	0.25	
piano	Dr		piano	Dr	rapporto
6	2.67		6	50.37	18.884
5	32.95		5	42.09	1.277
4	40.35		4	33.38	0.827
3	34.35		3	26.28	0.765
2	23.06		2	23.67	1.026
1	7.99		1	21.68	2.713
				min	0.765
					verifica no

La verifica non è soddisfatta

Nota: per semplicità ho usato gli spostamenti limite calcolati con N da analisi lineare, ma questo non è corretto

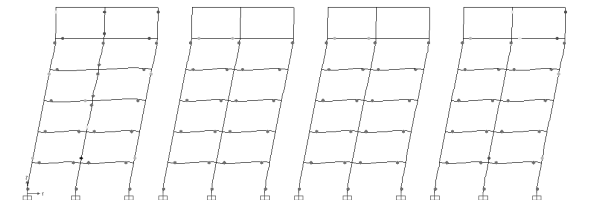
## Verifica per $a_g=0.205\text{ g}$ - dir.x

spostamenti relativi			spostamenti disponibili		
ag =	0.205		ag =	0.205	
piano	Dr		piano	Dr	rapporto
6	2.65		6	50.52	19.066
5	25.03		5	42.94	1.716
4	32.97		4	34.78	1.055
3	28.07		3	28.10	1.001
2	18.52		2	25.84	1.395
1	6.51		1	23.30	3.581
				min	1.001
					verifica ok

La verifica è soddisfatta

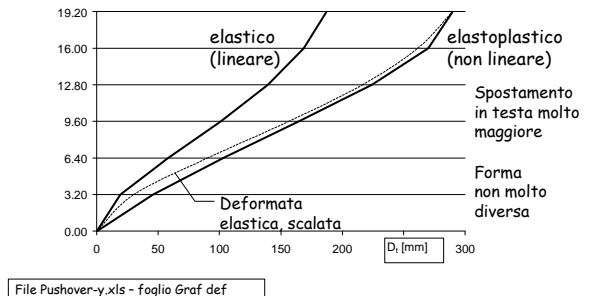
Nota: per semplicità ho usato gli spostamenti limite calcolati con N da analisi lineare, ma questo non è corretto

## Direzione Y travi e travetti plasticizzati



Il meccanismo di collasso è sostanzialmente globale

## Deformata per $a_g=0.25\text{ g}$ - dir.y con comportamento elastico e plastico



## Verifica per $a_g=0.25\text{ g}$ - dir.y

spostamenti relativi		spostamenti disponibili		
ag =	0.25	ag =	0.25	
piano	Dr	piano	Dr	rapporto
6	19.65	6	49.20	2.504
5	45.85	5	39.66	0.865
4	59.97	4	31.20	0.520
3	61.30	3	26.61	0.434
2	57.17	2	20.32	0.355
1	45.68	1	19.77	0.433
				min 0.355
				verifica no

La verifica non è soddisfatta

Nota: per semplicità ho usato gli spostamenti limite calcolati con N da analisi lineare, ma questo non è corretto

## Verifica per $a_g=0.116\text{ g}$ - dir.y

spostamenti relativi		spostamenti disponibili		
ag =	0.116	ag =	0.116	
piano	Dr	piano	Dr	rapporto
6	12.97	6	50.28	3.876
5	21.74	5	42.82	1.961
4	29.65	4	35.73	1.205
3	31.54	3	31.55	1.000
2	25.59	2	28.44	1.111
1	11.18	1	26.55	2.374
				min 1.000
				verifica ok

La verifica è soddisfatta

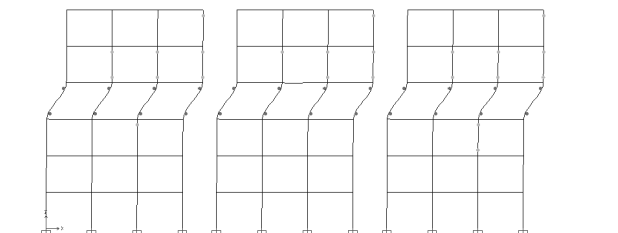
Nota: per semplicità ho usato gli spostamenti limite calcolati con N da analisi lineare, ma questo non è corretto

## Conclusioni

- L'analisi statica non lineare mostra che lo spostamento limite è raggiunto
  - In direzione x: per  $a_g = 0.205\text{ g}$
  - In direzione y: per  $a_g = 0.116\text{ g}$
- Questi valori sono minori di quelli stimati con l'analisi lineare, pari rispettivamente a  $0.256\text{ g}$  e  $0.163\text{ g}$
- In effetti gli spostamenti relativi valutati con analisi non lineare sono abbastanza maggiori di quelli stimati con analisi lineare, specie in direzione y

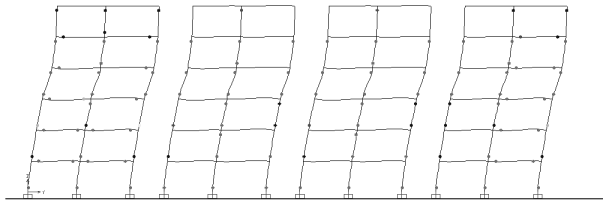
## Direzione X travi infinitamente resistenti

E se il modello cambia ?



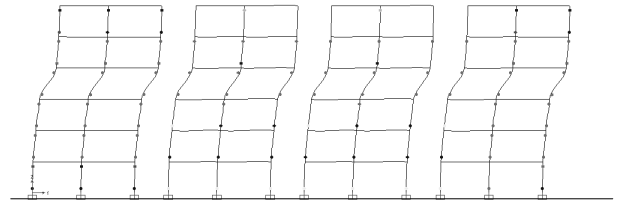
Meccanismo di piano

Direzione Y  
travi plasticizzate, travetti no



Minime variazioni

Direzione Y  
travi e travetti infinitamente resistenti



Meccanismo di piano

### Validazione (considerazioni)

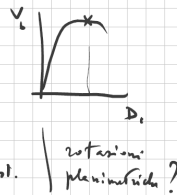
#### ANALISI NON LINEARE

massima  $q_d = \infty$   
CHIARIMENTI SU A.N.L.

1) confronto

sp. s. con ad  $q_d$  - capacità di

2) come si calcolate le capacità di sp. s.



VALIDAZ. con A.L.

3) sp. s. per  $q_d$  con A.L.

4) distribuzione cerchio A.N.L. sp. s. in dist. cerchio A.L.  
( $p > \dots$ )

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale  
e Norme Tecniche per le Costruzioni

### Verifica sismica di edifici esistenti in c.a.

12 - Interventi

Imola  
16-18 maggio 2013  
Aurelio Ghersi

### Primi interventi, essenziali (o comunque prime verifiche)

Ridurre il rischio di rottura fragile, con:

- Staffatura efficace degli estremi dei pilastri
- Cerchiatura dei nodi
- Cucitura tra pilastri e travi

Miglioramento, **essenziale**

Solo dopo aver fatto questo:

- Valutazione del comportamento non lineare
- Controllo della duttilità delle sezioni

Adeguamento, quando occorre

### Valutazione della sicurezza

Occorre fare riferimento solo allo stato limite ultimo

- SLV oppure SLC

Occorre stabilire se:

- L'uso della costruzione può continuare senza interventi
- L'uso può continuare ma con un declassamento
- Occorre aumentare o ripristinare la capacità portante

NTC 08, punto 8.3

### Tipi di intervento

Adeguamento:

- Intervento sulla struttura che le conferiscono i livelli di sicurezza richiesti dalle norme vigenti
  - Si noti che la bozza 2013 riduce la vita nominale per le costruzioni esistenti (30 anni anziché 50) e quindi riduce le azioni sismiche da sopportare
- Analoghe riduzioni, anche se in forma diversa, sono in genere richieste negli interventi post-sisma

Bozza NTC 13, punto 2.1

NTC 08, punto 8.4

### Tipi di intervento

Adeguamento:

- Intervento sulla struttura che le conferiscono i livelli di sicurezza richiesti dalle norme vigenti

Miglioramento:

- Intervento sulla struttura per aumentarne globalmente la sicurezza, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle norme vigenti
  - Questo vuol dire che la struttura "migliorata" deve poter sopportare un'azione sismica maggiore di prima, non che in tutte le sezioni le sollecitazioni si devono ridurre

NTC 08, punto 8.4

### Tipi di intervento

Adeguamento:

- Intervento sulla struttura che le conferiscono i livelli di sicurezza richiesti dalle norme vigenti

Miglioramento:

- Intervento sulla struttura per aumentarne globalmente la sicurezza, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle norme vigenti

Riparazione o intervento locale:

- Intervento su porzioni limitate della struttura, che non riducono le condizioni di sicurezza preesistenti

NTC 08, punto 8.4

## Miglioramento o adeguamento?

L'adeguamento è obbligatorio quando ricorre anche una sola delle tre condizioni seguenti:

- La costruzione viene ampliata o sopraelevata
- I carichi globali in fondazione aumentano più del 10% (per variazione di destinazione d'uso o altro)
- Sono effettuati interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino a sistemi strutturali diversi dal precedente

NTC 08, punto 8.4

## Miglioramento o adeguamento?

- Sono effettuati "interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino a sistemi strutturali diversi dal precedente"

La frase può essere equivocata, perché non sempre esistono confini netti tra "sistemi strutturali diversi"

La preoccupazione del legislatore è che l'intervento porti, per alcuni elementi, ad un peggioramento del comportamento, non facilmente quantizzabile col calcolo

NTC 08, punto 8.4

## Criteri e tipi di intervento

### 8.7.4 CRITERI E TIPI D'INTERVENTO

Per tutte le tipologie di costruzioni esistenti gli interventi di consolidamento vanno applicati, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme. L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio va opportunamente valutata e giustificata, considerando la variazione nella distribuzione delle rigidità e delle resistenze e la conseguente eventuale interazione con le parti restanti della struttura. Particolare attenzione deve essere posta alla fase esecutiva degli interventi, in quanto una cattiva esecuzione può peggiorare il comportamento globale delle costruzioni.

La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, dovendo mirare prioritariamente a contrastare lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili e, quindi, a migliorare il comportamento globale della costruzione.

**Intervenire globalmente, in maniera uniforme**

## Criteri e tipi di intervento

In generale dovranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

- riparazione di eventuali danni presenti
- riduzione delle carenze dovute ad errori grossolani;
- miglioramento della capacità deformativa ("duttilità") di singoli elementi,
- riduzione delle condizioni che determinano situazioni di forte irregolarità degli edifici, in termini di massa, resistenza e/o rigidità, anche legate alla presenza di elementi non strutturali;
- riduzione delle masse, anche mediante demolizione parziale o variazione di destinazione d'uso,
- riduzione dell'impegno degli elementi strutturali originari mediante l'introduzione di sistemi d'isolamento o di dissipazione di energia,
- riduzione dell'eccessiva deformabilità degli orizzontamenti,
- miglioramento dei collegamenti degli elementi non strutturali,
- incremento della resistenza degli elementi verticali resistenti, tenendo eventualmente conto di una possibile riduzione della duttilità globale per effetto di rinforzi locali
- realizzazione, ampliamento, eliminazione di giunti sismici o interposizione di materiali atti ad attenuare gli urti.
- miglioramento del sistema di fondazione, ove necessario,

## Criteri e tipi di intervento

Per le strutture in c.a. ed in acciaio si prenderanno in considerazione, valutandone l'eventuale necessità e l'efficacia, anche le tipologie di intervento di seguito esposte o loro combinazioni:

- rinforzo di tutti o parte degli elementi;
- aggiunta di nuovi elementi resistenti, quali pareti in c.a., controventi in acciaio, etc.;
- eliminazione di eventuali comportamenti a piano "debole";
- introduzione di un sistema strutturale aggiuntivo in grado di resistere per intero all'azione sismica di progetto;
- eventuale trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali, come nel caso di incamiciatura in c.a. di pareti in laterizio;

## Tipi di intervento

**Adeguamento:**

- Intervento sulla struttura che le conferiscono i livelli di sicurezza richiesti dalle norme vigenti

**Miglioramento:**

- Intervento sulla struttura per aumentarne globalmente la sicurezza, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle norme vigenti

**Intervento locale:**

- Intervento su porzioni limitate della struttura, che non riducono le condizioni di sicurezza preesistenti

NTC 08, punto 8.4



## Da cosa si parte?

Mediante analisi lineari e non lineari si valuta il comportamento della struttura

- Si individuano tutti i problemi dovuti a mancanza di regolarità (travi o pilastri corti, comportamento planimetrico non regolare, rischio di piano soffice...)
- Si controlla se c'è rischio di rotture fragili
- Si valuta il comportamento duttile, individuando eventuali problemi (piano soffice, carenza di duttilità in singoli elementi)

## Adeguamento o miglioramento?

Se la norma impone l'adeguamento

- Si analizzano i tipi di intervento per individuare il più conveniente ai fini dell'adeguamento

Se la norma non impone l'adeguamento

- Si analizzano i tipi di intervento e si fa una valutazione costi-benefici per giudicare se è possibile e vale la pena fare un adeguamento
  - Se è conveniente si fa un adeguamento
  - Altrimenti si sceglie un miglioramento

## Criteri e tipi di intervento

Sostanzialmente, due possibilità:

- Rinforzare tutti o buona parte degli elementi ovvero, mantenere la tipologia a telaio modificando sezione ed armatura degli elementi resistenti
- Affidare le azioni sismiche ad un nuovo sistema strutturale ovvero, inserire pareti o controventi che portano l'azione sismica, mentre il telaio originario porta i carichi verticali

## Criteri e tipi di intervento

### 1. Rinforzare tutti o buona parte degli elementi

Vantaggi:

- Pochi problemi negli impalcati
- Pochi problemi nelle fondazioni

Svantaggi:

- Interventi diffusi sugli impianti e sulle finiture

## Criteri e tipi di intervento

### 2. Affidare le azioni sismiche ad un nuovo sistema strutturale

Vantaggi:

- Limitati interventi su impianti e finiture
- Pochi problemi per la struttura esistente

Svantaggi:

- Possibili problemi negli impalcati
- Forti problemi nelle fondazioni

## Adeguamento

- La struttura dopo l'adeguamento si verifica come se fosse una nuova struttura
  - Valori di calcolo della resistenza, ecc., per tutti gli elementi nuovi o rinforzati
  - E per quelli su cui non si interviene? Probabilmente valori medi con fattori di confidenza

Nota:

- È quasi impossibile che gli elementi preesistenti soddisfino ovunque una verifica in termini di sollecitazioni
- Può essere indispensabile una analisi non lineare per dimostrare che sono comunque accettabili

## Miglioramento

- L'intervento fatto deve rimuovere o ridurre chiaramente i difetti evidenziati dall'analisi
  - Evitare rotture fragili
  - Evitare concentrazioni di sollecitazioni che portano a plasticizzazione precoce
  - Dare più duttilità a elementi particolarmente carenti

Nota:

- Qualunque intervento porta a redistribuzione delle sollecitazioni:  
è inevitabile che alcuni elementi stiano peggio di prima
- L'importante è che questi limitati peggioramenti non pregiudichino il comportamento complessivo

## Problemi locali Solai

### Degrado (calcestruzzo-armatura) nei solai

Nei solai:

- Carbonatazione del calcestruzzo o attacco di cloruri
- Corrosione dell'armatura
- Espulsione del copriferro
- Sfondellamento dei laterizi

Questi problemi sono molto diffusi e facilmente evidenti all'intradosso di solai e sbalzi

Sono particolarmente diffusi negli sbalzi, perché più esposti agli agenti atmosferici

Meno diffusa (ma ancor più insidiosa perché meno evidente) è la corrosione dell'armatura all'estradosso





## Degrado (calcestruzzo-armatura) nei solai

Studio:

- Determinazione di entità e cause del degrado
- Diagnosi della sua evoluzione
- Valutazione delle sue conseguenze sulla resistenza e funzionalità della struttura
- Valutazione di tipologia, tempo e costo dei possibili interventi
- Scelta dell'intervento ottimale, anche in funzione della vita residua della struttura

## Degrado (calcestruzzo-armatura) nei solai

Intervento tradizionale:

- Eliminazione del calcestruzzo ammalorato
  - Con martelli elettrici o pneumatici o idrodemolizione
  - Lasciare superficie ruvida e pulita
  - Non danneggiare il calcestruzzo rimasto
- Pulizia delle armature corrose
  - Eliminazione ruggine
  - Eliminazione cloruri
- Ripristino del calcestruzzo, con malte o calcestruzzi a ritiro controllato

## Degrado (calcestruzzo-armatura) nei solai

Se le armature inferiori (in mezzzeria) sono insufficienti:

- Inserimento nuove barre ed eventuali connettori

oppure

- Applicazione di piatti d'acciaio, incollati con resine epossidiche

oppure

- Applicazione di strisce di materiale composito (polimeri fibro-rinforzati, o frp), mediante incollatura

Analogie/differenze nel caso di armature superiori o, comunque, di estremità

## Verifica della sezione dopo l'intervento

- Stato deformativo e tensionale prima dell'intervento (con carichi ridotti)
- Incremento dello stato deformativo nell'intero elemento (vecchio più nuovo) dopo l'intervento (per l'incremento di carico)

Note

- Per modello lineare (T.A.): molto rilevante
- Per modello non lineare (S.L.U.): trascurabile per le armature, che si snervano
- Per modello non lineare (S.L.U.): qualche importanza per calcestruzzo e frp

## Polimeri fibro-rinforzati (frp)

Fibre ad alta resistenza + Matrice polimerica

Fibre di vetro	→	Più economiche ma sensibili all'umidità, al creep ed al rilassamento. Si adattano a tutti i tipi di resina. Bianche brillanti.
Fibre di carbonio	→	Usate maggiormente con resine epossidiche. Maggiore resistenza e durabilità. Nere.
Fibre aramidiche	→	Molto tenaci (giubbotti antiproiettile) ma care e sensibili a umidità ed elevata temperatura. Gialle.

## Polimeri fibro-rinforzati (frp)

Fibre ad alta resistenza + **Matrice polimerica**

Serie di macromolecole (catene) unite da legami covalenti.  
Due classi principali: polimeri termoindurenti e termoplastici

Poliestere e  
vinilestere



Ampiamente usate in pultrusione per  
produzione di profili, barre e strisce.  
Temperatura di transizione vetrosa  
(40 – 110 °C). Colore verdastro.

Epossidiche



Usate per wet-layup: maggiori proprietà  
adesive, basso ritiro, durabilità.  
Temperatura di transizione vetrosa  
(40 – 300 °C). Colore giallastro.

## Polimeri fibro-rinforzati (frp)

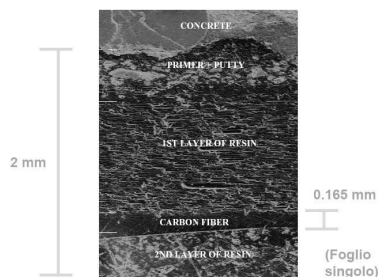
Pultrusion → “Pull” + “Extrusion”



Con questo processo si producono le barre ed i profilati in FRP

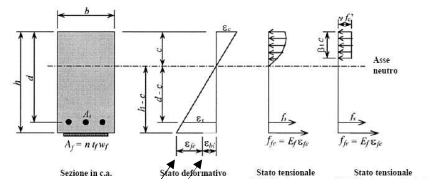
## Polimeri fibro-rinforzati (frp)

Wet-layup



Con questo processo si effettuano i rinforzi sugli edifici esistenti

## Resistenza a flessione con frp



Notare la differenza di deformazioni tra cls e frp

Normativa italiana  
(CNR-DT 200/2004)

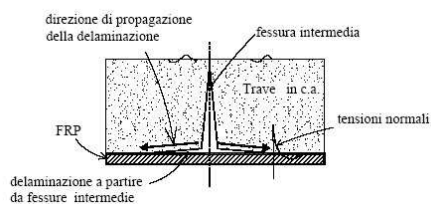


Coefficienti parziali di sicurezza  
dipendenti dal produttore (sul  
materiale) e dall'incertezza del  
modello (sul momento resistente).

## Resistenza a flessione con frp

Il massimo sforzo di trazione sopportabile dal  
composito è limitato dal debonding (delaminazione)

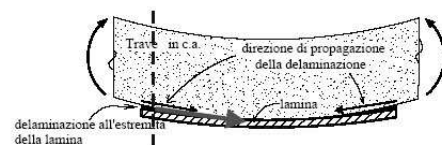
Delaminazione per flessione



## Resistenza a flessione con frp

Il massimo sforzo di trazione sopportabile dal  
composito è limitato dal debonding (delaminazione)

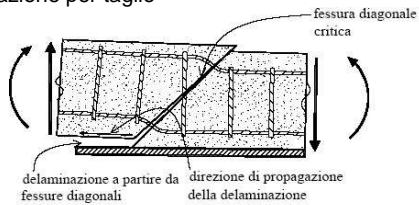
Delaminazione di estremità



## Resistenza a flessione con frp

Il massimo sforzo di trazione sopportabile dal composito è limitato dal debonding (delaminazione)

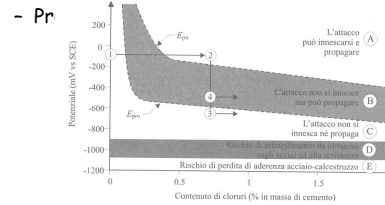
Delaminazione per taglio



## Degrado (calcestruzzo-armatura) nei solai

Interventi alternativi:

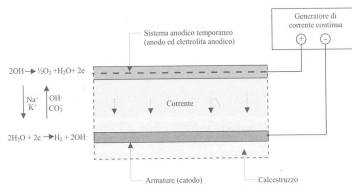
- Tecniche elettrochimiche, per ristabilire la passività delle armature senza rimuovere il calcestruzzo



## Degrado (calcestruzzo-armatura) nei solai

Interventi alternativi:

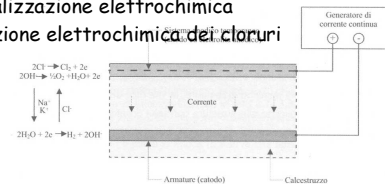
- Tecniche elettrochimiche, per ristabilire la passività delle armature senza rimuovere il calcestruzzo
  - Protezione catodica
  - Rialc



## Degrado (calcestruzzo-armatura) nei solai

Interventi alternativi:

- Tecniche elettrochimiche, per ristabilire la passività delle armature senza rimuovere il calcestruzzo
  - Protezione catodica
  - Ricalizzazione elettrochimica
  - Rimozione elettrochimica dei cloruri



## Degrado (calcestruzzo-armatura) nei solai

Interventi alternativi:

- Tecniche elettrochimiche, per ristabilire la passività delle armature senza rimuovere il calcestruzzo
  - Protezione catodica
  - Ricalizzazione elettrochimica
  - Rimozione elettrochimica dei cloruri

Alternativa estrema:

- Demolizione e ricostruzione della parte di solaio ammalorata

## Interventi sulle travi

## Degrado e danneggiamento nelle travi

Degrado, come per i solai:

- Carbonatazione del calcestruzzo o attacco di cloruri
- Corrosione dell'armatura
- Espulsione del copriferro

Danneggiamento:

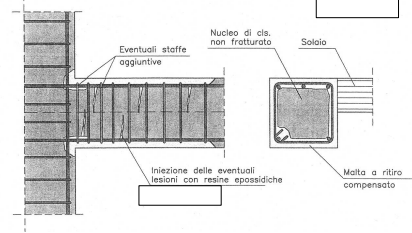
- A flessione
- A taglio

Interventi:

- Per flessione: analoghi a quelli del solaio
- Per il taglio

## Travi

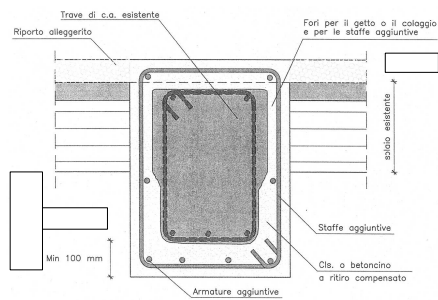
Riparazione locale, senza aumento di sezione



Problemi particolari nella zona di contatto col solaio  
(perforazioni per inserimento staffe e iniezione malta)

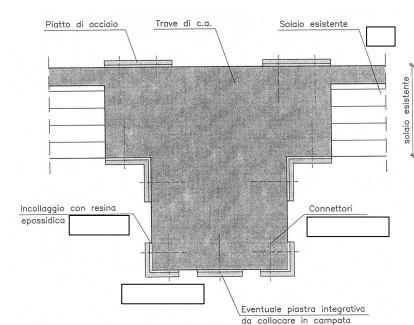
## Travi

Incamicatura totale con aggiunta di nuove armature



## Travi

Placcaggio con angolari e piatti in acciaio



## Travi

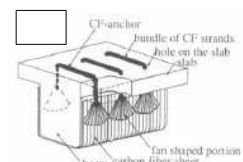
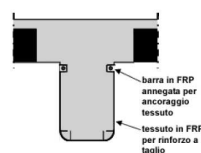
Rinforzo con frp



Strisce incollate all'intradosso (per la flessione)  
più strisce verticali incollate alle pareti (per il taglio)

## Travi

Rinforzo con frp



Ancoraggio delle strisce verticali mediante barre in frp  
o con cavi in fibre sfioccati

## Travi con frp - resistenza a taglio

$$V_{Rd} = \min \left[ \underset{\substack{\text{cls} \\ \text{armatura}}}{V_{Rd,ct}} + \underset{\text{frp}}{V_{Rd,s}} + \underset{\text{biella compressa}}{V_{Rd,f}}; V_{Rd,max} \right]$$

Contributo frp:

Fessure a taglio → Delaminazione

Resistenza efficace = tensione presente all'atto della delaminazione

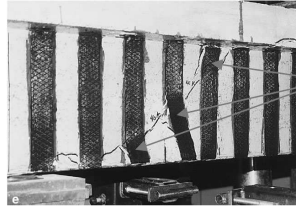
Dipende da:

- Resistenza alla delaminazione in se
- Disposizione delle strisce (avvolgimento totale, ad U, solo di parete)

## Travi con frp - resistenza a taglio

$$V_{Rd} = \min \left[ \underset{\substack{\text{cls} \\ \text{armatura}}}{V_{Rd,ct}} + \underset{\text{frp}}{V_{Rd,s}} + \underset{\text{biella compressa}}{V_{Rd,f}}; V_{Rd,max} \right]$$

Contributo frp:

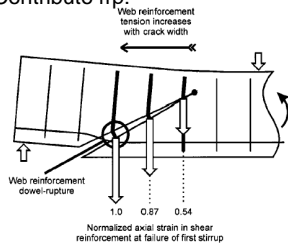


Contributo diverso alla resistenza

## Travi con frp - resistenza a taglio

$$V_{Rd} = \min \left[ \underset{\substack{\text{cls} \\ \text{armatura}}}{V_{Rd,ct}} + \underset{\text{frp}}{V_{Rd,s}} + \underset{\text{biella compressa}}{V_{Rd,f}}; V_{Rd,max} \right]$$

Contributo frp:

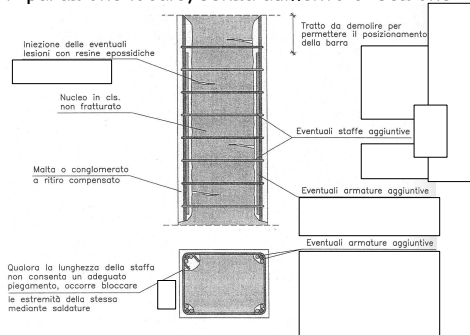


Non è lecito sommare i contributi se non avviene la redistribuzione. Non basta verificare l'equilibrio; è necessaria guardare alla congruenza

## Interventi sui pilastri

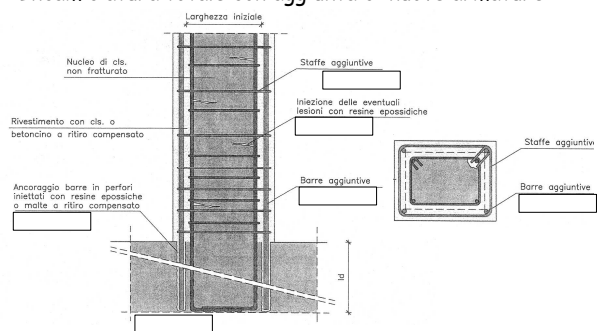
### Pilastri

#### Riparazione locale, senza aumento di sezione



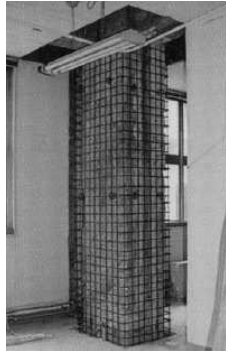
### Pilastri

#### Incamicatura totale con aggiunta di nuove armature



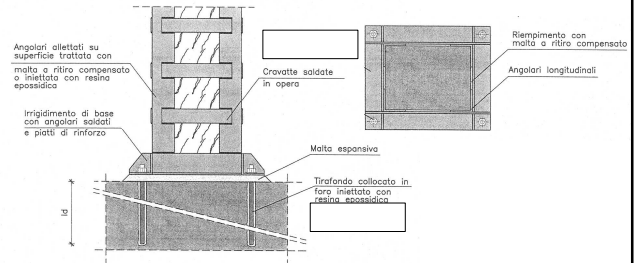
## Pilastri

Incamicatura totale  
con aggiunta di nuove  
armature



## Pilastri

Placcaggio con angolari e cravatte in acciaio



## Pilastri

Rinforzo (fasciatura) con frp



Anche in questo caso si possono usare cavi in fibre  
sfioccati per un collegamento tra piani adiacenti

## Pilastri

Incamicatura, placcaggio, fasciatura forniscono  
un confinamento che:

- Incrementa moderatamente la resistenza assiale dell'elemento
- Accresce notevolmente la duttilità dell'elemento soggetto a forza assiale e flessione

In zona sismica ha importanza fondamentale (ai fini della resistenza) il collegamento tra piani adiacenti

- Perforazione con barre passanti (per acciaio)
- Perforazione con cavi in fibre sfioccati (per frp)

## Interventi sui nodi

## Nodi

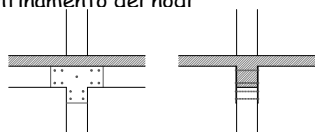
- Il consolidamento dei nodi assume particolare importanza in presenza di azioni sismiche
- Il problema può essere meno rilevante per i nodi interni, se circondati da travi (che fungono da confinamento)
- Il problema è particolarmente rilevante per i nodi perimetrali e d'angolo, sicuramente non confinati



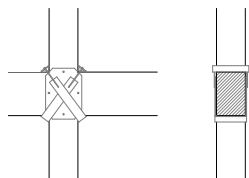
## Nodi

### Tecniche tradizionali di confinamento dei nodi

Intervento con piastre d'acciaio bullonate



Intervento con piastre d'acciaio inclinate



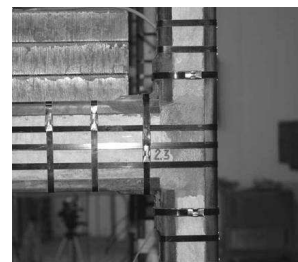
## Nodi

### Tecniche innovative di confinamento dei nodi

#### Sistema DIS-CAM

Angolari d'acciaio più avvolgimenti di nastri di acciaio, opportunamente pretesi

Dolce et al.



## Nodi

### Tecniche innovative di confinamento dei nodi

#### Intervento con frp

Strisce di compositi disposte orizzontalmente e verticalmente a circondare il nodo (possibile solo per nodi perimetrali e d'angolo)



## Nodi

### Tecniche innovative di confinamento dei nodi

#### Sistema PREJO

Collare in acciaio (con angolari saldati in opera) e barre inclinate pre-tese. Funziona bene anche per nodi interni

Antonio Perretti

