Corso di aggiornamento

Verifica sismica degli edifici esistenti in c.a.

Normativa 2015: cosa cambia?

Forlì
29-31 gennaio 2015

Aurelio Ghersi

Principi e regole applicative

Non dimenticare la distinzione tra:

- Principi
  obiettivi da raggiungere, obbligatori
- Regole applicative
  come farlo, consigli autorevoli ma non obbligatori

I principi non cambiano

Le regole applicative si modificano

Normativa: cosa cambia?

Novembre 2014:
Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici approva le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

Modifiche:
- Nuova terminologia
- Nuova organizzazione del testo di alcuni capitoli
- Modifiche di regole applicative, sparse nel testo

Nuova terminologia

- q, fattore di struttura → fattore di comportamento
- criterio di gerarchia delle resistenze
  → progettazione in capacità
- classe di duttilità B (bassa duttilità)
  → classe di duttilità B (media duttilità)
- zone critiche → zone dissipative

Nuova organizzazione del testo

- Informazioni riunite in tabelle che prima non esistevano
- Informazioni spostate in altri punti

Razionalizzazione del testo, ma richiede un po' di studio per abituarsi e ritrovare le informazioni

Rende meno facile il confronto con la versione precedente

Azione sismica
paragrafo 3.2

Classificazione dei suoli
- Unico parametro velocità delle onde di taglio V_S
  ma può, con giustificata motivazione, essere valutato tramite relazioni empiriche con i risultati di altre prove in sito, come le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche
- Suolo E – profondità del substrato non superiore a 30 m (era 20 m)
- Scompaiono i suoli S1 e S2

Azione sismica
paragrafo 3.2 e 7.3

Spettri di risposta e spettri di progetto

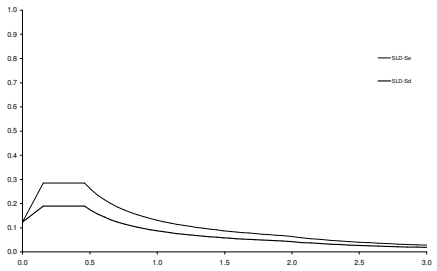
- Viene inserito un fattore di struttura anche per lo stato limite di danno SLD
  $q \leq 1.5$

  Questa modifica si basa sulla considerazione che per terremoti corrispondenti ad un periodo di ritorno di 50 anni si riscontrano danni strutturali e non strutturali, anche se non troppo rilevanti. Si assume quindi che il danneggiamento strutturale possa corrispondere a $q \leq 1.5$

NTC13, punto 3.2.3.5 e 7.3

Azione sismica
paragrafo 3.2 e 7.3

- Viene inserito un fattore di struttura anche per lo stato limite di danno SLD
  $q \leq 1.5$



Azione sismica
paragrafo 3.2 e 7.3

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

  Spettro di risposta di progetto per gli stati limite di danno (SLD), di Salvaguardia della vita (SLV) e di prevenzione del collasso … le ordinate ridotte … con 1/q

  NTC15, punto 3.2.3.5

  Qualora la domanda di resistenza allo SLV risulti inferiore a quella allo SLD, si può scegliere di progettare la capacità di resistenza sulla base della domanda allo SLD invece che allo SLV. In tal caso il fattore di comportamento allo SLV deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo SLV siano non inferiori a quelle dello spettro di progetto per lo SLD

  NTC15, punto 7.3.1

Azione sismica
paragrafo 3.2 e 7.3

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

  Spettro di risposta di progetto per gli stati limite di danno (SLD), di Salvaguardi … one del collasso … le ordinate … o 3.2.3.5

  Qualora …

  Ma allora si deve o si può … ?

  Qualora la domanda … feriore a quella allo SLD, si pu … pacità di resistenza sulla base della domanda allo SLD invece che allo SLV. In tal caso il fattore di comportamento allo SLV deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo SLV siano non inferiori a quelle dello spettro di progetto per lo SLD

  NTC15, punto 7.3.1

Azione sismica
paragrafo 3.2 e 7.3

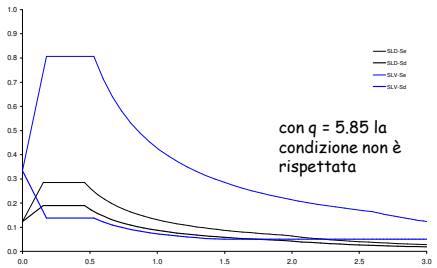
- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento q tali che sia $S_{d(SLV)} \geq S_{d(SLD)}$

  Questa modifica ha un senso, perché usare un fattore di comportamento tanto alto da avere ordinate dello spettro di progetto SLV maggiori di quelle di SLD vuol dire che per il terremoto relativo a SLD si ha un danneggiamento maggiore di quanto solitamente accettato

  Ma questa prescrizione, se obbligatoria, impedisce quasi sempre di usare i fattori di comportamento tipici della classe di duttilità alta

Azione sismica
paragrafo 3.2 e 7.3

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

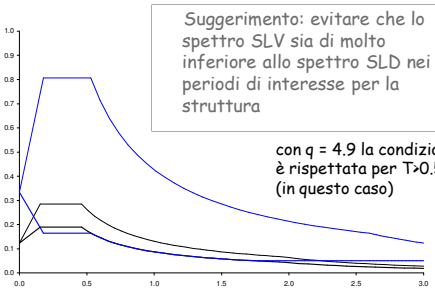


con q = 5.85 la condizione non è rispettata

Azione sismica
paragrafo 3.2 e 7.3

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

Suggerimento: evitare che lo spettro SLV sia di molto inferiore allo spettro SLD nei periodi di interesse per la struttura



con q = 4.9 la condizione è rispettata per T>0.5 s (in questo caso)

Costruzioni di calcestruzzo
paragrafo 4.1

- Cambia la classificazione del calcestruzzo scompaiono le classi C28/35 e C32/40 compare la classe C30/37
- Vengono fornite indicazioni sul calcestruzzo confinato (punto 4.1.2.1.2)
  Nelle verifiche si può tener conto del confinamento (punto 7.4.1)
- Cambiano i coefficienti suggeriti per la verifica a pressoflessione deviata

Progettazione per azioni sismiche
Criteri generali, paragrafo 7.0

Costruzioni site in zona a bassissima sismicità $a_g S \leq 0.075\,g$ (ex zona 4, ora non più citata così):

- Progettazione non dissipativa
- Analisi per forze orizzontali con $F_h = 0.10\,W\lambda$.

Progettazione per azioni sismiche
Criteri generali, paragrafo 7.2

- Piccole modifiche alla definizione di regolarità in pianta e in altezza (che però rimane – a mio parere – priva di significato)
- Chiarimento relativo alla presenza di una struttura scatolare rigida alla base dell'edificio
  (i controlli sulla regolarità possono essere riferiti alla sola struttura sovrastante)
- Distinzione tra comportamento strutturale dissipativo e non dissipativo
  (quest'ultimo è ora esplicitamente ammesso nella progettazione)

Progettazione per azioni sismiche
Criteri generali, paragrafo 7.2

Fondazioni:

- Azioni sulle fondazioni scelte liberamente tra:
  - valori ottenuti ipotizzando un comportamento non dissipativo (sostituisce il riferimento a q=1)
  - valori derivanti dalla capacità di resistenza a flessione dei pilastri
  - valori di calcolo incrementati mediante γ_{Rd}
- Scompare la frase "le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico"
- Si parla esplicitamente di zone dissipative (cerniere plastiche) nei pali
- Limiti alla riduzione di accelerazione dovuta all'interazione terreno-struttura

Progettazione per azioni sismiche
Analisi e verifica, paragrafo 7.3

- Tabella con valori limite di q

Tab. 7.3.I – *Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica*

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	q = 1.0 § 3.2.3.4	q = 1.0 § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
SLU	SLV	q ≥ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Progettazione per azioni sismiche
Analisi e verifica, paragrafo 7.3

- Lunga tabella con i valori di q_0 per tutte le tipologie

Tipologia strutturale	q_0	
	CD"A"	CD"B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5\ \alpha_u/\alpha_1$	$3,0\ \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0\ \alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

- Valori di q per strutture non dissipative

$$1 \le q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \le 1.5$$

Progettazione per azioni sismiche
Analisi e verifica, paragrafo 7.3

Analisi lineare statica:

- Può essere usata per le costruzioni "la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori" (non ha senso il riferimento alla regolarità in altezza)
- Il periodo fondamentale deve essere stimato in funzione dello spostamento d ottenuto applicando forze orizzontali pari alle masse

$$T_1 = 2\sqrt{d}$$

(non più in funzione dell'altezza)

Progettazione per azioni sismiche
Analisi e verifica, paragrafo 7.3

Analisi statica non lineare:

- Vengono eliminate le limitazioni all'uso dell'analisi statica non lineare, prima presenti
- Non sono più precisati gli scopi e i casi in cui si utilizza

È un ulteriore passo verso la diffusione di tale analisi, sicuramente molto importante, in particolare nella verifica di strutture esistenti

Progettazione per azioni sismiche
Analisi e verifica, paragrafo 7.3

Criteri di verifica:

- Sono unificati nel paragrafo 7.3.6
- Inserita tabella di riepilogo

Tab. 7.3.III – *Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti*

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG					
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT(**)			DUT(**)		

- Limiti di rigidezza per SLO (anziché SLD) nel caso di classe III e IV

Costruzioni di calcestruzzo
paragrafo 7.4

Minime variazioni:

- Possibilità di tener conto del confinamento (7.4.1)
- Limite più restrittivo per costruzioni torsionalmente deformabili (7.4.3)
- Riorganizzazione, più organica, del paragrafo 7.4.4 (travi, pilastri)
- Limiti meno forti nella verifica a taglio dei pilastri (non si tiene conto dell'incremento da gerarchia flessionale travi-pilastri)

Costruzioni esistenti
capitolo 8

- Lungo dibattito:
  agli edifici esistenti deve essere richiesto lo stesso grado di sicurezza previsto per le nuove costruzioni?
- Proposta (rientrata):
  ridurre la vita nominale degli edifici esistenti
- Introduzione di un coefficiente ζ_E, definito come "il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione"

Corso di aggiornamento

Verifica sismica degli edifici esistenti in c.a.

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

Forlì
29-31 gennaio 2015

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/

Altra documentazione rilevante

Istruzioni CNR:
- CNR-DT 212/2013
  Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti
  (maggio 2014)

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 specifico 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

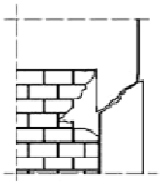
Collasso di un edificio:
come avviene ?

Collasso di un edificio

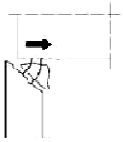
- Rottura fragile:
  - rottura a taglio delle sezioni di pilastri e travi
  - rotture a taglio dei nodi
  - scorrimento tra testa pilastro e trave in corrispondenza alle riprese di getto
- Rottura duttile (ovvero per esaurimento della duttilità):
  - estese plasticizzazioni agli estremi delle aste, fino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

Rottura fragile
rottura a taglio di un pilastro

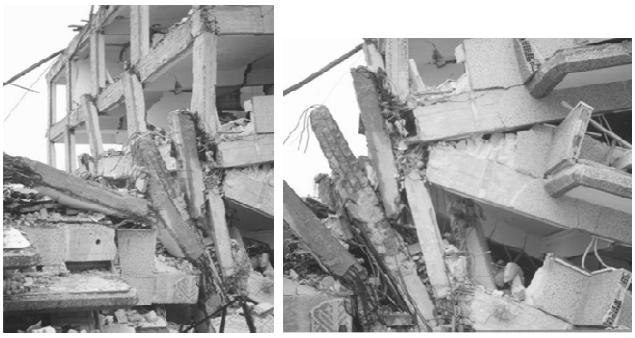
Rottura diagonale della muratura e propagazione come lesione a taglio nel pilastro



Rottura fragile
rottura a taglio di un pilastro



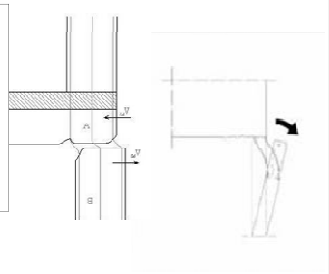
Rottura fragile
rottura a taglio dei pilastri (e dei nodi)



1999 – Turchia

Rottura fragile
scorrimento fra testa pilastro e trave

Irpinia 1980,
Lioni, Edificio del
Banco di Napoli



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

Rottura fragile
sconnessione dei collegamenti nodali

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

23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

S. Angelo 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 rigidezza 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

per la valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio

Procedimento da seguire

1. Esame qualitativo della struttura
   - per individuarne i punti deboli
2. Valutazione preliminare delle caratteristiche di sollecitazione con procedimenti semplificati
3. Analisi lineare (modale con spettro di risposta): fornisce caratteristiche di sollecitazione e spostamenti (che sono proporzionali ad a_g)
   - giudizio in termini di sollecitazioni
   - giudizio in termini di spostamenti
4. Analisi non lineare (se la si ritiene necessaria)
   - giudizio in termini di spostamenti

Procedimento da seguire

1 – esame qualitativo

1. Esame qualitativo della struttura

   Consente di individuarne i principali punti di debolezza. Ad esempio:

   - Presenza di una direzione particolarmente debole, perché sostanzialmente priva di travi emergenti
   - Presenza di pilastri molto deboli rispetto alle travi, che potrebbero portare a meccanismi di collasso di piano
   - Forti dissimmetrie che potrebbero portare a comportamenti rotazionali pericolosi

Procedimento da seguire
2 – valutazione preliminare

2. 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
3 – analisi lineare

3. 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
3 – analisi lineare

3. 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 $\rightarrow$ indicazioni su q

Procedimento da seguire
3 – analisi lineare

3. 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 ρ)

Procedimento da seguire
4 – analisi non lineare

4. 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
  (cioè quando il cedimento di una sezione comporta il collasso dell'intera struttura)

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 "duttile" 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 "duttili" 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 "duttili" 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 MPa
  - Per l'acciaio f_{ym} = 420 MPa

  e si deve usare FC = 1.2

  Il valore di riferimento sarà:
  - Per il calcestruzzo $f_{c,rif}$ = 19/1.2 = 15.83 MPa
  - Per l'acciaio $f_{y,rif}$ = 420/1.2 = 350 MPa

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

Quando si usa la resistenza
ridotta con γ_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 γ_M

- Esempio

  Si è trovato, in base alle prove sperimentali:
  - Per il calcestruzzo f_{cm} = 19 MPa
  - Per l'acciaio f_{ym} = 420 MPa

  e si deve usare FC = 1.2

  Nelle verifiche a comportamento "fragile" si userà:
  - Per il calcestruzzo (γ_c=1.5) f_{cd} = 15.83/1.5 = 10.56 MPa
  - Per l'acciaio (γ_s=1.15) f_{yd} = 350/1.15 = 304.3 MPa

  Nota: dove la normativa per nuove costruzioni impone di usare α_{cc} f_{ck} si terrà conto di questo coefficiente (essendo α_{cc}=0.85 si userà f_{cd} = 8.97 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 MPa
  - Per l'acciaio f_{ym} = 420 MPa

  e si deve usare FC = 1.2

  Quando la maggiore resistenza è penalizzante si usa:
  - Per il calcestruzzo $f_{c,rif}$ = 19x1.2 = 22.8 MPa
  - Per l'acciaio $f_{y,rif}$ = 420x1.2 = 504 MPa

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

Corso di aggiornamento

Verifica sismica degli edifici esistenti in c.a.

2 – Conoscenza dell'edificio

Forlì
29-31 gennaio 2015

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 limitata	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
LC2 adeguata		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
LC3 accurata		Disegni costruttivi completi con *limitate* verifiche in situ **oppure** *esaustive* verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con *estese* prove in situ **oppure** *esaustive* prove in-situ

OPCM 3431, tab. 11.1

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

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** *esaustive* verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con *estese* prove in situ **oppure** *esaustive* prove in-situ	Tutti	1.00

I fattori di confidenza sono ulteriori coefficienti di sicurezza

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'esaustiva 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 m² 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 m² 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 m² 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 m² 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 m² 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 m² 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

OPCM 3431, tab. 11.2a — Circolare 2/2/09, appendice C8A.1.B

Corso di aggiornamento

Verifica sismica degli edifici esistenti in c.a.

3 – Indagini sulle strutture in c.a.

Forlì
29-31 gennaio 2015

Aurelio Ghersi

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

Campagna di indagini sui materiali

Obiettivo:

- Ottenere informazioni sul valore medio della resistenza
- Ottenere informazioni su come e quanto varia la resistenza rispetto al valore medio

Nota:

- Il problema della dispersione dei valori è particolarmente rilevante per il calcestruzzo
- La variabilità può essere dovuta anche al cambio di impresa costruttrice

Calcestruzzo

Determinazione delle caratteristiche del calcestruzzo

- Prove non distruttive (sclerometro, prove ultrasoniche, metodo Sonreb)

Pro: costo basso (specialmente sclerometro); consentono di valutare in maniera diffusa le caratteristiche del calcestruzzo

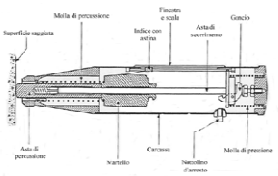
Contro: valori poco affidabili (ma utili in termini comparativi);
se la struttura è protetta da intonaco, i costi di ripristino incidono in maniera rilevante

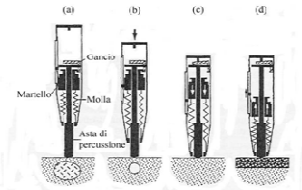
Prova di durezza superficiale (sclerometro)

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 (indice sclerometrico)

Misura la durezza superficiale, che è correlata alla resistenza

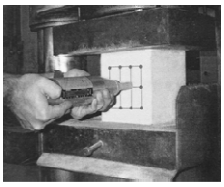




Prova di durezza superficiale (sclerometro)

Procedimento:

- Preparazione di una superficie (circa 30x30 cm) levigata con pietra abrasiva
- Griglia di 12 punti (distanti almeno 25 mm tra loro e dal bordo) su cui eseguire la misura
- Si scartano i due valori estremi e si fa la media degli altri
- Si scartano eventuali valori molto distanti dalla media (e si ricalcola la media)



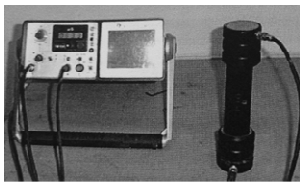
Prova su cubetto, per tarare lo sclerometro

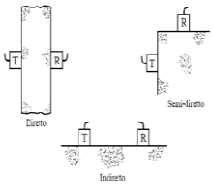
Prova ultrasonica

Principio del metodo: UNI 9524; EN 12504-4

- Vengono emessi ultrasuoni (frequenza > 20kHz) a contatto con la superficie e si misura la velocità con cui è attraversato l'elemento

Misura il modulo elastico, che è correlato alla resistenza





Metodo Sonreb

- Combina i risultati delle prove sclerometrica e ultrasonica

  SONic + REBound = ultrasuoni + sclerometro
- Consente di ridurre gli errori dovuti all'umidità e all'età del calcestruzzo, che influiscono in maniera opposta su prove sclerometriche e ultrasoniche

Determinazione delle caratteristiche del calcestruzzo

- Prove non distruttive (sclerometro, prove ultrasoniche, metodo Sonreb)
- Prove parzialmente distruttive (pull out)

Pro: costo abbastanza basso;
consentono di valutare in maniera diffusa le caratteristiche del calcestruzzo

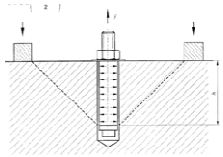
Contro: valori non molto affidabili (ma utili in termini comparativi);
sempre necessario un ripristino

Prova di estrazione (pull out)

Principio del metodo:

- Viene inserito nel calcestruzzo un elemento metallico e si misura la forza necessaria per estrarlo

Misura la resistenza a trazione, che è correlata alla resistenza a compressione



Prova di estrazione (pull out)

Principio del metodo:

- Viene inserito nel calcestruzzo un elemento metallico e si misura la forza necessaria per estrarlo

  Misura la resistenza a trazione, che è correlata alla resistenza a compressione

Determinazione delle caratteristiche del calcestruzzo

- Prove non distruttive (sclerometro, prove ultrasoniche, metodo Sonreb)
- Prove parzialmente distruttive (pull out)
- Prove distruttive (carote)

Pro: valori affidabili (da prendere come riferimento)
Contro: costo alto

Prove su carote

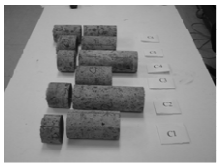
Principio del metodo:

- Si effettua in situ il carotaggio, cioè il prelievo di carote (campioni cilindrici)
- In laboratorio si valuta la resistenza a compressione dei provini estratti

Nota:

- Il diametro delle carote varia da 50 a 150 mm
- Spesso è problematico estrarre carote di grande diametro
- Il diametro deve essere comunque commisurato alle dimensioni degli inerti

Prove su carote



Determinazione delle caratteristiche del calcestruzzo

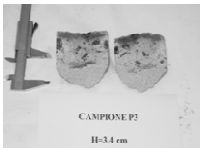
- Prove non distruttive (sclerometro, prove ultrasoniche, metodo Sonreb)
- Prove parzialmente distruttive (pull out)
- Prove distruttive (carote)
- Prove chimiche, per valutare il degrado

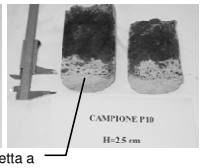
Prove chimiche

Servono per valutare il degrado del calcestruzzo:

- Carbonatazione
- Attacco dei solfati
- Attacco dei cloruri

Prova di carbonatazione





Zona soggetta a carbonatazione

Quali prove fare?

In astratto, può convenire:

- Ampia campagna di prove non distruttive
- Un certo numero di prove parzialmente distruttive
- Un numero limitato di prove distruttive (in punti già analizzati con prove non distruttive e parzialmente distruttive, in modo da fungere anche da taratura per queste

Nei casi reali:

- La situazione (ed il costo) varia da caso a caso

Acciaio

Determinazione delle caratteristiche dell'acciaio

- Le caratteristiche dell'acciaio dipendono principalmente dall'anno di costruzione
  - Produzione industriale
  - Caratteristiche che migliorano nel tempo
  - Esempio: acciai previsti dalla norma del 1957

Barre lisce

Tipo acciaio	f_y [MPa]	f_u [MPa]	All_{10} a rottura
Aq42	230	42÷50	≥ 20 %
Aq50	270	50÷60	≥ 16 %
Aq60	310	60÷70	≥ 14 %

  - Acciaio previsto dalla norma del 2008

Aderenza migliorata

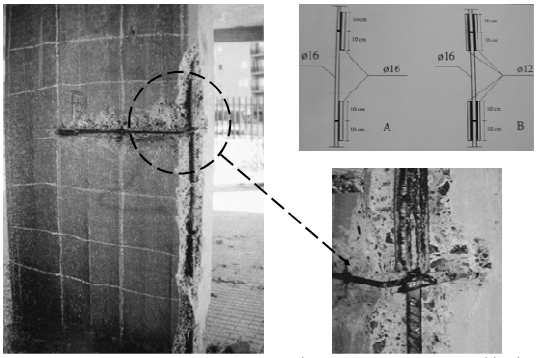
B450C	450	540	≥ 7.5 %

Determinazione delle caratteristiche dell'acciaio

Procedimento:

- Prelievo di barre in situ (in punti in cui non si creano problemi particolari per la struttura)
- Prova di laboratorio a trazione
- Ripristino delle armature in situ

Prelievo e ripristino

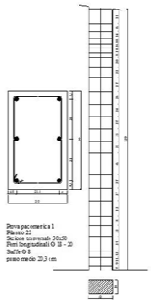


Attenzione: i vecchi acciai spesso non sono saldabili

Dettagli costruttivi

Rilievo delle armature

- Individuazione delle barre mediante pacometro



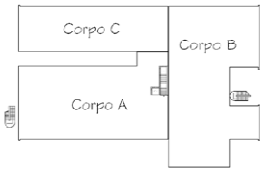
Rilievo delle armature

- Rilievo diretto delle barre

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	--	--	26.8
	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	54		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
resistenza a compressione con prove di pull-out (1)

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
resistenza a compressione con prove di pull-out (2)

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
correlazione tra le prove

Metodo d'indagine				*Carote*	*Sclerometriche*		*Metodo Sonreb*		*Pull-out*	
Piano	Corpo	Pil. n.	Carota	R_c (MPa)	R_c (MPa)	*Rapporto*	R_c (MPa)	*Rapporto*	R_c (MPa)	*Rapporto*
Seminterrato	B	40	C1	15.5	16.6	0.934	17.5	0.886	24.3	0.638
	B	41	C2	15.5	18	0.861	18.4	0.842	24.7	0.628
	A	17	C3	17.4	25.6	0.680	22.8	0.763	27.4	0.635
	A	10	C4	14.4	22.5	0.640	20.8	0.692	24.3	0.593
	A	15	C6	19.9	25.6	0.777	22.9	0.869	34.4	0.578
	A	1	C8	31.6	30.5	1.036	25.8	1.225	30.5	1.036
Piano terra	A	11	C15	28.8	39.3	0.733	30.4	0.947	47.2	0.610
	A	1	C13	20.9	25.6	0.816	22.9	0.913	42.3	0.494
Primo piano	B	46	C17	11.4	12.5	0.912	14.9	0.765	18.7	0.610
C_F (media)						**0.820**		**0.877**		**0.629**

Calcestruzzo
resistenza a compressione corretta (1)

Metodo d'indagine				*Carote*	*Sclerometriche*	*Sonreb*	*Pull-out*
Piano	Corpo	Pilastro n.	Carota	R_c (MPa)	R_c' (MPa)	R_c' (MPa)	R_c' (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	29.1

Calcestruzzo
resistenza a compressione corretta (2)

Metodo d'indagine				*Carote*	*Sclerometriche*	*Sonreb*	*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
resistenza a compressione corretta (3)

Metodo d'indagine				*Carote*	*Sclerometriche*	*Sonreb*	*Pull-out*
Piano	Corpo	Pilastro n.	Carota	R_c (MPa)	R_c' (MPa)	R_c' (MPa)	R_c' (MPa)
	A	16	C14	37.6	37.6	37.6	37.6
	A	2	C16	35.1	35.1	35.1	35.1
Primo piano	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
	A	18	Carota	--	36.7	28.8	29.9
	A	11		--	26.4	23.5	28.4
	A	2		--	23.7	21.7	25.2
	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
Media p.terra e primo	**23.1**	**23.4**	**21.8**	**22.8**
Media totale	**21.7**	**21.9**	**21.2**	**22.2**

Valori medi del modulo elastico E_c (MPa)

Seminterrato	16819
Piano terra	20226
Primo piano	21602
Totale	**19889**

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

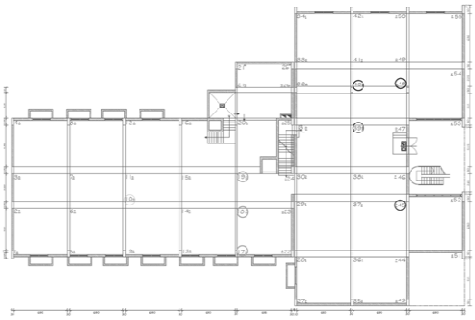
Acciaio

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 rilevo diametro delle barre
- Prelievo di 6 spezzoni di barre, soggette a prova a trazione

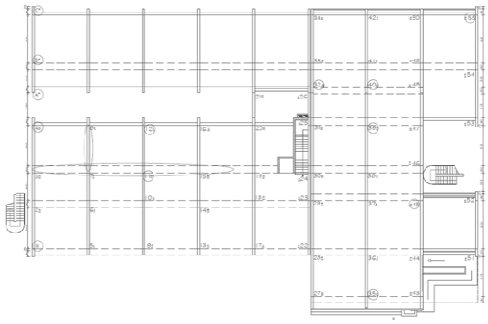
Armature
ubicazione dei sondaggi

- Piano seminterrato



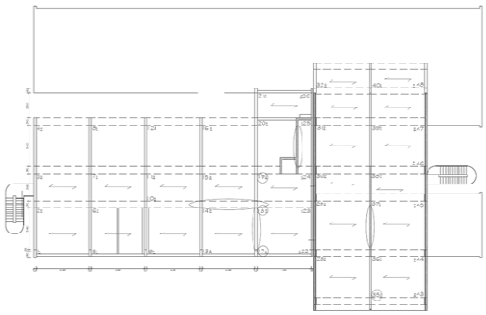
Armature
ubicazione dei sondaggi

- 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 ∅26 spesso sostituite da coppie di ∅16 (area complessiva minore del 25%)
  - Staffe ∅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 ∅8/20 senza tirantini, ma si utilizza FC = 1 (perché su questo c'è certezza)

Corso di aggiornamento

Verifica sismica degli edifici esistenti in c.a.

4 – Esempio, progetto simulato e rilievo

Forlì
29-31 gennaio 2015

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 2014", nonché la cartella "Tesi Matarazzo" in "4-documentazione CT"
  - Il materiale è stato aggiornato per questo corso. Si veda la cartella "Analisi 2014"

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_o	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 m² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio

Conoscenza dell'edificio

Non è stato recuperato il progetto

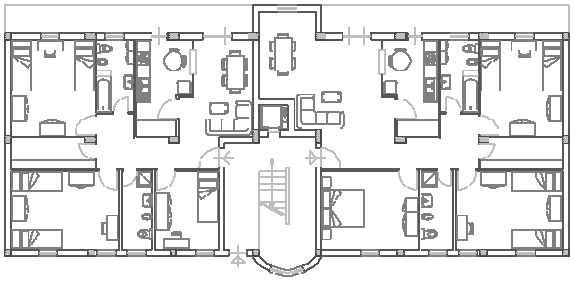
Geometria:
- Si effettua un rilievo completo

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

Materiali:
- Si fanno estese prove in situ

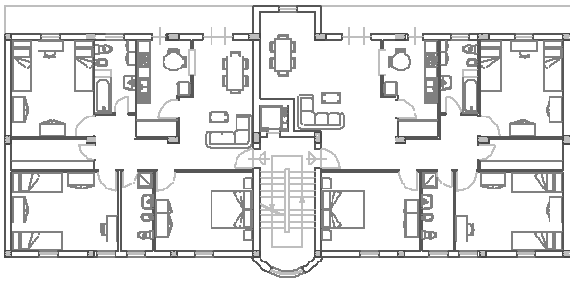
Grado di conoscenza: LC2

Rilievo dell'edificio



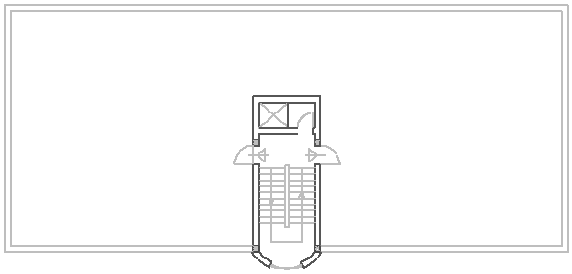
Piano terra

Rilievo dell'edificio



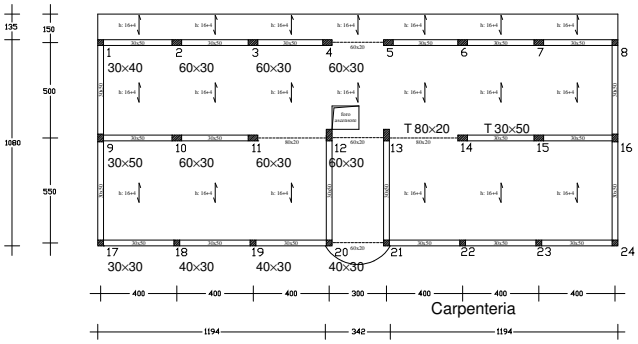
Piano tipo

Rilievo dell'edificio



Copertura

Rilievo dell'edificio



Carichi unitari e materiali

Carichi unitari:

Elemento	g_k	q_k	$g_k + q_k$
Solaio (kN/m²)	5.00	2.00	7.00
Sbalzo (kN/m²)	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 MPa
  $\overline{\sigma}_c = 8.5$ MPa
- Acciaio – FeB38k
  $\overline{\sigma}_s = 215$ MPa

File Edificio 2014.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	
				solaio		sbalzo		trave		tompagno	**somma**	pilastro	TOT
1	ultimo	sism	5	5.6	0	5.2	4.5	3.5	0.0	7.0	**59.4**	6.8	66.1
		max	5	7.0	0	8.0	4.5	3.5	0.0	7.0	**74.8**	6.8	81.5
	altri	sism	5	5.6	0	5.2	4.5	3.5	4.5	7.0	**90.9**	6.8	97.6
		max	5	7.0	0	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 2014.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 2014.xls – foglio Carico pil

Progetto simulato
Pilastri: sezione e armature

	1									
	N piai	N	Ac,nec	b	h	Ac	As,nec	n	fi	As
ultimo	81.5	81.5	126	30	30	900	2.7	4	12	4.5
5	113.0	194.5	300	30	30	900	2.7	4	12	4.5
4	113.0	307.5	474	30	30	900	2.8	4	12	4.5
3	113.0	420.5	648	30	30	900	3.9	4	12	4.5
2	113.0	533.5	823	30	30	900	4.9	4	14	6.2
1	113.0	646.5	997	30	40	1200	6.0	6	14	9.2

$$A_{c,nec} = \frac{N}{(1+n\,\rho)\,0.7\,\overline{\sigma}_c}$$

$n = 15$

$\rho = 0.006$

$A_s = 0.006\ A_{c,nec}$

$A_s = 0.003\ A_c$

	9									
	N piai	N	Ac,nec	b	h	Ac	As,nec	n	fi	As
ultimo	110.0	110.0	170	30	30	900	2.7	4	12	4.5
	150.3	260.3	401	30	30	900	2.7	4	12	4.5
	150.3	410.6	633	30	30	900	3.8	4	12	4.5
	150.3	560.9	865	30	30	900	5.2	4	14	6.2
	150.3	711.2	1097	30	40	1200	6.6	6	14	9.2
	150.3	861.5	1328	30	60	1800	8.0	6	14	9.2

	17									
	N piai	N	Ac,nec	h	h	Ac	As,nec	n	fi	As
ultimo	57.5	57.5	89	30	30	900	2.7	4	12	4.5
	89.0	146.5	226	30	30	900	2.7	4	12	4.5
	89.0	235.5	363	30	30	900	2.7	4	12	4.5
	89.0	324.5	500	30	30	900	3.0	4	12	4.5
	89.0	413.5	638	30	30	900	3.8	4	12	4.5
	89.0	502.5	775	30	30	900	4.6	4	14	6.2

File Edificio 2014.xls – foglio Pilastri

Progetto simulato
Pilastri: sezione e armature

piano	pilastro 1				pilastro 9				pilastro 17			
	progetto		rilievo		progetto		rilievo		progetto		rilievo	
	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s
6	30x30	4Ø12			30x30	4Ø12			30x30	4Ø12		
5	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			30x30	4Ø14		

piano	pilastri 2, 3, 4				pilastri 10, 11, 12				pilastri 18, 19, 20			
	progetto		rilievo		progetto		rilievo		progetto		rilievo	
	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s
6	30x30	4Ø12			30x30	4Ø12			30x30	4Ø12		
5	30x30	4Ø12			30x30	4Ø12			30x30	4Ø12		
4	30x30	4Ø14			30x30	4Ø14			30x30	4Ø12		
3	40x30	6Ø14			40x30	6Ø14			30x30	4Ø12		
2	50x30	6Ø14			50x30	6Ø14			30x30	4Ø14		
1	60x30	6Ø14			60x30	6Ø14			40x30	6Ø14		

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

File Edificio 2014.xls – foglio Pilastri

Progetto simulato
Carico sulle travi

Valutato per area (larghezza) di influenza

		sism		5.6		5.2		3.5		7.0	
		max		7.0		8.0		3.5		7.0	
Trave				solaio		sbalzo		trave		tompagno	TOT
1...4	ultimo	sism	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	sism	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	sism	5.6	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	sism	5.6	5.6	0	5.2	1.0	3.5	0.0	7.0	34.3
		max	5.6	7.0	0	8.0	1.0	3.5	0.0	7.0	42.0
17...20	ultimo	sism	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	sism	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	sism	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	sism	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 2014.xls – foglio Carichi tra imp

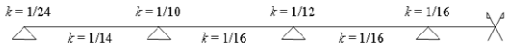
Progetto simulato
Travi

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 2014.xls – foglio Carichi tra imp

Progetto simulato
Travi: momenti flettenti e armature

			luce		4.00		4.00		4.00		
				1		2		3		4	
Trave				M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	
1...4	ultimo	sism	25.3	16.9	28.3	40.5	25.3	33.7	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	36.8	51.7	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 $A_s = \frac{M}{0.9\ d\,\overline{\sigma}_s}$

File Edificio 2014.xls – foglio Travi

Progetto simulato
Travi

Armatura

Trave	Piano		I (M-)	(M+)	II (M-)	(M+)	III (M-)	(M+)	IV (M-)
1-2-3-4	6	M	−22.0	+37.7	−52.8	+33.0	−44.0	+33.0	−33.0
		sup	2Ø14		4Ø14		4Ø14		3Ø14
		inf	2Ø14	3Ø14	2Ø14	3Ø14	2Ø14	3Ø14	2Ø14
	1-5	M	−26.7	+45.7	−64.0	+40.0	−53.3	+40.0	−40.0
		sup	2Ø14		5Ø14		4Ø14		3Ø14
		inf	2Ø14	4Ø14	2Ø14	3Ø14	2Ø14	3Ø14	2Ø14
9-10-11-12	6	M	−28.0	+48.0	−67.2	+42.0	−56.0	+42.0	−42.0
		sup	2Ø14		3Ø14		7Ø18		6Ø18
		inf	2Ø14	4Ø14	2Ø14	4Ø14	2Ø18	6Ø18	2Ø18
	1-5	M	28.0	+48.0	67.2	+42.0	56.0	+42.0	42.0
		sup	2Ø14		5Ø14		7Ø18		6Ø18
		inf	2Ø14	4Ø14	2Ø14	4Ø14	2Ø18	6Ø18	2Ø18

File Edificio 2014.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		rilievo		progetto		rilievo		progetto		rilievo	
	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s
6	30×30	4Ø12			30×30	4Ø12	30×30	4Ø12	30×30	4Ø12		
5	30×30	4Ø12			30×30	4Ø12	30×30	4Ø12	30×30	4Ø12		
4	30×30	4Ø12			30×30	4Ø12			30×30	4Ø12		
3	30×30	4Ø12			30×30	4Ø14			30×30	4Ø12		
2	30×30	4Ø14			30×40	6Ø14			30×30	4Ø12		
1	30×40	6Ø14			30×50	6Ø14	30×50	6Ø14	30×30	4Ø14	40×30	6Ø14

piano	pilastri 2, 3, 4				pilastri 10, 11, 12				pilastri 18, 19, 20			
	progetto		rilievo		progetto		rilievo		progetto		rilievo	
	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s	sezione	A_s
6	30×30	4Ø12			30×30	4Ø12	30×30	4Ø12	30×30	4Ø12		
5	30×30	4Ø12			30×30	4Ø12	30×30	4Ø14	30×30	4Ø12		
4	30×30	4Ø14	30×30	4Ø14	30×30	4Ø14	30×30	4Ø14	30×30	4Ø12		
3	40×30	6Ø14	40×30	6Ø14	40×30	6Ø14	40×30	6Ø14	30×30	4Ø12		
2	50×30	6Ø14	50×30	6Ø14	50×30	6Ø14	50×30	6Ø14	30×30	4Ø14		
1	60×30	6Ø14			60×30	6Ø14	60×30	6Ø14	40×30	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 MPa
  (molto minore di quanto corrisponde a R_{ck} = 25 MPa)

Acciaio:

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

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

Corso di aggiornamento

Verifica sismica degli edifici esistenti in c.a.

5 – Aspetti generali (accelerazione sismica)

Forlì
29-31 gennaio 2015

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)

… Ma la valutazione è fortemente condizionata dalle incertezze sui dati e dai modelli utilizzati

NTC 08, punto 8.3

Valutazione "Affidabilistica"
contro valutazione deterministica

- Le istruzioni CNR 212/2013 sottolineano l'influenza delle numerose fonti di incertezza che si hanno nella valutazione
- Cambiando un poco i parametri o i modelli di calcolo utilizzati si possono ottenere risultati completamente diversi
- Le istruzioni CNR 212/2013 propongono un procedimento per ottenere curve di fragilità, che esprimono la probabilità di avere un certo danno in funzione dell'accelerazione sismica

Quale valutazione?
Deterministica o affidabilistica?

- L'idea di valutare esplicitamente la probabilità di danno è affascinante, ma porta a procedimenti ancora più complessi, che rischiano di far perdere il senso di quello che si fa
- Personalmente preferisco un procedimento deterministico, condito da progressive riflessioni sull'influenza delle incertezze sui risultati che man mano ottengo

Valutazione della vulnerabilità
Ulteriori considerazioni

Quali stati limite considerare?

- 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	SLV
Estremamente raro	5% in V_R anni	975 anni	SLC

* Per V_R = 50 anni

NTC 08, punto 3.2.1

Valutazione della vulnerabilità
Ulteriori considerazioni

Quali stati limite considerare?
- Occorre fare riferimento solo allo stato limite ultimo (SLV oppure SLC)

Quale sicurezza richiedere?
- Una struttura costruita molti anni fa ha (probabilmente) davanti a se meno anni rispetto ad una struttura di nuova costruzione
- In molti casi (post-terremoto) si ritiene accettabile una sicurezza minore per le strutture "vecchie"

Vita di riferimento
e livelli di intensità sismica

- La bozza 2013 delle NTC riduceva la vita nominale per le costruzioni esistenti (30 anni anziché 50) e quindi (di circa il 20%) 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	SLV
Estremamente raro	5% in V_R anni	585 anni	SLC

* Per V_R = 30 anni

Bozza NTC 13, punto 2.4.1

Valutazione della vulnerabilità
Ulteriori considerazioni

- La nuova versione, approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nel novembre 2014 abbandona questa distinzione
- Viene definito un coefficiente ζ_E definito come "il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione"
- Non ci sono "sconti" per gli edifici esistenti, ma niente vieta che nel futuro in casi specifici si ammetta un valore di ζ_E inferiore all'unità

Corso di aggiornamento

Verifica sismica degli edifici esistenti in c.a.

6 – Valutazione qualitativa delle possibili debolezze della struttura

Forlì
29-31 gennaio 2015

Aurelio Ghersi

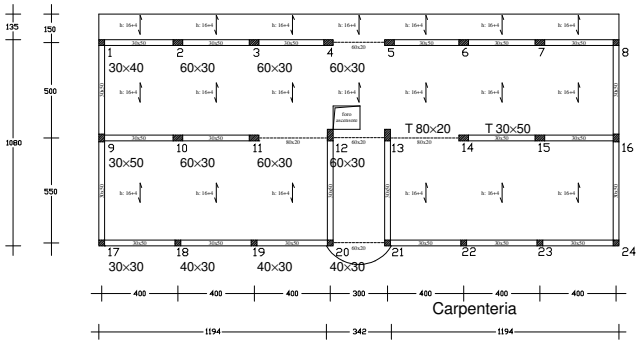
Esame visivo della struttura

- individuazione degli elementi principali
  - analisi della loro distribuzione in pianta
  - giudizio sul comportamento nelle due direzioni e sul comportamento rotazionale
  - analisi della loro distribuzione in altezza

Esame visivo della struttura

- individuazione di possibili debolezze o irregolarità
  - la struttura ha uguale rigidezza e resistenza nelle due direzioni?
  - i pilastri sono più o meno resistenti delle travi?
  - la distribuzione degli elementi strutturali garantisce una buona regolarità in pianta e in altezza?
  - l'impalcato è compatto e rigido oppure no?
  - gli elementi non strutturali (tamponature, ecc.) sono di aiuto o irrilevanti, oppure danno problemi?
  - la tipologia della scala crea concentrazione di rigidezza o irregolarità planimetrica?

1. Esempio emblematico
non corrispondente a un caso reale



Valutazione qualitativa

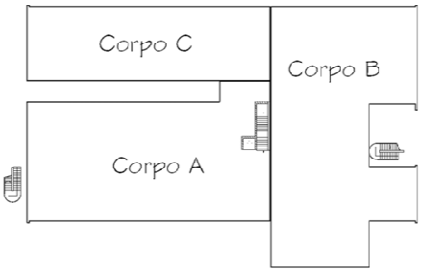
Contro:

- la direzione y è molto debole, perché vi sono solo i telai perimetrali e (parzialmente) quelli della scala
- le tamponature possono dare un aiuto ma possono anche portare a concentrazione di sollecitazioni, specie in direzione y
- le abitudini costruttive dell'epoca hanno portato a pilastri deboli rispetto alle travi
- le abitudini costruttive dell'epoca spesso non curavano la staffatura dei pilastri, favorendone il collasso fragile

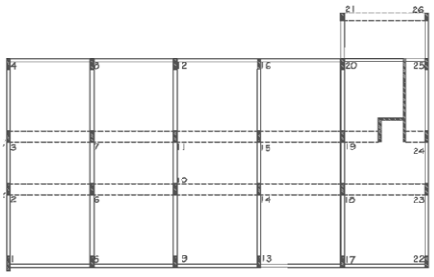
2. Altro esempio (reale)

- Scuola ad Augusta (edificio con un piano interrato e due piani in elevazione)
  - realizzato negli anni '80, quando Augusta era già classificata in zona sismica
  - nel 2009, in occasione di interventi di manutenzione, si è riscontrata una caratteristica del calcestruzzo nettamente inferiore a quanto aspettato
  - ci si è affidati al DICA (Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università di Catania) per valutarne la effettiva vulnerabilità

Planimetria generale



Carpenteria
corpo A – primo piano fuori terra



Valutazione qualitativa

Pro:
- progetto antisismico, anche se datato
- (sulla carta) buona armatura longitudinale e staffe nei pilastri

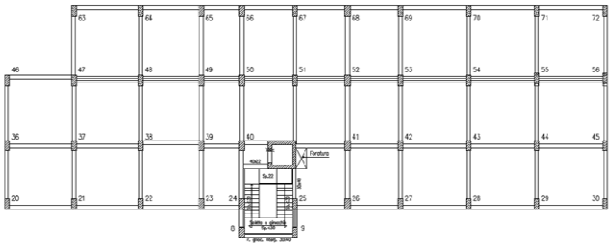
Contro:
- concezione non idonea, perché presenta forte differenza di rigidezza nelle due direzioni
- presenza di pareti anche dissimmetriche, sicuramente non prese in considerazione nel calcolo

3. Altro esempio (reale)

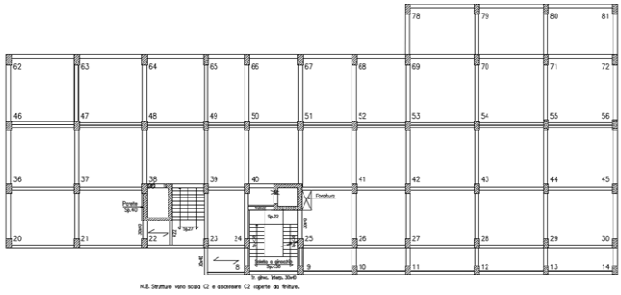
- Edificio a sei impalcati, progettato secondo le NTC08
  - realizzato nel periodo aprile 2010 / marzo 2011
  - nel 2013 è stato oggetto di un intervento di variante consistente nell'ampliamento dell'impalcato al quarto
  - rilevate difformità tra progetto ed esecuzione
  - necessità di valutarne la effettiva vulnerabilità

Esempio (reale)
impalcato 5

- I pilastri, rettangolari, sono orientati tutti nella stessa direzione

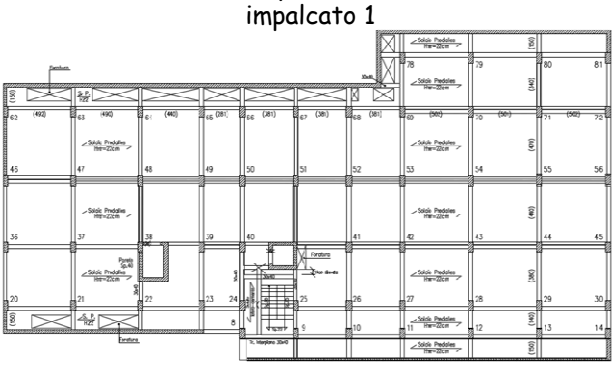


Esempio (reale)
impalcato 3



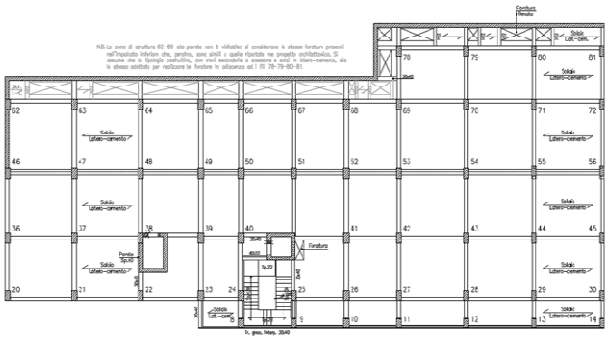
- Scale e vani ascensore costituiscono un irrigidimento non centrato, non ben valutato nel calcolo

Esempio (reale)
impalcato 1



- Al primo piano sono presenti pareti su due lati

Esempio (reale)
impalcato 2



- Al secondo piano è presente una parete su un solo lato

Valutazione qualitativa

Pro:

- i particolari costruttivi garantiscono tutte le gerarchie richieste e quindi un comportamento duttile ed un collasso globale

Contro:

- le pareti, i nuclei ascensore e le scale, dissimmetrici, creano forti problemi rotazionale e fanno classificare la struttura come torsionalmente deformabile

Corso di aggiornamento

Verifica sismica degli edifici esistenti in c.a.

7 – Analisi lineare: valutazione di massima o dettagliata delle caratteristiche di sollecitazione

Forlì
29-31 gennaio 2015

Aurelio Ghersi

Valutazione preliminare
delle caratteristiche di sollecitazione
con procedimenti semplificati

Perché?

- Valutazione delle caratteristiche di sollecitazione con procedimenti semplificati
  - Determinando l'ordine di grandezza delle sollecitazioni è possibile individuare quali possono essere i problemi principali
  - Può consentire di esprimere rapidamente un primo giudizio, anche se approssimato
  - 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

In cosa consiste?

1. Stimare la rigidezza dei pilastri
   - Usare formule semplificate (linee guida della Basilicata, suggerimenti di A. Ghersi)
2. Determinare le forze sulla struttura con analisi statica
   - Fare il calcolo a meno del periodo T, non noto
3. Determinare il periodo proprio T della struttura (formula di Rayleigh) e le forze conseguenti
4. Ripartire il taglio tra i pilastri in proporzione alle rigidezze
5. Stimare i momenti flettenti

E poi?

I risultati ottenuti vengono usati, come per quelli ottenuti da analisi più precise, per:

- determinare il moltiplicatore del sisma che porta al limite di resistenza a taglio
- determinare il moltiplicatore del sisma che porta al limite di resistenza a flessione

Nota:
- Contemporaneamente, anzi preliminarmente, determinare in funzione della resistenza a flessione e a taglio se è c'è o no possibilità di rotture a taglio dei pilastri

1. Rigidezze dei pilastri
Linee guida della Basilicata

- Valutare le rigidezze dei pilastri

$$k_i = c\,\frac{E\,I}{h^3}$$

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

$$k_r = \frac{\frac{12\,E\sum I_p}{h_r^3}}{1+\frac{l_{media}}{h_r}\frac{\sum I_p}{\sum I_t}}$$

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

Al primo piano

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, con formule per analisi statica (a meno di T)

$$F_k = 0.85\,W_k\,z_k\frac{\sum_i W_i}{\sum_i W_i\,z_i}S_e(T_1)$$ con $S_e(T_1)=1$

- Calcolare tagli di piano e spostamenti relativi

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

- 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

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{n} m_j\,u_j^2}{\sum_{j=1}^{n} F_j\,u_j}}$$

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)

$$M_p = V_p\frac{h}{2} \qquad M_t = \frac{M_{p,sup}+M_{p,inf}}{2}$$

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

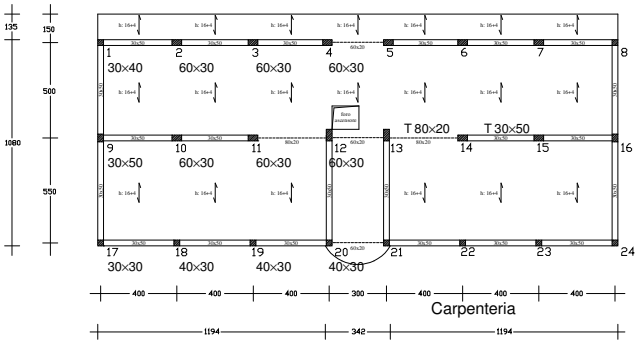
Esempio

Procedimento

Si procede come per nuovi edifici:

- Determinazione delle masse di piano, con $g_k + \psi_2 q_k$
- Definizione dello spettro di risposta elastico per SLV
  nell'esempio: periodo di ritorno 475 anni, suolo B
- Valutazione delle caratteristiche di sollecitazione con analisi statica (q =1)

Rilievo dell'edificio



1. Rigidezze dei pilastri

- Seguendo le linee guida della Basilicata

$$k_i = c\,\frac{E\,I}{h^3}$$

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 cm	h cm	E I / h3 kN/mm	c	k	n	k	
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	0.970	3	2.94	5	14.68	
									71.04	

vedi file Excel "Analisi semplificata Bas"

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

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

			m²	solaio	m²	sbalzo	m	trave	m	tompagno	somma	pilastro	TOT	a m²
Impalcat	ultimo	piano	391.5	5.6	40.5	5.2	113.0	3.5	60.0	7.0	2605	81.0	2686.0	7.98
												massa	2636	
	altri	piano	203.5	5.6	40.5	5.2	113.0	3.5	60.0	7.0	2017	200.7	3017.4	9.31
												massa	307.6	

Impalcato	Peso	Peso a m²
6	2586.2 kN	7.98 kN/m²
altri	3017.4 kN	9.31 kN/m²

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)

$$F_k = 0.85\, W_k\, z_k \frac{\sum_i W_i}{\sum_i W_i\, z_i} S_e(T_1) \qquad \text{con } S_e(T_1)=1$$

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

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

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

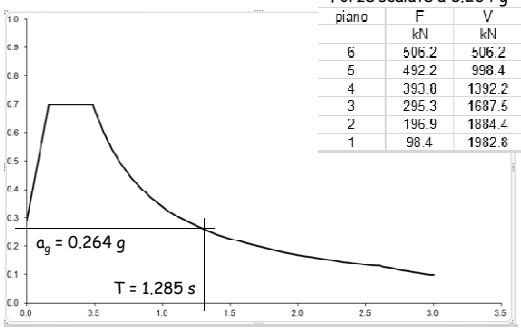
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{n} m_j u_j^2}{\sum_{j=1}^{n} F_j u_j}}$$

Si ottiene T = 1.285 s

piano	m	F	u	m u2	F u
	t	kN	mm		
6	131.81	1917.7	580.30	44389	1112817
5	153.79	1854.5	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:



Forze scalate a 0.264 g

piano	F	V
	kN	kN
6	506.2	506.2
5	492.2	998.4
4	393.0	1392.2
3	295.3	1687.5
2	196.9	1884.4
1	98.4	1982.8

4. Ripartire il taglio
e poi verificare i pilastri a taglio

- Ripartire il taglio di piano in base alla rigidezza

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

- Si ottiene ad esempio $V_{i2} = 1884.4 \times \frac{24.46}{71.04} = 648.9$ 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		

5. Valutare il momento flettente
e poi verificare travi e pilastri a flessione

- 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 sono mostrati più avanti, ottenuti partendo dall'analisi modale

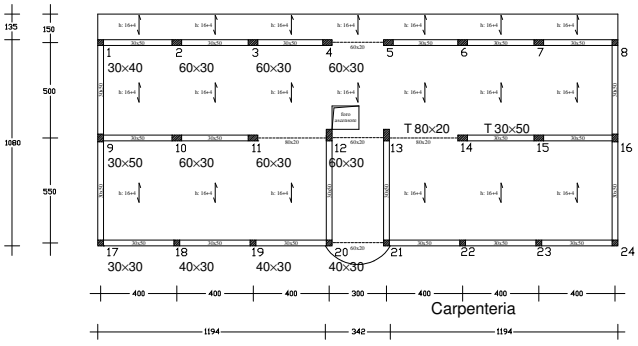
Determinazione più precisa
delle caratteristiche di sollecitazione

Analisi modale (con q = 1)

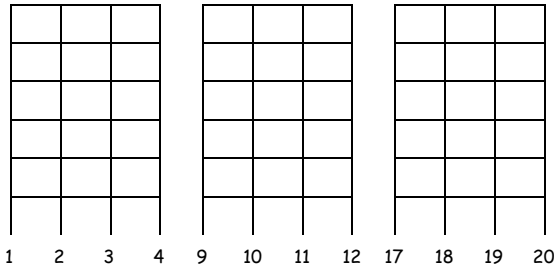
Si procede come per nuovi edifici:

- Determinazione delle masse di piano, con $g_k + \psi_2\, q_k$
- Definizione dello spettro di risposta elastico per SLV
  nell'esempio: periodo di ritorno 475 anni, suolo B
- Effettuazione dell'analisi modale con spettro elastico (q =1)

Edificio in esame

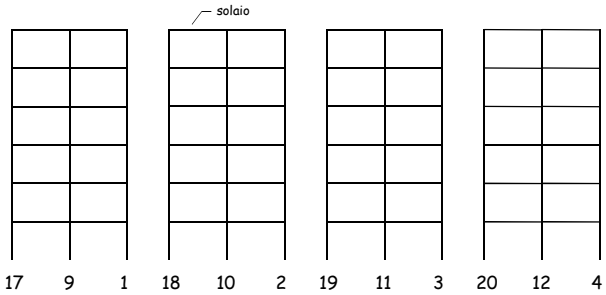


Schema geometrico
treno di telai – direzione x



Periodo: T = 1.06 s

Schema geometrico
treno di telai – direzione y



Periodo: T = 1.68 s

Pilastri
Sforzo normale in condizioni sismiche

	1										con sisma	
	N pia	N	Ac nec	b	h	Ac	As,rec	n	ϕ	As	N pia	N
ultimo	81.5	81.5	126	30	30	900	2.7	4	12	4.5	66.1	66.1
5	113.0	194.5	300	30	30	900	2.7	4	12	4.5	97.6	163.7
4	113.0	307.5	474	30	30	900	2.8	4	12	4.5	97.6	261.3
3	113.0	420.5	648	30	30	900	3.9	4	12	4.5	97.6	358.9
2	113.0	533.5	823	30	30	900	4.9	4	14	6.2	97.6	456.5
1	113.0	646.5	997	30	40	1200	6.0	6	14	9.2	96.9	556.4

	9			
	N pia	N	N pia	N
ultimo	110.0	110.0	94.6	94.6
	150.3	260.3	133.1	227.7
	150.3	410.6	133.1	360.8
	150.3	560.9	133.1	493.9
	150.3	711.2	136.4	629.3
	150.3	861.5	137.6	766.9

	17			
	N pia	N	N pia	N
ultimo	57.5	57.5	50.5	50.5
	89.0	146.5	82.0	132.5
	89.0	236.5	82.0	214.5
	89.0	324.5	82.0	296.5
	89.0	413.5	82.0	378.5
	89.0	502.5	82.0	460.5

638	30	30	900	3.8	4	12	4.5			
775	30	30	900	4.6	4	14	6.2			

Dallo schema con carichi verticali ridotti o dallo stesso foglio di calcolo usato per il progetto simulato si ottiene lo sforzo normale da carichi verticali in presenza di sisma, conformemente alle NTC 08

vedi file Excel "Edificio 2014" – foglio Pilastri

Travi

Momenti flettenti da q in condizioni sismiche

			luce		4.00		4.00		4.00	
				1		2		3		4
Trave				M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-
1...4	ultimo	sism	26.9	16.9	28.9	40.6	26.9	29.7	26.9	26.9
		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	36.3	51.7	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
							0	14	0	14
							3	2	3	2
							14	14	14	14

Dallo stesso foglio di calcolo usato per il progetto simulato o dallo schema con carichi verticali ridotti si ottiene il momento flettente da carichi verticali in presenza di sisma

Travi

Momenti flettenti da q in condizioni sismiche

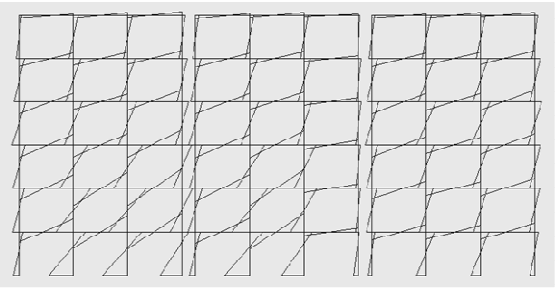
trave	piano	Msin (kNm)	Mdes (kNm)	Vsin (kN)	Vdes (kN)
17 - 9	6	-11.01	-11.21	17.29	-17.36
17 - 9	5	-24.07	-30.59	35.39	-27.76
17 - 9	4	-23.67	-31.58	35.14	-38.01
17 - 9	3	-23.00	-32.01	34.77	-38.38
17 - 9	2	-22.37	-34.82	34.31	-38.94
17 - 9	1	-18.87	-37.61	33.17	-39.98
9 - 1	6	-10.54	-8.43	16.17	-15.33
9 - 1	5	-28.34	-18.60	35.18	-31.32
9 - 1	4	-28.98	-18.55	35.33	-31.17
9 - 1	3	-31.32	-16.65	36.18	-30.32
9 - 1	2	-34.44	-13.99	37.34	-29.16
9 - 1	1	-35.38	-14.98	37.33	-29.17
18 - 10	6	-13.15	-14.31	15.19	-15.51
18 - 10	5	-14.06	-13.99	15.41	-15.39
18 - 10	4	-13.76	-14.14	15.33	-15.47
18 - 10	3	-13.84	-14.13	15.35	-15.45
					-15.43
					-15.47
					-13.53
					-13.94
					-13.86
					-13.95
					-13.94
					-13.93

Dallo stesso foglio di calcolo usato per il progetto simulato o dallo schema con carichi verticali ridotti si ottiene il momento flettente da carichi verticali in presenza di sisma

File "Edificio 2014" - foglio CarV y

Sisma in direzione x

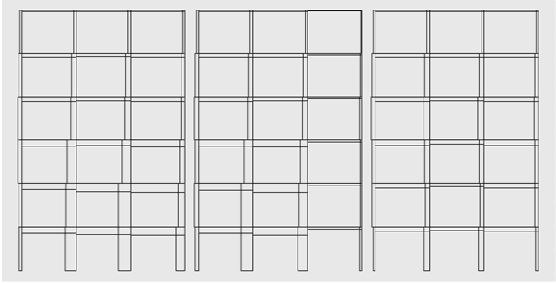
diagramma del momento flettente



1 2 3 4 9 10 11 12 17 18 19 20

Sisma in direzione x

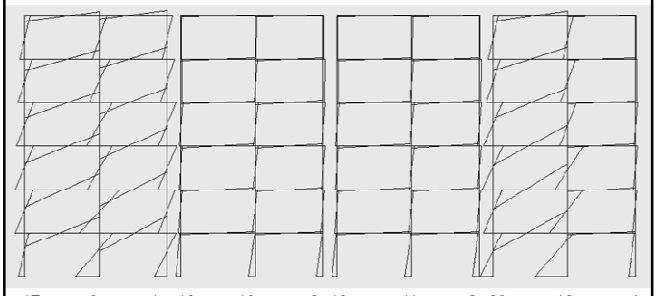
diagramma del taglio



1 2 3 4 9 10 11 12 17 18 19 20

Sisma in direzione y

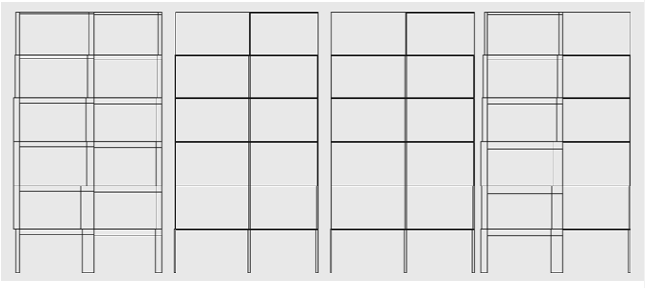
diagramma del momento flettente



17 9 1 18 10 2 19 11 3 20 12 4

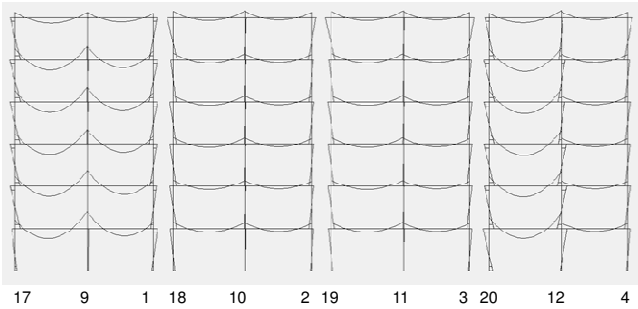
Sisma in direzione y

diagramma del taglio



17 9 1 18 10 2 19 11 3 20 12 4

Telai in direzione y, carichi verticali
diagramma del momento flettente



Risultati, con a_g = 0.25 g
pilastri, direzione x

pilastro	piano	momento sup (kNm)	momento inf (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq
		analisi modale	q=1, ag/g=	0.250		
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	56.1
1	5	154.46	-142.43	93.02	129.85	163.7
1	4	200.86	-203.44	126.30	268.28	261.3
1	3	173.36	-184.94	111.53	430.67	358.9
1	2	166.28	-175.33	106.74	601.43	456.5
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.84	556.4
2	6	130.59	-122.78	79.17	13.39	108.0
2	5	215.70	-211.50	133.49	18.65	244.0
2	4	263.48	-252.55	161.24	-30.26	380.0
2	3	426.34	-393.12	255.99	-32.53	518.2
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	133.52	-18.88	244.0
3	4	265.58	-256.94	163.27	33.88	380.0
3	3	446.64	-417.48	269.57	58.91	518.2
3	2	555.63	-662.64	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	-146.75	94.08	-122.30	244.0
4	4	193.03	-183.43	117.55	-271.21	380.0
4	3	290.40	-263.24	169.56	-459.32	518.2
4	2	318.81	-346.82	207.65	-706.38	658.7
4	1	290.06	-640.42	262.41	-948.23	801.4

File "Edificio 2014" – foglio Risultati X

Risultati, con a_g = 0.25 g
travi, direzione x

trave	piano	Msin (kNm)	Mdes (kNm)	Vsin (kN)	Vdes (kN)
		analisi modale	q=1, ag/g=	0.250	
1 - 2	6	89.92	-48.49	-34.46	-34.46
1 - 2	6	226.17	-169.29	-96.36	-96.36
1 - 2	4	335.62	-240.26	-143.97	-143.97
1 - 2	3	369.28	-326.74	-173.99	-173.99
1 - 2	2	348.80	-405.94	-188.68	-188.68
1 - 2	1	380.17	-369.06	-172.51	-172.51
2 - 3	6	84.75	-83.27	-42.01	-42.01
2 - 3	5	175.89	-174.33	-87.56	-87.56
2 - 3	4	227.56	-227.65	-113.80	-113.80
2 - 3	3	342.74	-334.29	-169.26	-169.26
2 - 3	2	492.06	-477.05	-242.28	-242.28
2 - 3	1	487.99	-476.95	-241.23	-241.23
3 - 4	6	50.98	-91.61	-35.52	-35.52
3 - 4	5	162.99	-229.90	-98.21	-98.21
3 - 4	4	242.87	-332.04	-143.68	-143.68
3 - 4	3	359.81	-453.70	-203.38	-203.38
3 - 4	2	496.53	-571.48	-267.00	-267.00
3 - 4	1	494.81	-543.93	-259.68	-259.68
9 - 10	6	93.13	-60.47	-38.40	-38.40
9 - 10	6	230.69	166.89	99.14	99.14
9 - 10	4	339.26	-242.74	-145.50	-145.50
9 - 10	3	369.79	-325.42	-173.79	-173.79
9 - 10	2	379.77	-418.37	-199.64	-199.64
9 - 10	1	347.07	-409.28	-189.09	-189.09

File "Edificio 2014" – foglio Risultati X

Risultati, con a_g = 0.25 g
pilastri, direzione y

pilastro	piano	momento sup (kNm)	momento inf (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq
		analisi modale	q=1, ag/g=	0.250		
17	6	156.99	-132.89	90.49	48.94	50.5
17	5	211.16	-196.79	127.28	164.16	132.5
17	4	254.49	-245.74	156.11	287.25	214.5
17	3	264.22	-272.25	167.51	429.78	296.5
17	2	251.57	-277.50	165.28	585.98	378.5
17	1	130.06	-175.29	95.64	723.57	460.5
9	6	219.80	-207.93	133.66	4.47	34.6
9	5	308.88	-303.35	191.30	16.90	227.7
9	4	379.28	-378.55	236.81	33.84	360.8
9	3	376.25	-354.09	228.10	50.34	493.9
9	2	621.90	-598.25	381.22	75.00	629.3
9	1	414.39	-715.27	352.75	121.43	766.9
1	6	157.89	-135.63	91.64	-53.11	56.1
1	5	216.03	-202.52	130.64	-170.33	163.7
1	4	261.74	-253.55	160.85	-321.00	261.3
1	3	274.86	-284.94	174.82	-463.10	358.9
1	2	250.51	-260.23	159.53	-660.38	456.5
1	1	255.10	-387.99	206.92	-844.34	556.4
18	6	23.80	28.21	-10.79	8.46	76.8
18	6	62.87	37.19	22.49	20.93	181.6
18	4	54.07	-45.07	25.73	36.95	286.4
18	3	48.93	-15.90	25.31	54.12	391.2
18	2	33.89	-58.04	26.64	70.33	496.0
18	1	-22.91	-136.43	39.65	82.46	600.8

File "Edificio 2014" – foglio Risultati Y

Risultati, con a_g = 0.25 g
travi, direzione y

trave	piano	Msin (kNm)	Mdes (kNm)	Vsin (kN)	Vdes (kN)
		analisi modale	q=1, ag/g=	0.250	
17 - 9	6	156.99	-112.20	-48.94	-48.94
17 - 9	5	332.30	-251.28	-106.10	-106.10
17 - 9	4	436.09	-329.30	-139.16	-139.16
17 - 9	3	493.94	-363.66	-155.93	-155.93
17 - 9	2	514.48	-469.98	-178.98	-178.98
17 - 9	1	490.07	-461.99	-157.03	-157.03
9 - 1	6	187.68	-157.89	-53.11	-53.11
9 - 1	5	254.60	-339.59	-118.84	-118.84
9 - 1	4	338.33	-449.04	-157.47	-157.47
9 - 1	3	377.47	-512.23	-177.94	-177.94
9 - 1	2	483.01	-526.82	-203.95	-203.95
9 - 1	1	539.08	-511.51	-210.12	-210.12
18 - 10	6	23.80	-22.71	-8.46	-8.46
18 - 10	5	35.99	-34.53	-12.66	-12.66
18 - 10	4	47.19	-40.11	-16.96	-16.96
18 - 10	3	53.88	-52.27	-19.15	-19.15
18 - 10	2	52.14	-51.68	-18.88	-18.88
18 - 10	1	39.73	-39.59	-14.42	-14.42
10 - 2	6	24.80	-25.90	-10.14	-10.14
10 - 2	5	37.86	-38.47	-14.25	-14.25
10 - 2	4	50.53	-51.60	-20.43	-20.43
10 - 2	3	57.57	-58.56	-23.23	-23.23
10 - 2	2	57.06	-57.78	-22.97	-22.97
10 - 2	1	43.90	-44.42	-17.66	-17.66

File "Edificio 2014" – foglio Risultati Y

Risultati, con a_g = 0.25 g
spostamenti orizzontali

direzione x

traverso	spostamento assoluto (mm)	spostamento relativo (mm)
6	119.282	14.156
5	107.605	23.596
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	186.828	24.020
5	160.573	34.794
4	139.495	42.222
3	100.923	43.966
2	58.236	38.905
1	19.508	19.508

File "Edificio 2014" – fogli Risultati X e Risultati Y

Corso di aggiornamento

Verifica sismica degli edifici esistenti in c.a.

8 – Analisi lineare: verifica di resistenza - taglio

Forlì
29-31 gennaio 2015

Aurelio Ghersi

Analisi lineare

Utilizzo dei risultati per verifica a taglio

Una volta determinate le sollecitazioni:

- esaminare i risultati per individuare rotture fragili
  - Determinare la resistenza a taglio delle sezioni (in particolare, dei pilastri).
    La normativa fornisce indicazioni su quali valori utilizzare per la resistenza dei materiali nel fare le verifiche

Verificare i pilastri a taglio

- 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 "duttile" 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** *esaustive* verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con *estese* prove in situ **oppure** *esaustive* 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 MPa
- Per l'acciaio f_{ym} = 420 MPa

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

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

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

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

Valori incrementati, da usare quando necessario:

- Per il calcestruzzo f_{cm}xFC = 22.8 MPa (x0.85 ove necessario)
- Per l'acciaio f_{ym}xFC = 504 MPa

Resistenza 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

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}}\left[\frac{h}{2L_V}\,x\,\min\left(N;\,0{,}55A_c f_c\right)+\left(1-0{,}05\min\left(5;\,\mu_\Delta^{pl}\right)\right)\cdot\right.$$

$$\left.\cdot\ 0{,}16\max\left(0{,}5;\,100\rho_{sx}\right)\left(1-0{,}16\min\left(5;\,\frac{L_V}{h}\right)\right)\sqrt{f_c}\,A_c+V_w\right]$$

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

Verifica a taglio

Formule utilizzate (secondo NTC 08, punto 4.1.2.1.3.2):

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

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

con

$f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ $\qquad 1 \le \operatorname{ctg}\theta \le 2,5$

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

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	Nq	b	h	n tot	n	fi	As	staffe fi	passo	Ast/m cm2/m
1	6	66.1	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83
1	5	163.7	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83
1	4	261.3	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83
1	3	358.9	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83
1	2	456.5	30	30	4	2	14	3.08	6	20	2.83
1	1	556.4	40	30	6	3	14	4.62	6	20	2.83

VRd kN	VRd,s kN cot teta=2.5	VRd,c kN	VRd,max kN
50.34	50.34	25.02	117.48
50.34	50.34	26.29	130.61
50.34	50.34	27.56	126.74
50.34	50.34	28.83	135.74
50.34	50.34	32.71	118.01
50.34	50.34	44.37	174.92

Sezione 30×30 staffe Ø6/20

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

$$= 0.9 \times 26 \times \frac{0.566}{20} \times 304 \times 2.5 \times 10^{-1} = 50.34 \text{ kN}$$

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

$$= 0.9 \times 30 \times 26 \times 1.25 \times \frac{8.97}{2} \times \frac{2.5}{1+2.5^2} \times 10^{-1} = 135.74 \text{ kN}$$

File "Edificio 2014" – foglio Resistenze Pil x

Esempio

risultati dell'analisi modale, pilastri direzione x

pilastro	piano	Nq	b	h	n tot	n	fi	As	staffe fi	passo	Ast/m cm2/m
1	6	66.1	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83
1	5	163.7	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83
1	4	261.3	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83
1	3	358.9	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83
1	2	456.5	30	30	4	2	14	3.08	6	20	2.83
1	1	556.4	40	30	6	3	14	4.62	6	20	2.83

VRd kN	VRd,s kN cot teta=2.5	VRd,c kN	VRd,max kN
50.34	50.34	25.02	117.48
50.34	50.34	26.29	130.61
50.34	50.34	27.56	126.74
50.34	50.34	28.83	135.74
50.34	50.34	32.71	118.01
50.34	50.34	44.37	174.92

Sezione 30×30 staffe Ø6/20

$$V_{Rd} = \mathrm{MIN}(V_{Rd,s}\,,\, V_{Rd,max}) = 50.34 \text{ kN}$$

Nota:

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

File "Edificio 2014" – foglio Resistenze Pil x

Utilizzo dei risultati

Una volta determinate le sollecitazioni:

- esaminare i risultati per individuare rotture fragili
  - Determinare la resistenza a taglio delle sezioni (in particolare, dei pilastri).
    La normativa fornisce indicazioni su quali valori utilizzare per la resistenza dei materiali nel fare le verifiche
  - 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, $V \le (M_{R,sup}+M_{R,inf})/h$
- 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

Nota: una maggior resistenza a flessione consente di raggiungere valori più alti del taglio (e maggior rischio di rottura a taglio). Per questo occorre determinare M_R maggiorando la resistenza

Momento resistente e massimo taglio

direzione x

Con resistenze maggiorate

pilastro	piano	Nq	b	h	n tot	n	fi	As	staffe fi	passo	Ast/m cm2/m	max MRd(Nq) kNm	max VRd kN (h net=2.70)
1	6	66.1	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	38.53	28.54
1	5	163.7	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	49.12	36.39
1	4	261.3	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	58.57	43.39
1	3	358.9	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	66.84	49.51
1	2	456.5	30	30	4	2	14	3.08	6	20	2.83	92.55	68.15
1	1	556.4	40	30	6	3	14	4.62	6	20	2.83	111.98	82.95
2	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	43.21	32.01
2	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	56.98	42.21
2	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	68.47	50.72
2	3	516.2	30	40	6	2	14	3.08	6	20	2.83	127.94	94.10
2	2	656.7	30	50	6	2	14	3.08	6	20	2.83	187.53	138.91
2	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08	6	20	2.83	258.85	191.74
3	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	43.21	32.01
3	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	56.98	42.21
3	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	68.47	50.72
3	3	516.2	30	40	6	2	14	3.08	6	20	2.83	127.94	94.10
3	2	656.7	30	50	6	2	14	3.08	6	20	2.83	187.53	138.91
3	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08	6	20	2.83		
4	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83		
4	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83		
4	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83		
4	3	516.2	30	40	6	2	14	3.08	6	20	2.83		
4	2	656.7	30	50	6	2	14	3.08	6	20	2.83		

$$= \frac{2 \times 66.84}{2.70} = 49.51 \text{ kN}$$

Il pilastro si plasticizza e il taglio non può superare questo valore

Nota: in realtà durante il sisma N varia e quindi anche M_{Rd} varia, ma l'effetto è in genere trascurabile

File "Edificio 2014" – foglio Resistenze Pil x

Momento resistente e massimo taglio
direzione x

pilastro	piano	Nq	b	h	n tot	n	f	As	staffe h	passo	Ast/m cm2/m	VRc kN	max MRd(Nq) kNm	max VEd kN
														h net=2.70
1	6	66.1	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	30.53	23.54
1	5	163.7	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	49.12	36.39
1	4	261.3	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	58.57	43.39
1	3	358.9	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	66.84	49.51
1	2	456.5	30	30	4	2	14	3.08	6	20	2.83	50.34	82.55	61.15
1	1	556.4	40	30	6	3	14	4.62	6	20	2.83	50.34	111.98	82.95
2	6	100.0	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	43.21	32.01
2	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	56.98	42.21
2	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	68.47	50.72
2	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	6	20	2.83	69.70	127.04	94.10
2	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08	6	20	2.83	89.05	187.53	138.91
2	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08	6	20	2.83	108.43	258.85	191.74
3	6	188.0	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	43.21	32.01
3	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	56.98	42.21
3	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	68.47	50.72
3	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	6	20	2.83	69.70	127.04	94.10
3	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08	6	20	2.83	89.05	187.53	138.91
3	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08	6	20	2.83	108.43	258.85	191.74
4	6	188.0	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83			
4	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83			
4	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83			
4	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	6	20	2.83			
4	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08	6	20	2.83			
										20	2.83			

Dove la resistenza a taglio è maggiore del taglio massimo non si può avere rottura a taglio

File "Edificio 2014" - foglio Resistenze Pil x

Momento resistente e massimo taglio
direzione y

pilastro	piano	Nq	b	h	n tot	n	fi	As	staffe fi	passo	As/m cm2/m	VRd kN	max MRd(Nq) kNm	max VEd kN
														h net=2.70
17	6	50.5	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	36.73	27.21
17	5	132.5	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	45.86	33.97
17	4	214.6	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	54.19	40.14
17	3	296.5	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	61.69	45.70
17	2	376.5	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	68.36	50.63
17	1	460.5	30	30	4	2	14	3.08	6	20	2.83	50.34	82.61	61.34
9	6	94.6	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	41.74	30.92
9	5	227.7	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	55.45	41.07
9	4	360.8	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	66.59	49.62
9	3	491.9	30	30	4	2	14	3.08	6	20	2.83	50.34	84.51	62.89
9	2	626.3	30	40	6	2	14	3.08	6	20	2.83	69.70	137.54	101.88
9	1	766.9	30	50	6	2	14	3.08	6	20	2.83	89.06	200.59	148.58
1	6	66.1	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	38.53	28.54
1	5	163.7	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	49.12	36.39
1	4	261.3	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	58.57	43.39
1	3	358.9	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83	50.34	66.84	49.51
1	2	456.5	30	30	4	2	14	3.08	6	20	2.83	50.34	82.55	61.15
1	1	556.4	30	40	6	2	14	3.08	6	20	2.83	69.70	130.84	96.92
18	6	76.8	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83			
18	5	181.6	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83			
18	4	290.4	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83			
18	3	391.2	30	30	4	2	12	2.26	6	20	2.83			
18	2	496.0	30	30	4	2	14	3.08	6	20	2.83			
										20	2.83			

Dove la resistenza a taglio è maggiore del taglio massimo non si può avere rottura a taglio

File "Edificio 2014" - foglio Resistenze Pil y

Utilizzo dei risultati

Una volta determinate le sollecitazioni:

- esaminare i risultati per individuare rotture fragili
  - Determinare la resistenza a taglio delle sezioni (in particolare, dei pilastri).
    La normativa fornisce indicazioni su quali valori utilizzare per la resistenza dei materiali nel fare le verifiche
  - 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
  - Infine si determina il moltiplicatore del sisma che porta a rottura la singola sezione

Esempio
risultati dell'analisi modale, pilastri direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	max MRd(Nq) kNm	max VEd kN	VRd (kN)
		analisi modale	q=1, ag/g=	0.250		con res.*FC	con h=2.70	cot teta=2.5
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	38.53	28.54	50.34
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	49.12	36.39	50.34
1	4	200.86	-203.44	126.30	268.28	58.57	43.39	50.34
1	3	173.36	-184.94	111.53	430.07	66.84	49.51	50.34
1	2	166.28	-175.33	106.74	601.43	82.55	61.15	50.34
1	1	125.16	-152.73	86.04	759.04	111.98	82.95	50.34

ag/g	ρ 3.958	1/ρ 25.3%
ok	ok	ok
ok	ok	ok
ok	ok	ok
ok	ok	ok
0.118	2.120	47.2%
0.145	1.725	58.0%

Sezione 30×30 staffe Ø6/20

V_{Rd}= 50.34 kN

Per a_g = 0.25 g V_{Ed}=106.74 kN

$$\rho = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{106.74}{50.34} = 2.120$$

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

$$a_g = 0.25 \times 0.472 = 0.118\ g$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{2.120} = 0.472 = 47.2\%$$

Esempio
risultati dell'analisi modale, pilastri direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	max MRd(Nq) kNm	max VEd kN	VRd (kN)
		analisi modale	q=1, ag/g=	0.250		con res.*FC	con h=2.70	cot teta=2.5
1	6	89.92	-76.42	51.95	34.46	38.53	28.54	50.34
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	49.12	36.39	50.34
1	4	200.86	-203.44	126.30	268.28	58.57	43.39	50.34
1	3	173.36	-184.94	111.53	430.07	66.84	49.51	50.34
1	2	166.28	-175.33	106.74	601.43	82.55	61.15	50.34
1	1	125.16	-152.73	86.04	759.04	111.98	82.95	50.34

ag/g	ρ 3.958	1/ρ 25.3%
ok	ok	ok
ok	ok	ok
ok	ok	ok
ok	ok	ok
0.118	2.120	47.2%
0.145	1.725	58.0%

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

Esempio
risultati dell'analisi modale, pilastri direzione x

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq	MRd(Nq) (kNm)	VEd max (kN)	VRd,c (kN)	VRd,max (kN)	ag/g
		analisi modale	q=1, ag/g=	0.250			con res.*FC	con h=2.70	cot teta=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	139.61	ok
1	4	200.86	-203.44	126.30	268.28	261.3	60.14	44.55	50.34	135.74	ok
1	3	173.36	-184.94	111.53	430.07	358.9	69.10	51.19	50.34	135.74	0.112
1	2	166.28	-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	130.69	-139.78	79.17	13.39	108.0	43.98	32.58	50.34	123.12	ok
2	5	215.70	-211.60	133.49	18.66	244.0	58.44	43.29	50.34	135.74	ok
2	4	293.48	-252.56	161.24	-30.36	380.0	70.90	52.52	50.34	135.74	0.078
2	3	426.34	-399.12	256.99	-32.93	518.2	131.24	97.21	69.70	187.95	0.068
2	2	514.65	-516.45	322.09	47.90	658.7	193.91	143.64	89.06	240.16	0.089
2	1	353.79	-722.63	339.43	108.46	801.4	267.98	198.50	108.43	292.37	0.080
3	6	131.79	-139.98	79.92	-12.69	108.0	43.98	32.58	50.34	123.12	ok
3	5	216.58	-211.99	133.52	-18.88	244.0	58.44	43.29	50.34	135.74	ok
3	4	295.58	-256.94	163.27	33.88	380.0	70.90	52.52	50.34	135.74	0.077
3	3	446.64	-417.48	269.57	58.91	518.2	131.24	97.21	69.70	187.95	0.065
3	2	535.63	-562.64	352.49	77.55	658.7	193.91	143.64	89.06	240.16	0.063
3	1	411.50	-746.51	361.61	92.62	801.4	267.98	198.50	108.43	292.37	0.075
4	6	91.51	-77.85	52.92	-35.52	108.0	43.98	32.58	50.34	123.12	ok
4	5	156.77	-146.76	94.89	-133.90	244.0	58.44	43.29	50.34	135.74	ok
4	4	193.03	-183.43	117.65	-271.21	380.0	70.90	52.52	50.34	135.74	0.107
4	3	250.40	-283.24	163.59	-459.92	518.2	131.24	97.21	69.70	187.95	0.103
4	2	318.81	-346.62	207.65	-706.38	658.7	193.91	143.64	89.06	240.16	0.107
4	1	230.06	-640.42	262.41	-940.23	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) analisi modale	momento inf. (kNm) q=1, ag/g=	taglio (kN) 0.250	sforzo normale (kN)	Nq	MRd(Nq) (kNm) cor res *FC	VEc max (kN) con h=2.70	VRd,s (kN) cot teta=2.5	VRd,max (kN)	ag/g
17	6	155.87	-131.81	90.14	48.93	53.5	37.27	27.61	50.34	115.39	ck
17	5	213.53	-196.52	127.02	155.02	132.5	46.73	34.61	50.34	126.41	ck
17	4	254.24	-245.34	155.92	288.42	214.5	55.47	41.09	50.34	135.74	ck
17	3	262.84	-271.11	186.72	430.76	296.5	63.49	47.03	50.34	135.74	ck
17	2	253.54	-276.62	154.68	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	219.34	-207.64	133.66	4.45	34.6	42.45	31.44	50.34	121.32	ck
9	5	308.91	-303.52	191.37	17.02	227.7	56.81	42.08	50.34	135.74	ck
9	4	379.20	-378.46	236.75	34.00	360.8	59.27	51.31	50.34	135.74	0.053
9	3	374.96	-352.82	227.38	53.46	493.9	88.42	65.50	50.34	105.43	0.055
9	2	313.91	-296.24	370.00	75.07	620.0	140.09	105.99	69.70	166.19	0.046
9	1	405.92	-707.89	348.22	121.36	766.9	208.69	154.58	69.06	206.62	0.064
1	6	157.75	-134.60	91.30	-53.09	66.1	39.13	26.93	50.34	117.48	ck
1	5	215.43	-202.36	130.40	-171.61	163.7	50.14	37.11	50.34	130.61	ck
1	4	261.50	-253.18	160.66	-322.33	261.3	50.14	44.65	50.34	135.74	ck
1	3	273.49	-283.83	174.06	-484.21	358.9	59.10	51.19	50.34	135.74	0.072
1	2	249.48	-259.30	158.93	-661.75	456.5	95.72	63.50	50.34	118.01	0.079
1	1	251.69	-384.30	138.72	-844.48	556.4	135.48	100.35	69.70	181.64	0.088
18	6	23.65	22.26	-8.56	8.41	75.8	40.38	29.91	50.34	118.92	ck
18	5	49.93	35.43	20.74	21.03	181.6	52.05	38.56	50.34	133.02	ck
18	4	52.88	-42.15	24.51	37.12	286.4	52.55	46.33	50.34	135.74	ck
18	3	46.73	-43.80	23.46	54.25	391.2	71.83	53.21	50.34	135.74	ck
18	2	31.09	-86.73	24.87	70.43	496.0	88.57	65.61	50.34	104.73	ck
18	1	-18.88	-137.47	38.18	32.54	603.0	119.36	88.41	50.34	159.25	ck

Verifica a taglio

conclusione

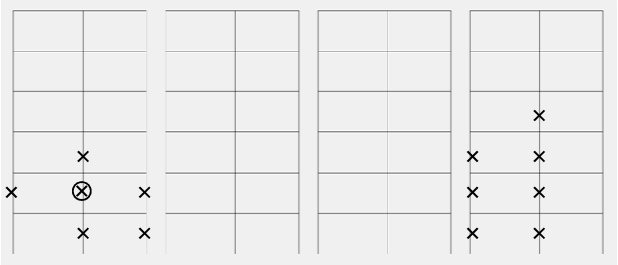
La sezione più vulnerabile è quella del pilastro 9, II ordine, per sisma in direzione y

La rottura a taglio avviene per a_g = 0.046 g o, più precisamente, per ρ = 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

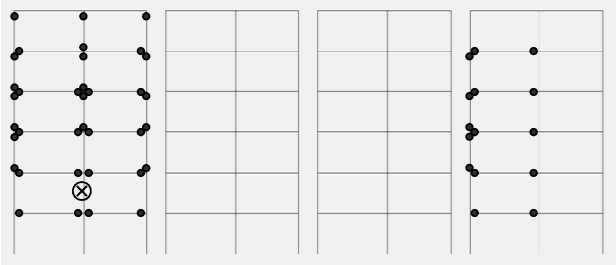
- La rottura a taglio avviene per ρ=5.45 (18.3% di 0.25 g)



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

Telai in direzione y

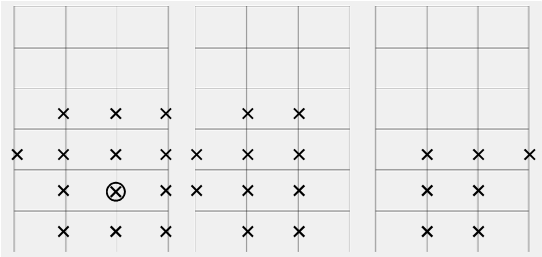
- La rottura a taglio avviene per ρ=5.45 (18.3% di 0.25 g)



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

Telai in direzione x

- La rottura a taglio avviene per ρ=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 ρ = 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

Nota
Analisi semplificata

- Effettuando una stima approssimata del taglio si sarebbero ottenuti valori abbastanza simili

piano	z			
pil	VEd	VRds	ρ	1/ρ
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%

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

Nell'esempio;
$\rho_{max} = 7.29$
$(1/\rho)_{min} = 13.7\%$

Considerazioni

Spettri di risposta
una considerazione

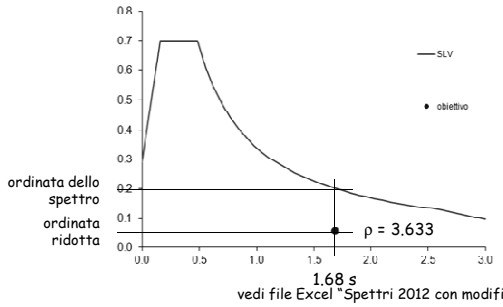
- Per l'Eurocodice 8 (e in precedenti versioni delle norme italiane) la forma dello spettro (e i valori F_o, T_B, T_C, T_D) sono indipendenti da a_g
- Per le NTC08 questi parametri variano con a_g
- Consiglio:
  - Fare riferimento ai parametri relativi allo spettro di risposta elastico corrispondente allo SLV
  - Effettuare i calcoli determinando il valore ρ per cui dividere lo spettro perché la verifica sia soddisfatta (o l'aliquota 1/ρ 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 ρ per cui dividere lo spettro perché la verifica sia soddisfatta (o l'aliquota 1/ρ 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 ρ

Spettri di risposta
possibile trasformazione

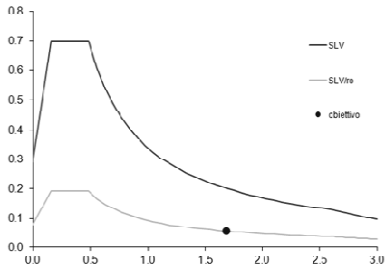
- Spettro richiesto e riduzione calcolata



vedi file Excel "Spettri 2012 con modifica EdEsist"

Spettri di risposta
possibile trasformazione

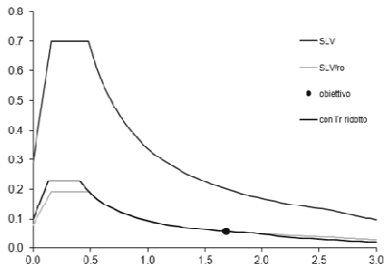
- Spettro ridotto di ρ



vedi file Excel "Spettri 2012 con modifica EdEsist"

Spettri di risposta
possibile trasformazione

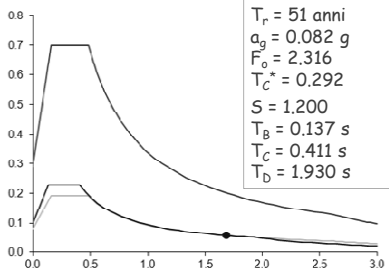
- Nuovo spettro



vedi file Excel "Spettri 2012 con modifica EdEsist"

Spettri di risposta
possibile trasformazione

- Nuovo spettro



Parametri dello spettro:
T_r = 51 anni
a_g = 0.082 g
F_o = 2.316
T_C^* = 0.292
S = 1.200
T_B = 0.137 s
T_C = 0.411 s
T_D = 1.930 s

vedi file Excel "Spettri 2012 con modifica EdEsist"

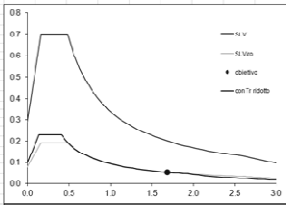
Spettri di risposta
possibile trasformazione

- Foglio di calcolo usato

Procedura per ottenere uno spettro di risposta con periodo di ritorno tale da far passare lo spettro per un punto voluto

			SLO	SLD	SLV	SLC			
1) assegnare i dati del sito		T_R	30	50	475	975	categoria topografica	T1	
		a_g	0.061	0.082	0.250	0.299	smorzamento	5%	
		F_o	2.360	2.315	2.410	2.465	suolo	B	
		T_C^*	0.286	0.292	0.360	0.383			
2) assegnare T_R		T_R =	168	s					
3) assegnare ρ		ρ =	3.533		1/ρ	27.5%			
4) azzerare cambiando T_r			0.200	<-- valore da azzerare					
		T_r =	51.0	<-- valore da cambiare					
Il valore T_r cercato è quello così ottenuto									

	spettro cercato	spettro SLV
T_r	51.0	475
a_g	0.082	0.250
F_o	2.316	2.410
T_C^*	0.292	0.360
suolo	B	B
η_g	1.200	1.149
S_T	1.0	1.0
S	1.200	1.149
C_C	1.487	1.349
T_C	0.411	0.486
T_B	0.137	0.162
T_D	1.930	2.640



vedi file Excel "Spettri 2012 con modifica EdEsist"

Corso di aggiornamento

Verifica sismica degli edifici esistenti in c.a.

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

Forlì
29-31 gennaio 2015

Aurelio Ghersi

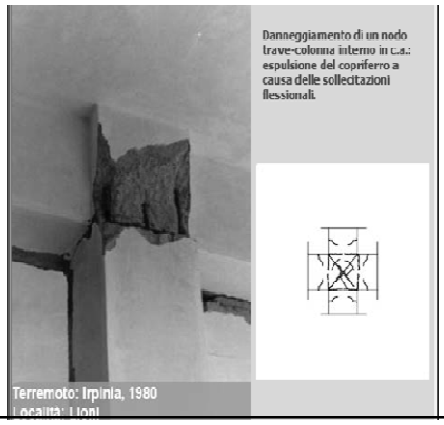
Rottura dei nodi

Rottura dei nodi

Rottura dei nodi

Rottura dei nodi

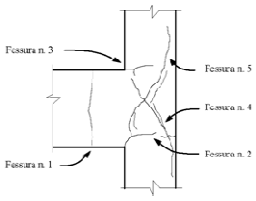
Rottura dei nodi



Rottura dei nodi

Danneggiamento del nodo

per azioni cicliche



Evoluzione del quadro fessurativo di un nodo trave-pilastro realizzato in laboratorio

Fessura n.1	→	Cerniera plastica sulla trave
Fessure n.2 e n.3	→	Cerniera plastica sul pilastro
Fessure n.4 e n.5	→	Collasso fragile del nodo e conseguente chiusura delle fessure da momento flettente

Confinamento dei nodi

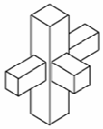
Nodi interamente confinati

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

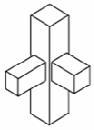
Per i nodi interamente confinati non occorrono verifiche

Nodo interno, interamente confinato

Nodi non interamente confinati

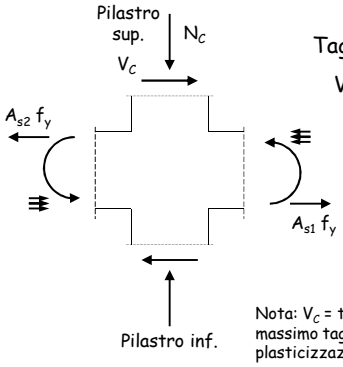


Nodo laterale



Nodo d'angolo

Azione tagliante nel nodo



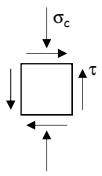
Taglio sollecitante il nodo

$V_j = V_C - (A_{s1} + A_{s2})\ f_y$

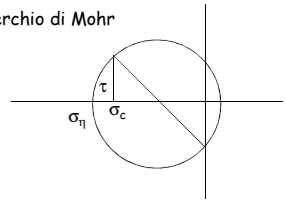
Nota: V_C = taglio fornito dal calcolo o massimo taglio corrispondente alla plasticizzazione degli estremi del pilastro

Verifica del nodo

compressione - in assenza di specifiche armature



Cerchio di Mohr



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

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

$$\sigma_\eta = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} + \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \le \eta\, f_c$$

compressione

Verifica del nodo

compressione - in assenza di specifiche armature

$$\sigma_\eta = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} + \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \le \eta\, f_c$$ compressione

con semplici passaggi (vedi file Nodo.pdf)

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

ovvero
NTC 08, punto 7.4.4.3.1

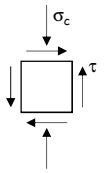
$$V_j \le \eta\, f_c\, b\, h \sqrt{1 - \frac{\nu}{\eta}}$$

$$\nu = \frac{N}{b\,h\,f_c} \qquad \eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_c}{250}\right)$$

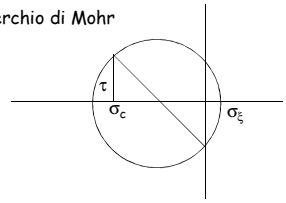
$\alpha_j = 0.60$ nodo interno

$\alpha_j = 0.48$ nodo esterno

Verifica del nodo
trazione - in assenza di specifiche armature



Cerchio di Mohr



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

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

$$\sigma_\xi = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \le f_{ct}$$

trazione

Verifica del nodo
trazione - in assenza di specifiche armature

$$\sigma_\eta = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \le f_{ct}$$ trazione

si può ottenere $$\tau \le f_{ct}\sqrt{1 + \frac{\sigma_c}{f_{ct}}}$$

ovvero $$V_j \le f_{ct}\, b\, h \sqrt{1 + \frac{N}{b\, h\, f_{ct}}}$$

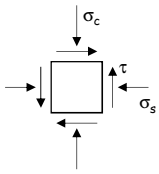
$$f_{ctm} = 0.3\, f_{ck}^{\,2/3}$$ NTC 08

$$f_{ctm} = 0.3\sqrt{f_c}$$ OPCM 3431

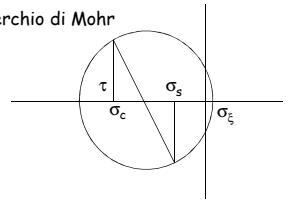
Verifica del nodo
trazione - in assenza di specifiche armature

- 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 $\quad f_{ctm} = 0.3\, f_{ck}^{\,2/3}$
- Nell'OPCM lo mette in relazione alla radice quadrata di f_c $\quad f_{ctm} = 0.3\sqrt{f_c}$
- Ritengo che sia questo il riferimento corretto e quindi, più precisamente $\quad f_{ctm} = 0.3\sqrt{\frac{f_{cm}}{FC\,\gamma_c}}$

Verifica del nodo
trazione - in presenza di armature orizzontali



Cerchio di Mohr



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

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

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

trazione

Verifica del nodo
trazione - in presenza di armature orizzontali

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

con semplici passaggi (vedi file Nodo.pdf)

$$\tau \le \sqrt{(f_{ct} + \sigma_c)(f_{ct} + \sigma_s)}$$ per verifica

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

ovvero
NTC 08, punto 7.4.4.3.1

$$\frac{A_s\, f_y}{b\,h} \ge \frac{(V/bh)^2}{f_{ct} + \nu\, f_c} - f_{ct} \qquad \nu = \frac{N}{b\,h\,f_c}$$

E quindi

$$V_j \le b\,h\sqrt{\left(\frac{A_s\, f_y}{b\,h} + f_{ct}\right)(f_{ct} + \nu\, f_c)}$$

Esempio
verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN) dir x	VEd max (kN)	Nq	σc	ν/η
10	6	78.96	35.55	144.0	1.660	0.208
10	5	134.30	46.44	288.0	3.280	0.617
10	4	163.17	62.13	432.0	4.880	0.825
10	3	261.96	102.09	578.2	4.818	0.928
10	2	333.23	159.64	726.7	4.845	0.933
10	1	347.64	225.22	877.4	4.874	0.939

Nodo interno $\qquad$ sezione pilastro 30×30

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

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

$$\nu = \frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{3.20}{8.97} = 0.357 \qquad \frac{\nu}{\eta} = \frac{0.357}{0.578} = 0.617$$

Esempio
verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio	VEd max	Nq	σc	ν/η	As-sin		As-des		MEd/z	As fy		Vj
		(kN)	(kN)				sup (cm2)	inf	sup (cm2)	inf	sx+dx(kN)	(kN)		(kN)
		dir x												
10	6	78.06	35.55	144.0	1.600	0.308	7.70	3.08	7.70	3.08	278.5	278.47	278.47	242.92
10	5	134.30	46.44	288.0	3.200	0.617	7.70	3.08	7.70	3.08	726.5	377.15	543.09	496.65
10	4	163.17	62.13	432.0	4.800	0.925	7.70	3.08	7.70	3.08	1026.6	377.15	543.09	480.97
10	3	261.96	102.09	576.2	4.818	0.928	7.70	3.08	7.70	3.08	1482.5	377.15	543.09	441.01
10	2	333.23	150.64	726.7	4.845	0.933	7.70	3.08	7.70	3.08	2013.7	377.15	543.09	392.45
10	1	347.64	225.22	877.4	4.874	0.939	7.70	3.08	7.70	3.08	1983.1	377.15	543.09	317.87

Nodo interno sezione pilastro 30×30

Azione orizzontale dovuta all'armatura delle travi

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

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

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

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

Esempio
verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio	VEd max	Nq	σc	ν/η	As-sin		As-des		MEd/z	As fy		Vj
		(kN)	(kN)				sup (cm2)	inf	sup (cm2)	inf	sx+dx(kN)	(kN)		(kN)
		dir x												
10	6	78.06	35.55	144.0	1.600	0.308	7.70	3.08	7.70	3.08	278.5	278.47	278.47	242.92
10	5	134.30	46.44	288.0	3.200	0.617	7.70	3.08	7.70	3.08	726.5	377.15	543.09	496.65
10	4	163.17	62.13	432.0	4.800	0.925	7.70	3.08	7.70	3.08	1026.6	377.15	543.09	480.97
10	3	261.96	102.09	576.2	4.818	0.928	7.70	3.08	7.70	3.08	1482.5	377.15	543.09	441.01
10	2	333.23	150.64	726.7	4.845	0.933	7.70	3.08	7.70	3.08	2013.7	377.15	543.09	392.45
10	1	347.64	225.22	877.4	4.874	0.939	7.70	3.08	7.70	3.08	1983.1	377.15	543.09	317.87

Nodo interno sezione pilastro 30×60

Azione orizzontale dovuta all'armatura

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

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

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

Esempio
verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio	VEd max	Nq	σc	ν/η
		(kN)	(kN)			
		dir x				
10	6	78.06	35.55	144.0	1.600	0.308
10	5	134.30	46.44	288.0	3.200	0.617
10	4	163.17	62.13	432.0	4.800	0.925
10	3	261.96	102.09	576.2	4.818	0.928
10	2	333.23	150.64	726.7	4.845	0.933
10	1	347.64	225.22	877.4	4.874	0.939

Vj	VjR com	VjR tra	
(kN)	(kN)	(kN)	
242.92	284.90	98.90	no
496.65	212.12	126.66	no
480.97	93.92	149.35	no
441.01	133.36	217.59	no
392.45	168.72	286.24	no
317.87	199.68	355.31	no

Nodo interno sezione pilastro 30×60

$\sigma_c = 4.874$ MPa $\nu = 0.543$ $\eta = 0.578$

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

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

Esempio
verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio	VEd max	Nq	σc	ν/η
		(kN)	(kN)			
		dir x				
10	6	78.06	35.55	144.0	1.600	0.308
10	5	134.30	46.44	288.0	3.200	0.617
10	4	163.17	62.13	432.0	4.800	0.925
10	3	261.96	102.09	576.2	4.818	0.928
10	2	333.23	150.64	726.7	4.845	0.933
10	1	347.64	225.22	877.4	4.874	0.939

Vj	VjR com	VjR tra	
(kN)	(kN)	(kN)	
242.92	284.90	98.90	no
496.65	212.12	126.66	no
480.97	93.92	149.35	no
441.01	133.36	217.59	no
392.45	168.72	286.24	no
317.87	199.68	355.31	no

Nodo interno sezione pilastro 30×60

$f_{ct} = 0.3 \times \sqrt{8.97} = 0.90$ MPa $V_j > \text{MIN}(V_{jR,com}; V_{jR,tra})$

Non verificato per $a_g = 0.25$ 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	VEd max	Nq	σc	ν/η
		(kN)	(kN)			
		dir x				
10	6	78.06	35.55	144.0	1.600	0.308
10	5	134.30	46.44	288.0	3.200	0.617
10	4	163.17	62.13	432.0	4.800	0.925
10	3	261.96	102.09	576.2	4.818	0.928
10	2	333.23	150.64	726.7	4.845	0.933
10	1	347.64	225.22	877.4	4.874	0.939

Vj	VjR com	VjR tra		ρ	1/ρ
(kN)	(kN)	(kN)			
242.92	284.90	98.90	no	2.456	40.7%
496.65	212.12	126.66	no	3.921	25.5%
480.97	93.92	149.35	no	5.121	19.5%
441.01	133.36	217.59	no	3.307	30.2%
392.45	168.72	286.24	no	2.326	43.0%
317.87	199.68	355.31	no	1.592	62.8%

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	VEd max	Nq	σc	ν/η
		(kN)	(kN)			
		dir x				
10	6	78.06	35.55	144.0	1.600	0.308
10	5	134.30	46.44	288.0	3.200	0.617
10	4	163.17	62.13	432.0	4.800	0.925
10	3	261.96	102.09	576.2	4.818	0.928
10	2	333.23	150.64	726.7	4.845	0.933
10	1	347.64	225.22	877.4	4.874	0.939
		dir y				
17	6	90.14	27.61	60.5	0.561	0.135
17	5	127.02	34.61	132.5	1.472	0.305
17	4	155.92	41.09	214.5	2.383	0.574
17	3	166.72	47.03	296.5	3.294	0.793
17	2	164.63	52.42	378.5	4.206	1.012
17	1	94.53	63.72	460.5	5.117	1.232
		dir y				
1	6	91.36	26.98	66.1	0.734	0.177
1	5	130.40	37.14	163.7	1.819	0.438
1	4	160.69	44.55	251.3	2.903	0.699
1	3	174.05	51.19	358.9	3.988	0.960
1	2	168.93	62.60	466.6	5.072	1.222
1	1	196.72	100.35	556.4	6.637	1.117

Vj	VjR com	VjR tra		ρ	1/ρ
(kN)	(kN)	(kN)			
242.92	284.90	98.90	no	2.456	40.7%
496.65	212.12	126.66	no	3.921	25.5%
480.97	93.92	149.35	no	5.121	19.5%
441.01	133.36	217.59	no	3.307	30.2%
392.45	168.72	286.24	no	2.326	43.0%
317.87	199.68	355.31	no	1.592	62.8%
127.66	264.86	76.59	no	1.688	59.3%
120.56	229.16	96.30	no	1.251	79.9%
114.08	179.86	113.34	no	1.006	99.4%
138.14	124.56	128.11	ok	ok	ok
132.74	sigma c >	141.35	no	sigma c >	sigma c >
91.45	sigma c >	153.45	no	sigma c >	sigma c >
126.19	245.62	79.95	no	1.578	63.4%
118.03	205.43	103.14	no	1.144	87.4%
110.62	159.29	121.95	ok	ok	ok
133.98	54.52	138.30	no	1.907	52.4%
91.67	sigma c >	152.96	no	sigma c >	sigma c >
54.02	sigma c >	214.10	no	sigma c >	sigma c >

$\eta\, f_{cd} = 5.19$ MPa per nodo interno $\eta\, f_{cd} = 4.15$ MPa per nodo esterno

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

Verifica dei nodi
conclusione

I nodi interni stanno spesso male per a_g=0.25 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 g, anche ai piani bassi perché lì σ_c è eccessiva (o η f_{cd} troppo bassa - ma probabilmente per bassi valori di V occorrerebbe ridiscutere η 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 estremo del pilastro e nodo

Scorrimento tra parete e impalcato

23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

S. Angelo dei Lombardi,
edificio in costruzione

Si nota lo scorrimento della parete in corrispondenza della ripresa di getto

Le barre verticali sono in genere fuoriuscite dalla sezione, senza tranciarsi

foto A. Ghersi

Scorrimento tra testa pilastro e trave
più frequente

23/11/1980 – Irpinia e Basilicata

Lo scorrimento della testa del pilastro rispetto alla trave è stato tale da far perdere l'appoggio

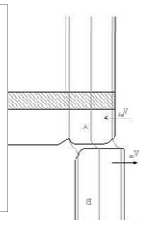
Le barre verticali sono fuoriuscite dalla sezione, senza tranciarsi, e tirate verso il basso durante il crollo

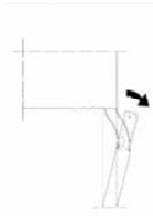
Lioni

foto A. Ghersi

Scorrimento pilastro-nodo

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

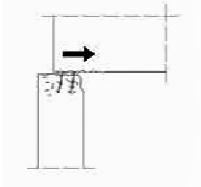




Scorrimento tra la sommità del pilastro
e la trave in corrispondenza
della ripresa di getto

Scorrimento pilastro-nodo

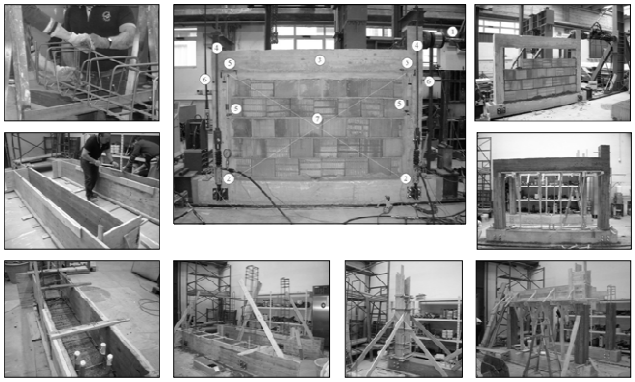
Sicilia 1990,
terremoto di
Santa Lucia,
Augusta



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

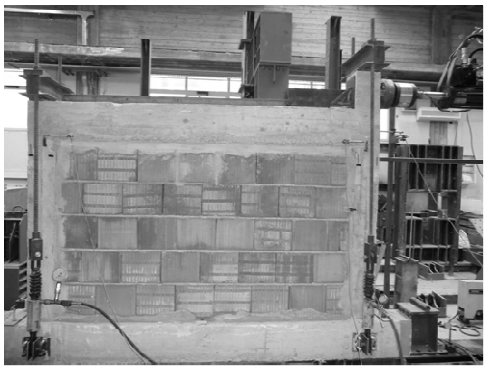
Prova di scorrimento su telaio

Laboratorio Prove Materiali dell'Università di Catania



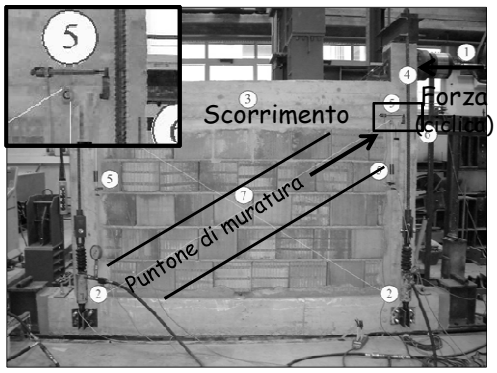
Prova di scorrimento su telaio

Laboratorio Prove Materiali dell'Università di Catania



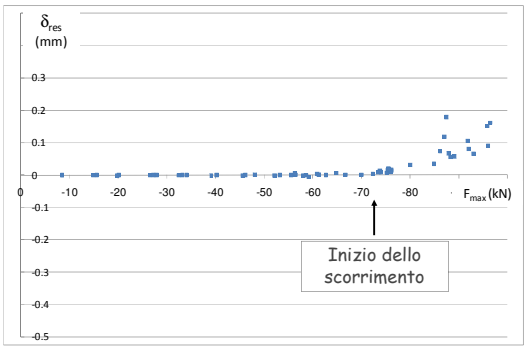
Prova di scorrimento su telaio

Laboratorio Prove Materiali dell'Università di Catania



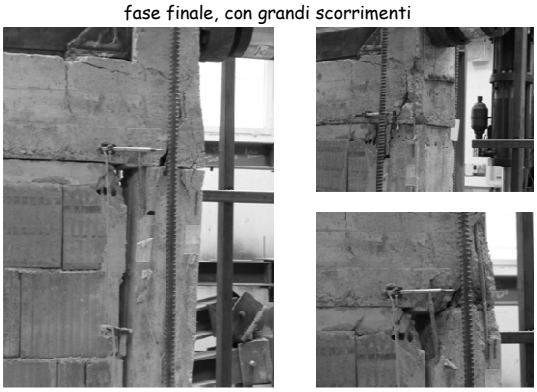
Prova di scorrimento su telaio

graficizzazione dei risultati sperimentali



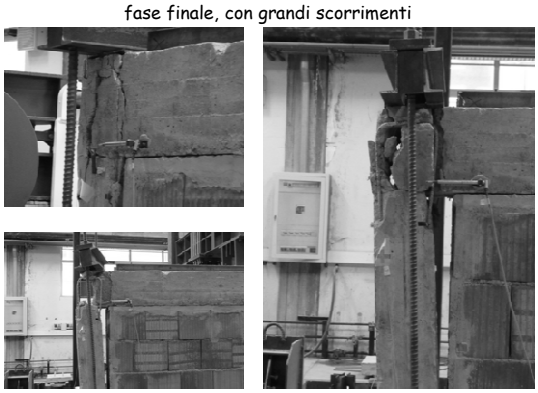
Prova di scorrimento su telaio

fase finale, con grandi scorrimenti

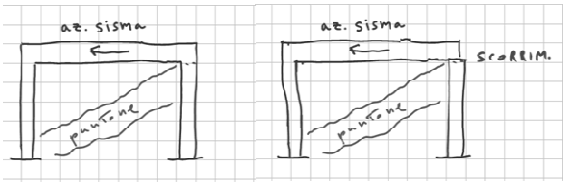


Prova di scorrimento su telaio

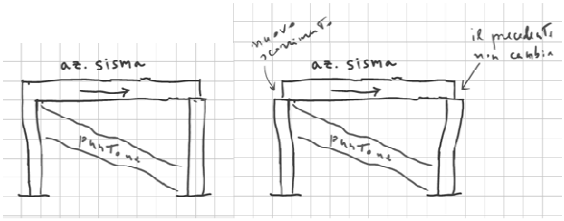
fase finale, con grandi scorrimenti



Comportamento
sotto azione sismica (alternata)



Comportamento
sotto azione sismica (alternata)



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

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1{,}3 \times \sum A_{sj} \times \sqrt{f_{cd} \times f_{yd}} \\ 0{,}25 \times f_{yd} \times \sum A_{sj} \end{cases}$$

$$V_{fd} = \min \begin{cases} \mu_f \times [(\sum A_{sj} \times f_{yd} - N_{Ed}) \times \xi + M_{Ed}/z] \\ 0{,}5\,\eta \times f_{cd} \times \xi \times l_w \times b_{wo} \end{cases}$$

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

Resistenza delle barre verticali

Resistenza di eventuali barre inclinate

Resistenza per attrito

Esempio
verifica scorrimento

pilastro	piano	taglio (kN)	VEd max (kN)	Nq	Vdd 1	Vdd 2	ξ	Vfd 1	Vfd 2	VRdS	
		dir x									
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	195.09	102.09	576.2							
11	2	242.24	150.64	726.7							
11	1	284.03	225.22	877.4							
		dir y									
17	6	90.14	27.61	60.5	30.73	34.42	4.00	97.88	29.86	60.58	ok
17	5	127.02	34.61	132.5	30.73	34.42	6.00	136.50	45.34	76.80	ok
17	4	152.92	41.09	214.5	30.73	34.42	9.64	152.57	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	164.63	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	160.69	44.55	261.3							
1	3	174.05	51.19	358.9							
1	2	168.93	63.63	456.6							
1	1	196.72	100.35	556.4							

Nota: N (e quindi V_{fd}) 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

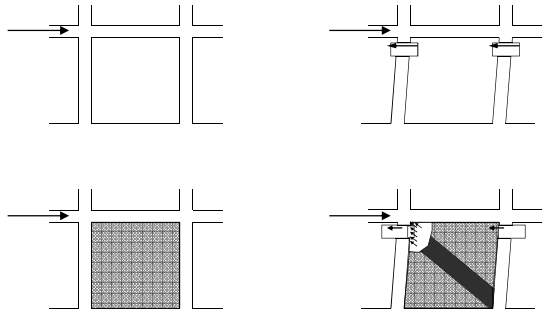
Verifica sismica degli edifici esistenti in c.a.

10 – Breve divagazione: influenza delle tamponature

Forlì
29-31 gennaio 2015

Aurelio Ghersi

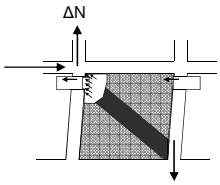
Elementi non strutturali
(tramezzi, tamponature)



Elementi non strutturali
(tramezzi, tamponature)

Effetto locale su travi e pilastri:

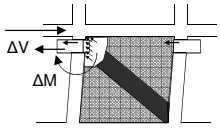
- variazione dello sforzo normale nei pilastri (dovuto alla componente verticale della forza nel pannello murario)



Elementi non strutturali
(tramezzi, tamponature)

Effetto locale su travi e pilastri:

- variazione dello sforzo normale nei pilastri (dovuto alla componente verticale della forza nel pannello murario)
- variazione di taglio e momento nella zona di estremità dei pilastri (dovuto alla componente orizzontale della forza nella diagonale)



Elementi non strutturali
(tramezzi, tamponature)

Effetto locale su travi e pilastri:

- variazione dello sforzo normale nei pilastri (dovuto alla componente verticale della forza nel pannello murario)
- variazione di taglio e momento nella zona di estremità dei pilastri (dovuto alla componente orizzontale della forza nella diagonale), perché il pannello murario ha un contatto diffuso con le aste e non trasmette la forza direttamente nel nodo
- variazione di taglio e momento agli estremi delle travi

Elementi non strutturali
(tramezzi, tamponature)

Effetti globali:

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

Elementi non strutturali
(tramezzi, tamponature)

Effetti dovuti alla loro distribuzione:

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

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

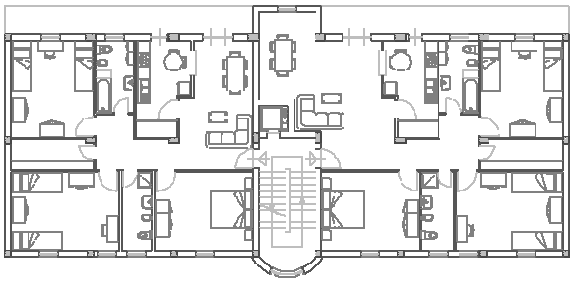
- Possibile modello più accurato
  - Diagonali nelle maglie con tamponatura
  - Larghezza diagonale: 0.15-0.30 L_d
  - Spessore diagonale: quella della parte muraria
  - Modulo elastico diagonale: quello della muratura

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

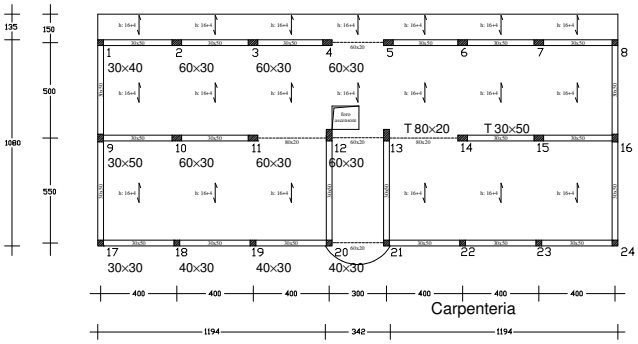
  - Diagonali nelle maglie 17-9, 9-1, 20-12
  - Larghezza diagonale: 120 cm
  - Spessore diagonale: 5 cm
  - Modulo elastico diagonale: 3000 MPa

Rilievo dell'edificio

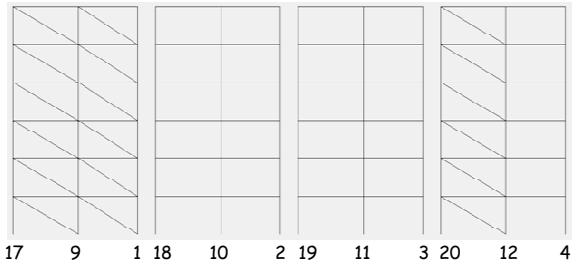


Piano tipo

Rilievo dell'edificio



Schema di calcolo



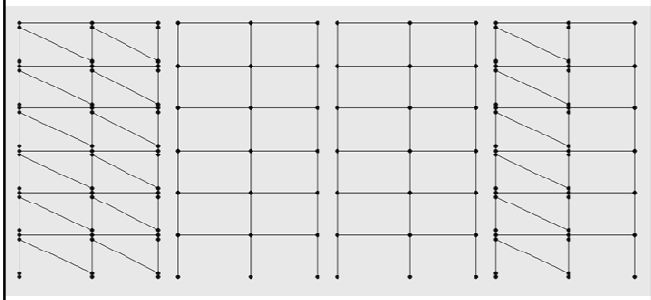
Periodo: T = 1.03 s

vedi file "TelY-2012-tamp"

Note relative al calcolo

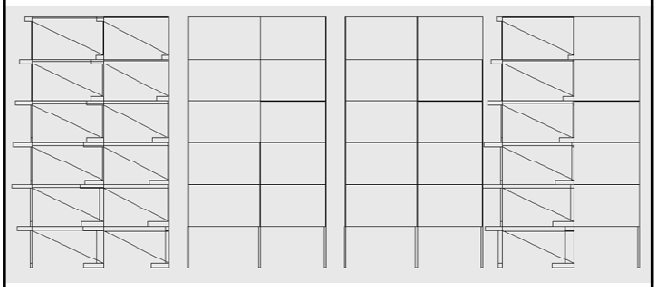
- Una volta effettuato il calcolo, si è ipotizzato che la diagonale eserciti la sua forza al di sotto del nodo (di 30 cm, pari a circa 1/10 h) e quindi:
  - Il taglio nei pilastri adiacenti è aumentato della componente orizzontale di N_d
  - Il momento flettente nei pilastri adiacenti è aumentato di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

O, meglio schema di calcolo



vedi file "TelY-2014-tamp"

Diagramma del taglio



vedi file "TelY-2014-tamp"

Verifica a taglio
sintesi dei risultati

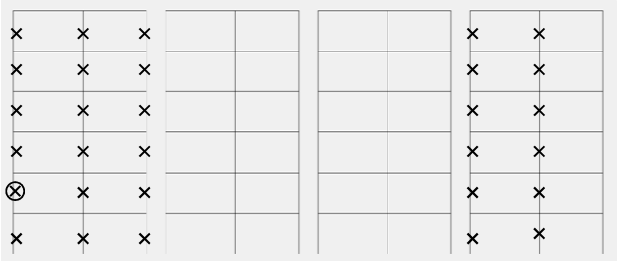
La sezione più vulnerabile è quella del pilastro 17, II ordine

La rottura a taglio avviene per a_g = 0.018 g o, più precisamente, per ρ = 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

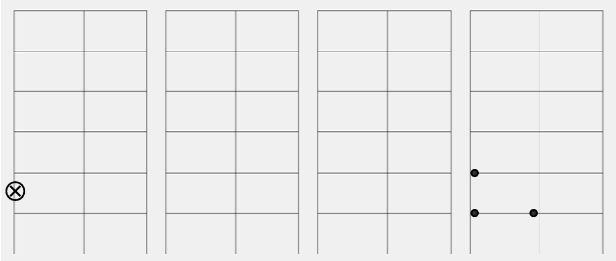
× La rottura a taglio avviene per ρ=13.7 (7.3% di 0.25 g)



Altre rotture × < 15% di 0.25 g × < 15-30% di 0.25 g

Telai in direzione y

× La rottura a taglio avviene per ρ= 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

Verifica sismica degli edifici esistenti in c.a.

11 – Analisi lineare: verifica di resistenza – flessione

Forlì
29-31 gennaio 2015

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 α_{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 γ_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 α_{SLV} dello spettro che porta al limite la sezione più sollecitata
- Meglio ancora: è possibile determinare il valore di ρ (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 γ_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)

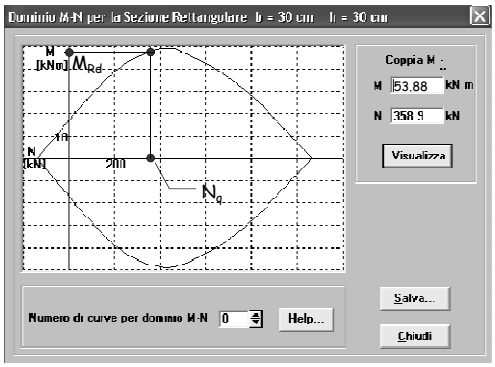
Determinazione della resistenza
dei pilastri

- Sezioni, armature, sforzi normali N_q

pilastro	piano	Nq	b	h	n tot	n	fi	As
1	6	66.1	30	30	4	2	12	2.26
1	5	163.7	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	Nq	b	h	n tot	n	fi	As	Ns=0 MRd
1	6	66.1	30	30	4	2	12	2.26	29.03
1	5	163.7	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) analisi modale	momento inf. (kNm) q=1, ag/g=	taglio (kN) 0.250	sforzo normale (kN)	Nq	b	h	n tot	n	fi	As	Ns=0 MRd	ρ	1/ρ	ag pl
1	6	89.52	-76.42	51.95	34.46	66.1	30	30	4	2	12	2.26	29.03	3.099	32.3%	0.081
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	163.7	30	30	4	2	12	2.26	39.03	3.957	25.3%	0.063
1	4	200.36	-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	3.432	29.1%	0.073
1	2	166.28	-176.33	106.74	601.43	456.5	30	30	4	2	14	3.08	64.58	2.716	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

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

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

$$a_g = 0.291 \times 0.250 = 0.073\,g$$

File Edificio 2012.xls - foglio PilX (q)

Determinazione della resistenza
dei pilastri

- Confronto sollecitazione - resistenza

pilastro	piano	momento sup. (kNm) analisi modale	momento inf. (kNm) q=1, ag/g=	taglio (kN) 0.250	sforzo normale (kN)	Nq	b	h	n tot	n	fi	As	Ns=0 MRd	ρ	1/ρ	ag pl min
															min. 18.0%	0.045
1	6	89.52	-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	163.7	30	30	4	2	12	2.26	39.03	3.957	25.3%	0.063
1	4	200.36	-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	3.432	29.1%	0.073
1	2	166.28	-176.33	106.74	601.43	456.5	30	30	4	2	14	3.08	64.58	2.716	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	138.59	-122.78	79.17	13.39	108.0	30	30	4	2	12	2.26	33.53	3.895	25.7%	0.064
2	5	215.70	-211.50	133.49	18.66	244.0	30	30	4	2	12	2.26	46.00	4.685	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	-398.12	264.99	-32.93	518.2	30	40	6	2	14	3.08	101.89	4.184	23.9%	0.060
2	2	514.65	-516.46	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	335.43	108.46	801.4	30	60	6	2	14	3.08	210.92	3.426	29.2%	0.073
19	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
19	5	216.33	-211.60	133.77	-22.76	181.6	30	30	4	2	12	2.26	40.69	5.317	18.8%	0.047
19	4	273.67	-273.30	170.92	24.69	285.4	30	30	4	2	12	2.26	49.21	5.662	18.0%	0.045
19	3	238.12	-233.11	144.75	82.13	390.3	30	30	4	2	12	2.26	56.63	4.191	23.9%	0.060
19	2	194.72	-193.51	121.32	67.19	495.0	30	30	4	2	14	3.08	65.90	2.952	33.9%	0.085
19	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 $\frac{1}{\rho} = 18.0\%$ $a_g = 0.045\,g$

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) analisi modale	momento inf. (kNm) q=1, ag/g=	taglio (kN) 0.250	sforzo normale (kN)	Nq	b	h	n tot	n	fi	As
1	6	89.52	-76.42	51.95	34.45	66.1	30	30	4	2	12	2.26
1	5	154.46	-143.43	93.02	129.85	163.7	30	30	4	2	12	2.26
1	4	200.36	-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	-176.33	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

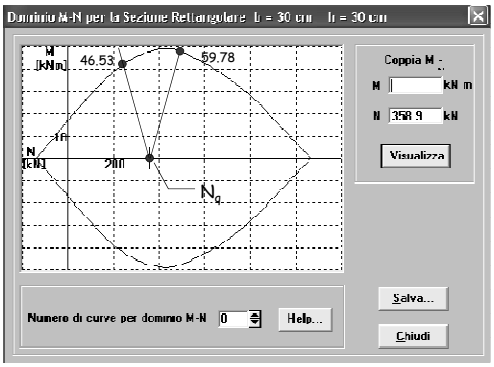
Al variare di $M_{s,max}$ varia anche N_s

$M_{s,max}$ ±184.94 kNm
N_s ±430.07 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) sismico orizzontale	momento inf. (kNm) ρ=1 ag/g=	taglio (kN) 0.293	sforzo normale (kN)	Nq	b	h	c tot	n	fi	As	Ns=0 MRd	sisma + MRd	sisma - MRd
1	6	89.52	-76.22	51.95	34.45	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	163.7	30	30	4	2	12	2.26	39.03	36.10	42.26
1	4	200.36	-203.44	126.30	268.28	261.3	30	30	4	2	12	2.26	47.35	[illegible]	[illegible]
1	3	173.36	-184.94	111.93	430.67	358.9	30	30	4	2	12	2.26	53.88	46.53	59.78
1	2	166.28	-175.33	106.74	601.43	456.5	30	30	4	2	14	3.08	64.68	54.16	65.46
1	1	125.16	-152.73	86.84	759.84	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	Ns=0 MRd	ρ	1/ρ min	ag pl min	sisma + MRd	ag	sisma - MRd	ag
				18.0%	0.045		0.045		0.045
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	0.058
1	4	47.35	4.296	23.3%	0.053	42.76	0.053	52.15	0.054
1	3	53.88	3.432	29.1%	0.073	46.53	0.063	59.78	0.081
1	2	64.68	2.716	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	56.05	4.787	20.9%	0.052	55.38	0.053	54.71	0.052
2	3	101.89	4.194	23.9%	0.060	102.44	0.060	101.34	0.059
2	2	151.81	3.492	28.4%	0.073	150.73	0.073	152.88	0.074
2	1	210.92	3.426	29.2%	0.073	207.70	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	107.85	2.593	38.6%	0.096	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	Ns=0 MRd	ρ	1/ρ min	ag pl min	sisma + MRd	ag	sisma - MRd	ag
				14.2%	0.036		0.036		0.036
17	6	27.28	5.751	17.4%	0.043	26.34	0.042	28.27	0.045
17	5	36.81	5.846	17.1%	0.043	33.51	0.040	38.79	0.046
17	4	43.58	5.634	17.7%	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	64.97	5.033	19.9%	0.050	48.44	0.044	59.98	0.054
17	1	64.73	2.681	37.3%	0.093	52.04	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	6.513	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	108.32	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
10	6	30.21	6.700	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	1.076	93.1%	0.233	46.76	0.221	51.47	0.244
18	3	55.63	0.822	121.5%	0.304	52.10	0.285	58.53	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	87.14	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

File Edificio 2012.xls – foglio PilX (q)

Notare che i pilastri senza travi
sono molto lontani dal limite

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

Trave	impalcato		ρ per M- ρ max	ρ per M+ 25.28	1/ρ per M- 1/ρ min	1/ρ per M+ 40%
17-9	6	M sin	4.59	2.85	21.3%	34.9%
		M des	3.41	2.02	29.3%	49.4%
17-9	5	M sin	16.04	4.89	6.2%	20.5%
		M des	4.12	3.35	23.1%	29.8%
17-9	4	M sin	20.68	6.41	4.8%	15.6%
		M des	5.73	4.32	17.4%	23.1%
17-9	3	M sin	22.71	7.32	4.4%	13.7%
		M des	6.47	4.69	15.5%	21.3%
17-9	2	M sin	22.99	7.69	4.3%	13.0%
		M des	8.54	5.90	11.6%	16.9%
17-9	1	M sin	15.69	6.30	6.4%	15.7%
20-12	6	M sin	4.48	2.99	22.3%	33.4%
		M des	4.74	2.65	21.1%	37.7%
20-12	5	M sin	15.54	5.15	6.4%	19.4%
		M des	8.03	4.88	12.5%	20.5%
20-12	4	M sin	20.97	6.83	4.8%	14.6%
		M des	10.59	6.25	9.4%	16.0%
20-12	3	M sin	24.71	8.39	4.0%	11.9%
		M des	16.27	8.49	6.1%	11.8%
20-12	2	M sin	24.83	8.83	4.0%	11.3%
		M des	22.19	9.79	4.5%	10.2%
20-12	1	M sin	25.28	7.87	4.0%	12.7%
		M des	19.64	8.44	5.1%	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

  $a_g = 3 \times 0.010 = 0.03$ 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

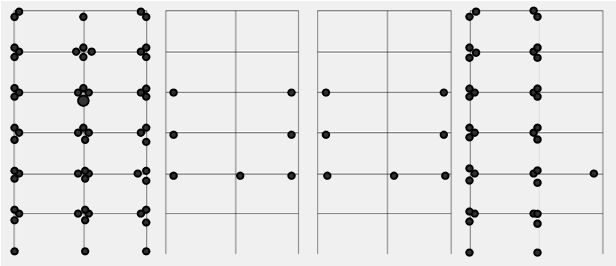
ma questo è positivo, perché consente di usare un fattore di struttura maggiore

- 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

$a_g = 3 \times 0.036 = 0.108\ g$ (42.6% di 0.25g)

Telai in direzione y

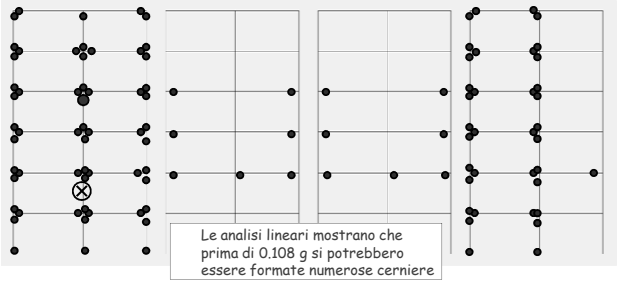
- La prima plasticizzazione nei pilastri avviene per ρ=7.0 (14.2% di 0.25 g)



- 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 ρ=7.0 (14.2% di 0.25 g)



× ma la rottura a taglio avviene per ρ=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 α=0.5)

Valutazione della resistenza

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

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

$$\sigma_c = \frac{N_q}{A_c} \qquad f_c = f_{cm}$$

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 soffice
  - 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 ρ_{1b}

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

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 = 0.25 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

File Edificio.xls - foglio PilX (LG Bas)

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

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

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

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		
MRc	V(MRd)	Vcoll
29.03	18.14	54.43
39.03	24.40	73.07
47.35	29.59	88.31
53.88	33.68	88.81
64.58	40.36	99.37
87.72	54.83	136.02
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
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	88.31
1	3	53.88	33.68	88.81
1	2	64.58	40.36	99.37
1	1	87.72	54.83	136.02
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

File Edificio.xls - foglio PilX (LG Bas)

$$54.43 + 62.86 + \ldots = 733.24$$

	Vres	Vcoll	ρ1b	agcoll
6	244.41	733.24	1.000	0.245
5	329.36	948.28	0.913	0.462
4	405.28	1073.69	0.986	0.162
3	588.35	1505.19	1.000	0.197
2	800.01	2004.07	1.000	0.231
1	1117.86	2807.94	1.000	0.305

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

			Vsisma
6			744.56
5			1286.37
4			1636.99
3			1911.24
2			2167.15
1			2291.83

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

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	227.1	2.871	30	30
9	4	360.8	2.634	30	30
9	3	493.9	2.395	30	30
9	2	529.3	2.434	30	40
9	1	766.9	2.166	30	60
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	285.4	2.769	30	30
18	3	391.2	2.579	30	30
18	2	495.0	2.392	30	30
18	1	503.0	2.469	40	30

Ns=0		
MRc	V(MRd)	Vcoll
27.28	17.05	51.15
36.01	22.51	57.53
43.58	27.24	79.02
49.92	31.20	85.82
54.97	34.36	99.38
64.73	40.46	99.31
32.12	20.07	90.22
44.68	27.93	90.34
53.99	33.74	98.87
65.84	41.15	98.57
108.70	67.70	164.88
169.70	99.81	246.08
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	95.16
55.63	34.77	99.66
66.90	41.19	98.50
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	Ns=0 MRd	V(MRd)	Vcoll
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	49.82	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	100.32	67.79	164.30
9	1	159.70	99.81	245.38
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	76.33
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

File Edificio.xls - foglio PilY (LG Bas)

	Vres	Vcoll		p1b	ag.coll
6	244.41	733.24		1.000	0.331
5	329.86	948.25		0.935	0.248
4	405.28	1073.69		1.000	0.248
3	548.21	1403.80		1.000	0.283
2	678.44	1593.22		1.000	0.295
1	961.25	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)	Ns=0 MRd
18	3	45.73	-43.60	55.63

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
	Vsisma	V sisma
6	504.74	49.03
5	721.60	171.53
4	877.68	203.30
3	1022.34	216.90
2	1167.34	246.35
1	1152.46	351.30

	pilastri senza travi	pilastri con travi		tot		
	ag	V(ag)	Vres	Vcoll	p1b	ag.coll
6	0.145	29.37	97.36	252.99	320.46	1.000	0.145
5	0.122	83.48	131.09	361.54	465.01	0.935	0.122
4	0.124	100.98	161.08	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	657.36	842.05	1.000	0.147
1	0.218	306.41	418.90	1040.05	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 PilY (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

Verifica sismica degli edifici esistenti in c.a.

12 – Analisi lineare: verifica in termini di deformazioni

Forlì

29-31 gennaio 2015

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 (e/m)	Duttile / Fragile	Accettazione del Modello Lineare (ML) (per il controllo dei valori di $\rho_f = D_f/C_f$)		Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.	In termini di deformazione. Usare i valori medi divisi per il FC.
		Dall'analisi. Usare i valori medi dei moduli nel modello.	In termini di resistenza. Usare i valori medi.		
	Duttile	Verifiche (se il ML è accettato)			
		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 $\rho_f \leq 1$, dall'analisi.	In termini di resistenza. Usare i valori medi divisi per il FC e per il coefficiente parziale.		
		Se $\rho_f > 1$, dall'equilibrio con la resistenza degli elm duttili. Usare i valori medi moltiplicati per FC			

Verifica in termini di deformazioni

Cosa significa ?

- Durante il terremoto la struttura và 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 on 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

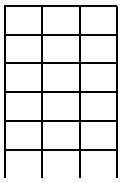
Verifica in termini di deformazioni
considerazioni

- 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 on 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

Comportamento oltre il limite elastico



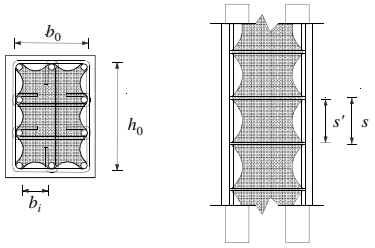
Modello per i materiali

Legame momento-curvatura (M-χ) per la sezione

mediante modello a fibre

Modello per i materiali
calcestruzzo

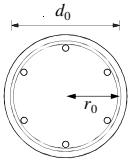
Problemi:
- Distinzione tra ricoprimento e nucleo confinato
- Efficacia del confinamento



Calcestruzzo
confinamento dovuto alle staffe

Staffe in una sezione circolare

Quando il calcestruzzo compresso si dilata le staffe danno una compressione trasversale



$$\sigma_{c,trasv} = 0.5\,\omega_{st}\,f_c$$

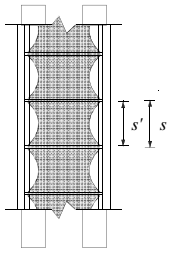
con $\omega_{st} = \dfrac{2\,A_{st}}{s\,r_0}\dfrac{f_y}{f_c}$

La compressione trasversale migliora il comportamento del calcestruzzo

Calcestruzzo
confinamento dovuto alle staffe

Staffe in una sezione circolare
Efficacia del confinamento

Allontanandosi dalla staffa, la zona confinata si riduce



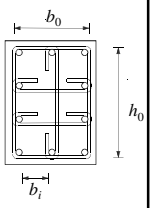
Si considera un coefficiente di efficacia pari al rapporto tra volume effettivamente confinato e volume idealmente racchiuso dalle staffe

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s'}{3\,d_0}\right)^2$$

quindi $\sigma_{c,trasv} = 0.5\,\alpha_s\,\omega_{st}\,f_c$

Calcestruzzo
confinamento dovuto alle staffe

Staffe in una sezione rettangolare



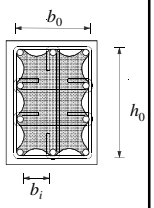
Quando il calcestruzzo compresso si dilata le staffe danno una compressione trasversale

$$\sigma_{c,trasv} = 0.5\,\omega_{st}\,f_c$$

con $$\omega_{st} = \frac{\sum A_{st}\,l_{st}}{b_0\,h_0\,s}\,\frac{f_y}{f_c}$$

Calcestruzzo
confinamento dovuto alle staffe

Staffe in una sezione rettangolare
Efficacia del confinamento



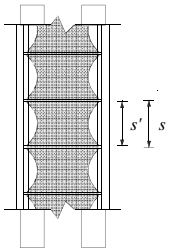
Staffe e tirantini sono meno efficaci quando ci si allontana dai punti ben bloccati

Si considera un coefficiente di efficacia

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6\,b_0\,h_0}$$

Calcestruzzo
confinamento dovuto alle staffe

Staffe in una sezione rettangolare
Efficacia del confinamento



Anche in senso longitudinale c'è una riduzione dell'efficacia del confinamento

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s'}{3\,b_0}\right)\left(1 - \frac{s'}{3\,h_0}\right)$$

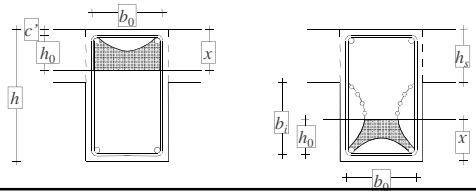
quindi $$\sigma_{c,trasv} = 0.5\,\alpha\,\omega_{st}\,f_c$$

con $$\alpha = \alpha_s\,\alpha_n$$

Calcestruzzo
confinamento dovuto alle staffe

Staffe in una trave a sezione rettangolare
Efficacia del confinamento

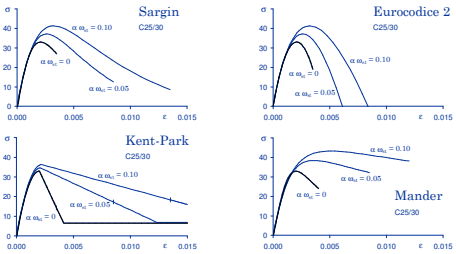
Nel valutare l'efficacia del confinamento bisogna tener conto di qual è la parte compressa e come viene confinata



Modello per i materiali
calcestruzzo

Modelli:

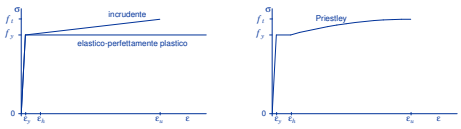
- Esistono numerose proposte, molto diverse



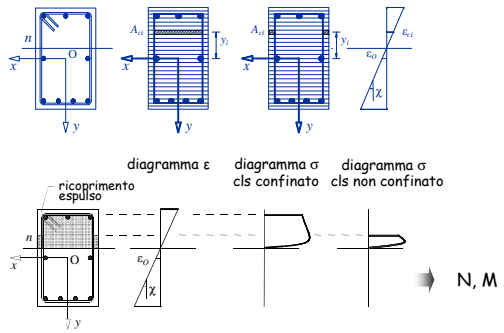
Modello per i materiali
acciaio

Modelli:

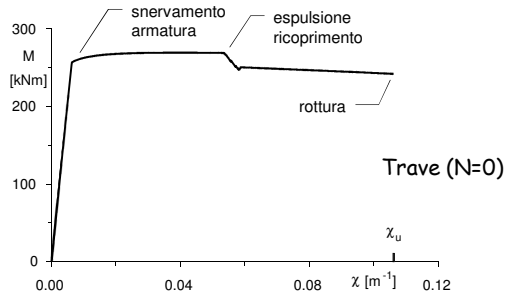
- Esistono alcune proposte, leggermente diverse



Legame momento-curvatura
mediante modello a fibre

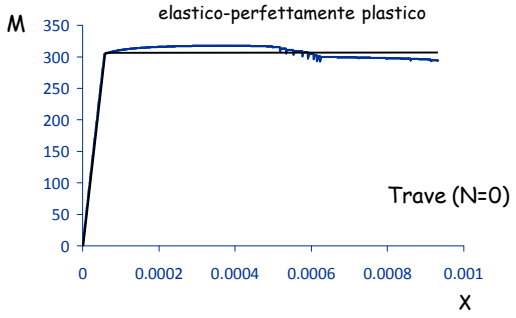


Legame momento-curvatura
mediante modello a fibre

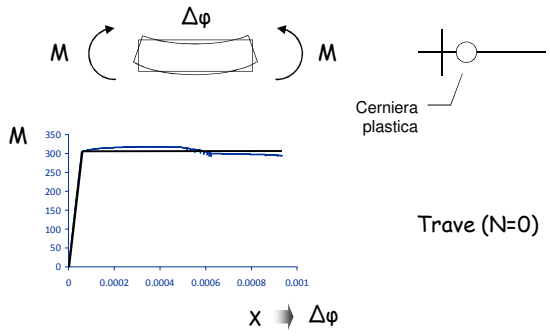


Legame momento-curvatura
mediante modello a fibre

È facile schematizzarlo come elastico-perfettamente plastico

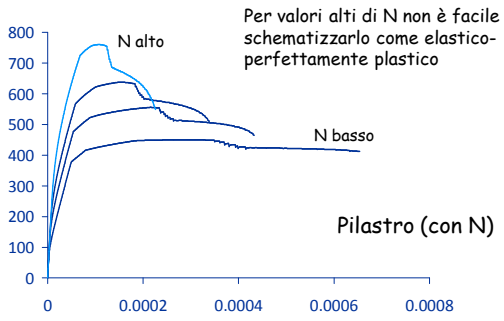


Cerniera plastica
concio di trave



Legame momento-curvatura
mediante modello a fibre

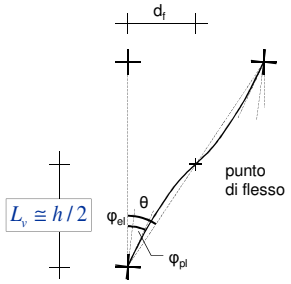
Per valori alti di N non è facile schematizzarlo come elastico-perfettamente plastico



Indicazioni di normativa

- La normativa indica di fare riferimento, più che alla rotazione del singolo concio, ad un parametro globale, la rotazione alla corda

Deformazioni dei pilastri



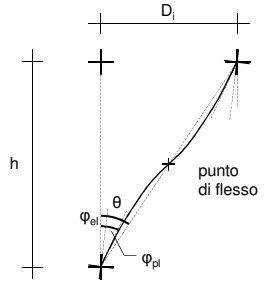
φ_{el} rotazione elastica del nodo

φ_{pl} rotazione della cerniera plastica

θ 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

$$\theta = \frac{D_i}{h}$$

$$D_i = \theta\, h$$

θ 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)

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0{,}016 \cdot (0{,}3^{\nu}) \left[\frac{\max(0{,}01;\omega')}{\max(0{,}01;\omega)} f_c\right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h}\right)^{0{,}35} 25^{\left(\omega\rho_{sx}\frac{f_{yw}}{f_c}\right)} (1{,}25^{100\rho_d})$$

  - 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

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0{,}016 \cdot (0{,}3^{\nu}) \left[\frac{\max(0{,}01;\omega')}{\max(0{,}01;\omega)} f_c\right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h}\right)^{0{,}35} 25^{\left(\omega\rho_{sx}\frac{f_{yw}}{f_c}\right)} (1{,}25^{100\rho_d})$$

$\gamma_{el} = 1.5$ 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

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0{,}016 \cdot (0{,}3^{\nu}) \left[\frac{\max(0{,}01;\omega')}{\max(0{,}01;\omega)} f_c\right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h}\right)^{0{,}35} 25^{\left(\omega\rho_{sx}\frac{f_{yw}}{f_c}\right)} (1{,}25^{100\rho_d})$$

$$f_c = \frac{f_{cm}}{FC\ \gamma_c} = \frac{19}{1.2 \times 1.5} = 10.56 \text{ MPa}$$

$$\nu = \frac{N}{A_c\ f_c} = \frac{400 \times 10^3}{900 \times 10^2 \times 10.56} = 0.4211$$

$$0.3^{\nu} = 0.6023$$

File Edificio 2012.xls – foglio Rot corda

Rotazione alla corda
esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0{,}016 \cdot (0{,}3^{\nu}) \left[\frac{\max(0{,}01;\omega')}{\max(0{,}01;\omega)} f_c\right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h}\right)^{0{,}35} 25^{\left(\alpha\rho_{sx}\frac{f_{yw}}{f_c}\right)} (1{,}25^{100\rho_d})$$

$$\omega = \frac{A_s}{b\,h}\frac{f_y}{f_c} \qquad \omega' = \frac{A'_s}{b\,h}\frac{f_y}{f_c}$$ per pilastri ω = ω'

$$\left[\frac{\max(0.01,\omega')}{\max(0.01,\omega)} f_c\right]^{0.225} = 10.56^{0.225} = 1.6994$$

File Edificio 2012.xls – foglio Rot corda

Rotazione alla corda
esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0{,}016 \cdot (0{,}3^{\nu}) \left[\frac{\max(0{,}01;\omega')}{\max(0{,}01;\omega)} f_c\right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h}\right)^{0{,}35} 25^{\left(\alpha\rho_{sx}\frac{f_{yw}}{f_c}\right)} (1{,}25^{100\rho_d})$$

$L_v = 135$ cm

$h = 30$ cm

luce di taglio = distanza dal punto di flesso (metà della lunghezza netta del pilastro)

$$\left(\frac{L_v}{h}\right)^{0.35} = \left(\frac{135}{30}\right)^{0.35} = 1.6929$$

File Edificio 2012.xls – foglio Rot corda

Rotazione alla corda
esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0{,}016 \cdot (0{,}3^{\nu}) \left[\frac{\max(0{,}01;\omega')}{\max(0{,}01;\omega)} f_c\right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h}\right)^{0{,}35} 25^{\left(\alpha\rho_{sx}\frac{f_{yw}}{f_c}\right)} (1{,}25^{100\rho_d})$$

Contributo delle staffe: per staffatura modesta viene circa 1

$$\rho_{st} = \frac{A_{st}\, l_{tot,st}}{s\, b_0\, h_0} = \frac{0.2827 \times 88}{25 \times 22 \times 22} = 0.002056$$

File Edificio 2012.xls – foglio Rot corda

Rotazione alla corda
esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0{,}016 \cdot (0{,}3^{\nu}) \left[\frac{\max(0{,}01;\omega')}{\max(0{,}01;\omega)} f_c\right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h}\right)^{0{,}35} 25^{\left(\alpha\rho_{sx}\frac{f_{yw}}{f_c}\right)} (1{,}25^{100\rho_d})$$

Contributo delle staffe: per staffatura modesta viene circa 1

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s'}{3\,b_0}\right)\left(1 - \frac{s'}{3\,h_0}\right) = \left(1 - \frac{25}{3 \times 22}\right)\left(1 - \frac{25}{3 \times 22}\right) = 0.3859$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6\,b_0\,h_0} = 1 - 4 \times \frac{22^2}{6 \times 22 \times 22} = 0.3333 \qquad \alpha = \alpha_s\,\alpha_n = 0.1286$$

File Edificio 2012.xls – foglio Rot corda

Rotazione alla corda
esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0{,}016 \cdot (0{,}3^{\nu}) \left[\frac{\max(0{,}01;\omega')}{\max(0{,}01;\omega)} f_c\right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h}\right)^{0{,}35} 25^{\left(\alpha\rho_{sx}\frac{f_{yw}}{f_c}\right)} (1{,}25^{100\rho_d})$$

Contributo delle staffe: per staffatura modesta viene circa 1

Più precisamente, in questo caso, 1.0248 – 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

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0{,}016 \cdot (0{,}3^{\nu}) \left[\frac{\max(0{,}01;\omega')}{\max(0{,}01;\omega)} f_c\right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h}\right)^{0{,}35} 25^{\left(\alpha\rho_{sx}\frac{f_{yw}}{f_c}\right)} (1{,}25^{100\rho_d})$$

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
1	6
1	5
1	4
1	3
1	2
1	1

Nq	b	h	spo u per Nq	ag 0.1	ag 0.2	ag 0.3	ag 0.4
66.1	30	30	54.72	54.09	53.46	52.84	52.23
163.7	30	30	50.39	48.23	46.15	44.17	42.28
261.3	30	30	46.40	42.38	38.71	35.35	32.29
358.9	30	30	42.73	36.95	31.95	27.63	23.89
456.5	30	30	35.35	32.11	26.20	21.38	17.45
556.4	40	30	40.67	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
1	6
1	5
1	4
1	3
1	2
1	1
2	6
2	5
2	4
2	3
2	2
2	1
3	6
3	5
3	4
3	3
3	2
3	1

Nq	b	h	spo u per Nq	ag 0.1	ag 0.2	ag 0.3	ag 0.4
108.0	30	30	52.82	52.58	52.34	52.10	51.87
244.0	30	30	47.08	46.79	46.49	46.20	45.91
380.0	30	30	41.97	41.54	41.12	40.70	40.28
518.2	30	40	37.68	37.36	37.05	36.74	36.44
658.7	30	50	34.65	34.35	34.05	33.76	33.47
801.4	30	60	32.36	31.77	31.20	30.63	30.07
108.0	30	30	52.82	52.59	52.37	52.14	51.92
244.0	30	30	47.08	46.78	46.49	46.19	45.90
380.0	30	30	41.97	41.49	41.02	40.56	40.09
518.2	30	40	37.69	37.12	36.57	36.03	35.49
658.7	30	50	34.65	34.11	33.58	33.06	32.54
801.4	30	60	32.36	31.86	31.36	30.88	30.40

spo u min	spo u min	spo u min	spo u min	spo u min
51.23	50.89	50.54	50.20	49.86
46.37	44.31	43.04	41.16	39.36
40.17	38.30	34.94	31.88	29.09
36.27	32.85	28.31	24.40	21.03
32.48	30.03	26.02	21.38	17.45
31.34	27.57	23.49	20.01	16.94

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 ρ = D / C

Applicabilità dell'analisi lineare (2)

- Esaminare tutte le sezioni in cui $\rho > 2$; tra queste:
  - Trovare il minimo ρ_{min}
  - Trovare il massimo ρ_{max}
  - Calcolare il rapporto ρ_{max} / ρ_{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	5.157
					rapp	1.638
		X		ag		
		per 0.25		0.150		
pilastro	piano	Msisma	Mres	Mag		ρ
1	6	89.92	29.63	53.96	1.86	
1	5	154.46	39.03	92.68	2.37	2.374
1	4	203.44	47.35	122.06	2.58	2.578
1	3	184.04	53.98	110.06	2.06	2.059
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	2.337
2	5	215.70	46.00	129.42	2.81	2.813
2	4	263.48	55.05	158.09	2.87	2.872
2	3	426.34	101.89	255.80	2.51	2.510
2	2	516.45	151.81	309.87	2.04	2.041
2	1	722.63	210.92	433.58	2.05	2.056
3	6	131.79	33.53	79.07	2.36	2.359
3	5	216.58	46.00	129.95	2.82	2.825
3	4	265.58	55.05	159.35	2.89	2.895
3	3	446.64	101.89	267.98	2.63	2.630
3	2	566.63	151.81	339.98	2.24	2.235
3	1	746.51	210.92	447.91	2.12	2.124

non accettabile

					min	2.023
					max	6.571
					rapp	3.299
		X		ag		
		per 0.25		0.300		
pilastro	piano	Msisma	Mres	Mag		ρ
1	6	89.92	29.63	107.98	3.72	3.717
1	5	154.46	39.03	185.35	4.75	4.748
1	4	203.44	47.35	244.13	5.16	5.156
1	3	184.04	53.98	221.93	4.12	4.119
1	2	175.33	64.58	210.40	3.26	3.258
1	1	152.73	87.72	183.28	2.09	2.089
2	6	130.59	33.53	156.71	4.67	4.674
2	5	215.70	46.00	258.84	5.63	5.626
2	4	263.48	55.05	316.18	5.74	5.744
2	3	426.34	101.89	511.61	5.02	5.021
2	2	516.45	151.81	619.74	4.08	4.082
2	1	722.63	210.92	867.16	4.11	4.111
3	6	131.79	33.53	158.16	4.72	4.717
3	5	216.58	46.00	259.99	5.65	5.649
3	4	265.58	55.05	318.70	5.79	5.790
3	3	446.64	101.89	535.97	5.26	5.260
3	2	566.63	151.81	678.76	4.47	4.471
3	1	746.51	210.92	895.81	4.25	4.247

File Edificio 2012.xls – foglio applicabil.

Applicabilità dell'analisi lineare

					min	2.623
					max	6.385
					rapp	2.434
		X		ag		
		per 0.25		0.287		
pilastro	piano	Msisma	Mres	Mag		ρ
1	6	89.92	29.63	103.23	3.56	3.556
1	5	154.46	39.03	177.32	4.54	4.543
1	4	203.44	47.35	233.55	4.93	4.932
1	3	184.34	53.98	212.31	3.94	3.940
1	2	175.33	64.58	201.28	3.12	3.117
1	1	152.73	87.72	175.33	2.00	
2	6	130.59	33.53	149.02	4.47	4.472
2	5	215.70	46.00	247.62	5.38	5.383
2	4	263.48	55.05	302.48	5.49	5.496
2	3	426.34	101.89	489.44	4.80	4.803
2	2	516.45	151.81	592.88	3.91	3.906
2	1	722.63	210.92	829.58	3.93	3.933
3	6	131.79	33.53	151.29	4.51	4.513
3	5	216.58	46.00	248.63	5.40	5.405
3	4	265.58	55.05	304.89	5.54	5.539
3	3	446.64	101.89	512.74	5.03	5.032
3	2	566.63	151.81	649.34	4.28	4.277
3	1	746.51	210.92	856.89	4.06	4.063

					min	2.692
					max	5.225
					rapp	2.008
		Y		ag		
		per 0.25		0.166		
pilastro	piano	Msisma	Mres	M(ag)		ρ
17	6	156.87	27.28	116.71	4.279	4.279
17	5	210.53	36.01	156.63	4.349	4.349
17	4	254.24	43.58	189.15	4.340	4.340
17	3	271.11	49.92	201.77	4.041	4.041
17	2	276.62	54.97	205.81	3.744	3.744
17	1	173.53	64.73	129.11	1.994	
9	6	219.04	32.12	163.64	5.095	5.095
9	5	300.91	44.60	229.03	5.143	5.143
9	4	379.20	53.99	292.12	5.225	5.225
9	3	374.96	65.84	278.97	4.237	4.237
9	2	619.91	103.32	451.2[illegible]	4.253	4.258
9	1	737.89	159.70	526.67	3.298	3.298
1	6	157.75	29.03	117.37	4.043	4.043
1	5	215.43	39.03	160.28	4.105	4.105
1	4	251.50	47.35	194.56	4.109	4.109
1	3	233.83	53.88	211.17	3.919	3.919
1	2	259.36	64.58	192.92	2.987	2.987
1	1	334.36	104.41	235.92	2.730	2.730

File Edificio 2012.xls – foglio applicabil.

Spostamento relativo limite
di interpiano – direzione x

direzione x		ag = 0.25	
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	

spostamento relativo limite per rotazione corda		accelerazione sopportabile	
per Nq		per Nq	
51.23		0.904	
45.37		0.481	
40.17		0.339	
36.27		0.356	
33.48		0.382	
31.34		0.653	

File Edificio 2012.xls – foglio Spo

Spostamento relativo limite
di interpiano – direzione x

direzione x		ag = 0.25	ag 0.1					
traverso	spostamento assoluto (mm)	spostamento relativo (mm)	spostamento relativo (mm)	spostamento relativo limite per rotazione corda per Nq	ag 0.1		accelerazione sopportabile per Nq	ag 0.1
6	119.282	14.166	5.67	51.23	50.89		0.904	0.859
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		0.356	0.322
2	33.862	21.890	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	ag 0.1	ag 0.2	ag 0.3	ag 0.4	ag 0.2556	per Nq	ag 0.1	ag 0.2	ag 0.3	ag 0.4	ag 0.2556
5	119.282	14.166	14.48	51.23	50.89	50.54	50.20	49.86	50.35	0.934	0.898	0.892	0.886	0.880	0.889
5	107.696	23.696	24.11	46.37	41.21	43.34	41.16	39.26	41.99	0.424	0.470	0.466	0.426	0.417	0.445
4	96.782	29.592	30.52	40.17	33.30	34.94	31.88	29.09	33.21	0.339	0.324	0.295	0.269	0.246	0.284
3	58.958	25.488	26.06	36.27	32.65	28.31	24.40	21.06	26.06	0.356	0.322	0.278	0.239	0.205	0.253
2	33.862	21.890	22.36	33.48	30.03	26.02	21.38	17.45	23.46	0.352	0.343	0.297	0.244	0.199	0.251
1	11.999	11.999	12.27	31.34	27.57	23.19	20.01	16.94	21.48	0.653	0.574	0.489	0.417	0.353	0.443

La rotazione limite si raggiunge per
a_g = 0.256 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	ag 0.1	ag 0.2	ag 0.3	ag 0.4	ag 0.1629	per Nq	ag 0.1	ag 0.2	ag 0.3	ag 0.4	ag 0.1629
6	186.571	24.067	15.68	51.23	50.41	49.60	48.80	48.02	49.90	0.532	0.524	0.515	0.507	0.499	0.518
5	162.642	34.941	22.70	46.37	42.99	40.74	39.61	36.59	41.64	0.325	0.309	0.292	0.277	0.263	0.299
4	139.445	42.230	27.52	40.17	36.31	32.82	29.67	26.81	34.07	0.238	0.216	0.194	0.176	0.159	0.202
3	100.777	43.865	28.58	36.27	32.16	28.51	24.34	20.36	29.82	0.207	0.183	0.153	0.139	0.116	0.170
2	56.956	39.803	25.28	33.48	29.22	23.04	17.92	13.94	25.28	0.216	0.188	0.148	0.115	0.090	0.163
1	16.354	16.354	12.61	31.34	27.16	22.25	17.66	13.86	24.28	0.405	0.351	0.297	0.227	0.179	0.314

La rotazione limite si raggiunge per
a_g = 0.163 g

File Edificio 2012.xls – foglio Spo

Conclusioni
per analisi lineare (con ρ)

- L'analisi mostra che il moltiplicatore di collasso potrebbe arrivare a

  a_g = 0.163 g

  raggiunto per sisma in direzione y

  L'analisi è applicabile in tale direzione fino a un valore

  a_g = 0.186 g

  quindi il valore 0.163 g può essere assunto come moltiplicatore di collasso

Corso di aggiornamento

Verifica sismica degli edifici esistenti in c.a.

13 – Analisi non lineare: verifica in termini di deformazioni

Forlì
29-31 gennaio 2015

Aurelio Ghersi

Analisi non lineare (pushover)

Ordinanza 3431 e Circolare 2/2/09

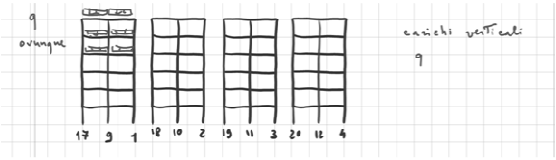
Pushover

- Analisi non lineare che mostra il comportamento di una struttura soggetta ad una distribuzione crescente di forze orizzontali
  - Occorre applicare preliminarmente i carichi verticali agenti sulla struttura (valori per la condizione sismica)
    Si effettua in genere una analisi lineare, ritenendo che sotto i carichi di esercizio la struttura sia in campo elastico
  - A questi si somma l'effetto di una distribuzione di forze orizzontali, scalate in maniera via via crescente
    Questo effetto si valuta con analisi non lineare
  - Si ottengono così indicazioni sul progressivo stato della struttura (sollecitazioni, spostamenti, ecc.)

Pushover

esempio – direzione y

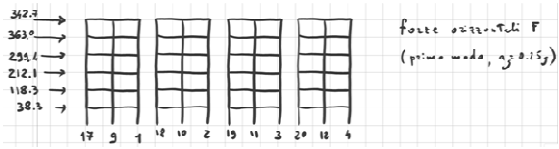
- Carichi verticali



Pushover

esempio – direzione y

- Distribuzione di forze

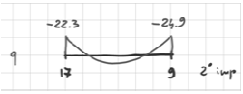


  - Le forze usate nell'esempio sono quelle corrispondenti al primo modo
    Nota: poiché le forze devono essere scalate, è la distribuzione (cioè i rapporti) che conta, non i valori in sé

Pushover

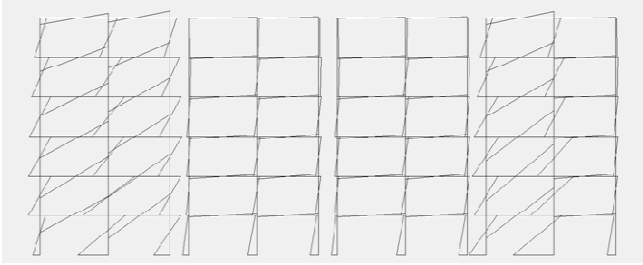
esempio – direzione y

- Carichi verticali:
  risolto lo schema si hanno i valori in tutte le aste
  Ad esempio, per la trave 17-9, 2° impalcato:



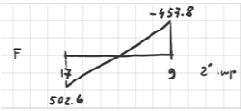
Pushover
esempio – direzione y

- Primo passo – effetto delle forze orizzontali



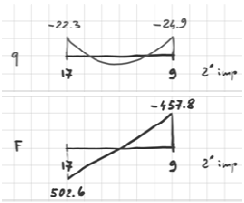
Pushover
esempio – direzione y

- Primo passo:
  applicando le forze allo schema e risolto lo schema si hanno i valori in tutte le aste
  Ad esempio, per la trave 17-9, 2° impalcato:

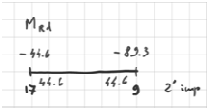


Pushover
esempio – direzione y

- Per questa trave si ha quindi:

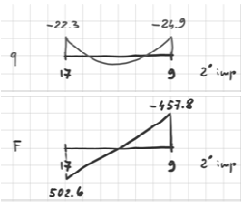


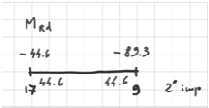
La trave ha come momenti resistenti i valori qui indicati



Pushover
esempio – direzione y

- Si può valutare l'aliquota di forza orizzontale che porta la trave al limite di resistenza:





$$\text{sez. } 17 \quad -22.3 + \frac{502.6}{\rho} = 44.6$$

$$\rho = 7.51 \qquad \frac{1}{\rho} = 13.3\%$$

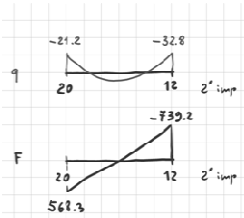
$$\text{sez. } 9 \quad -24.9 - \frac{457.8}{\rho} = -89.3$$

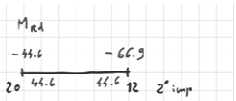
$$\rho = 8.42 \qquad \frac{1}{\rho} = 11.9\%$$

La sezione di destra raggiunge il limite di resistenza per forze pari all'11.9% di quelle di riferimento

Pushover
esempio – direzione y

- Analogamente, per la trave 20-12, 2° impalcato:





$$\text{sez. } 20 \quad -21.2 + \frac{562.3}{\rho} = 44.6$$

$$\rho = 8.63 \qquad \frac{1}{\rho} = 11.6\%$$

$$\text{sez. } 12 \quad -32.8 - \frac{739.2}{\rho} = -66.9$$

$$\rho = 21.64 \qquad \frac{1}{\rho} = 4.6\%$$

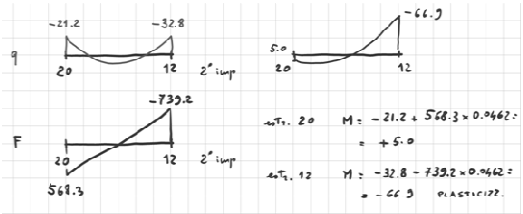
La sezione di destra raggiunge il limite di resistenza per forze pari al 4.6% di quelle di riferimento

Pushover
esempio – direzione y

- Esaminando tutte le aste, travi e pilastri, si determina il valore minimo del moltiplicatore che porta al limite una sezione
- Si trova che il valore più piccolo è 4.62%, che porta al raggiungimento del limite di plasticizzazione per la trave 20-12, 2° impalcato

Pushover
esempio – direzione y

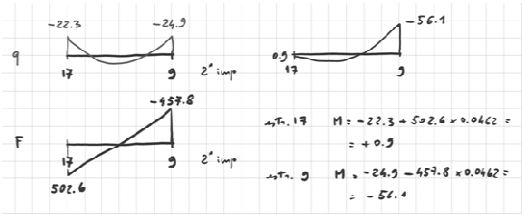
- Per questo moltiplicatore (0.0462), nella trave 20-12, 2° impalcato si ha



- L'estremo destro si è plasticizzato

Pushover
esempio – direzione y

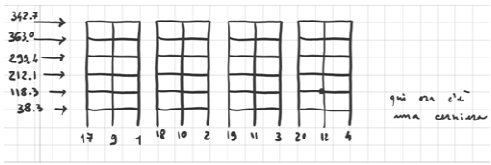
- Per lo stesso moltiplicatore (0.0462), nella trave 17-9, 2° impalcato si ha



- Entrambi gli estremi sono ancora lontani dal limite

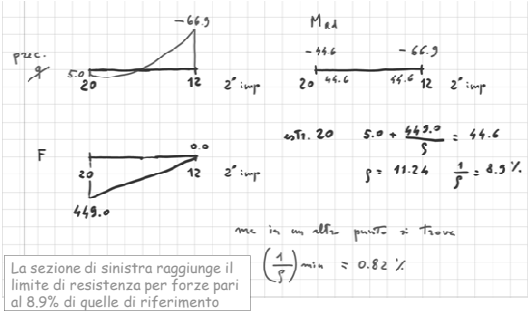
Pushover
esempio – direzione y

- I valori trovati (corrispondenti ai diagrammi in rosso) sono i valori finali del primo passo, nonché quelli iniziali per il secondo passo
- Nella sezione in cui si è raggiunto il momento resistente M non può crescere. Si mette quindi nello schema una cerniera e si ripete il calcolo



Pushover
esempio – direzione y

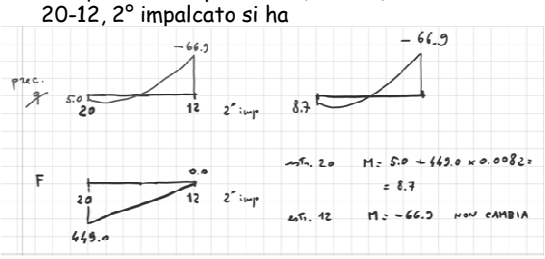
- Secondo passo, per la trave 20-12, 2° impalcato:



La sezione di sinistra raggiunge il limite di resistenza per forze pari al 8.9% di quelle di riferimento

Pushover
esempio – direzione y

- Per questo moltiplicatore (0.0082), nella trave 20-12, 2° impalcato si ha



- Si noti che questi (diagramma in rosso) sono i valori che corrispondono a forze pari al 4.62+0.82 = 8.84% delle forze di riferimento

Pushover
esempio – direzione y

- I valori trovati (corrispondenti ai diagrammi in rosso) sono i valori finali del secondo passo, nonché quelli iniziali per il terzo passo
- Nella sezione in cui si è raggiunto il momento resistente M non può crescere. Si mette quindi nello schema un'altra cerniera e si ripete il calcolo

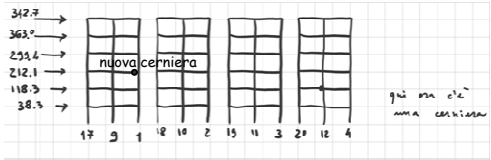
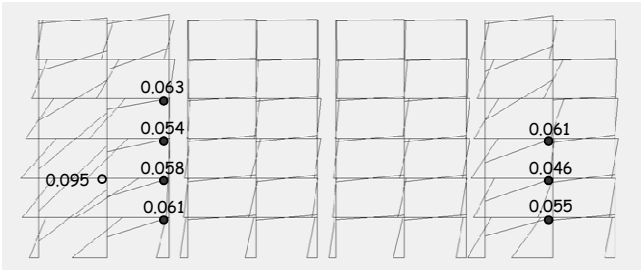


Diagramma del momento
Forze modo 1 - passo 7



Applicazione alla struttura in esame
telai in direzione y

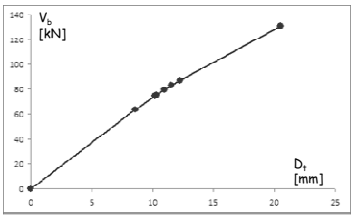
- Riepilogo dei risultati dei primi passi dell'analisi non lineare, fatti in maniera parzialmente manuale, ovvero con l'utilizzo di una analisi lineare e facendo variare via via lo schema

Passo	1/ρ		Dt	Vb	cerniere pil/tra	pia				
0			0	0						
1	4.62%	4.62%	8.573	53.47	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	0.25%	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

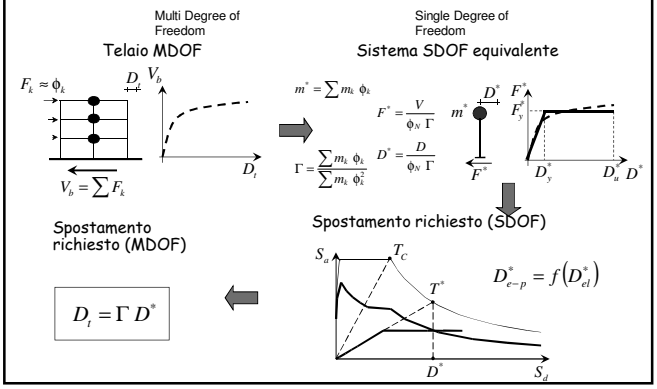
- Curva di pushover (parte iniziale)



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?

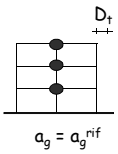
Proposta:
determinare lo spostamento richiesto (elasto-plastico) direttamente dallo spostamento (elastico) fornito dall'analisi modale con spettro di risposta del sistema MDOF

- 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)

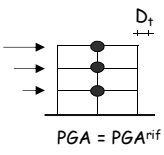
V_b^{rif} taglio al piede

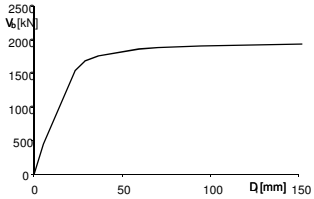
T^{rif} periodo del modo predominante

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

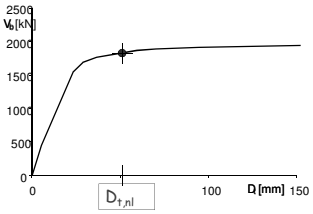




Nota: deve essere fatta due volte, con due distribuzioni di forze

Analisi statica non lineare
relazione D_t - a_g

Quale accelerazione a_g corrisponde ad un punto qualsiasi della curva ?

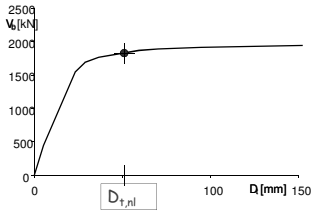


$$a_g = a_g^{rif} \frac{D_{t,el}}{D_{t,el}^{rif}}$$

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

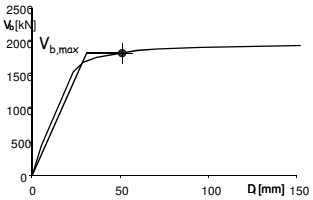
Occorre effettuare due correzioni

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)

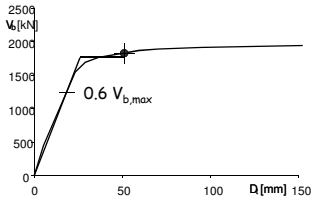
Uguaglianza del valore massimo

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)

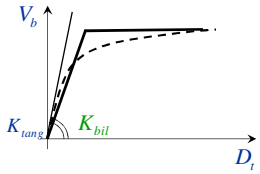
Il tratto lineare interseca la curva al 60% di $V_{b,max}$

Criterio generale: area sottesa uguale

Analisi statica non lineare
4 – correzione per variazione rigidezza

- La bilinearizzazione comporta una variazione di rigidezza 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

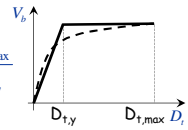
- Lo spostamento di una struttura che và in campo plastico può essere uguale oppure maggiore di quello di una struttura che rimane in campo elastico
- Si assume:

$$D_{t,el} = D_{t,e-p} \qquad T \geq T_c$$

$$D_{t,el} = D_{t,e-p} \frac{1}{\mu}\left[1+(\mu-1)\frac{T}{T_c}\right] \qquad T < T_c$$

Nota: la duttilità μ è ricavata dalla bilineare

$$\mu = \frac{D_{t,\max}}{D_{t,y}}$$



Passaggi matematici
(per mio ricordo)

- Dall'articolo di Bosco, Ghersi, Marino, "On the evaluation of seismic response of structures by nonlinear static methods"

$$R_\mu = \mu \quad \text{when } T^* \geq T_C \qquad (8a)$$

$$R_\mu = (\mu-1)\frac{T^*}{T_C}+1 \quad \text{when } T^* < T_C \qquad (8b)$$

$$a_g = \bar{a}_g \frac{D}{\bar{D}_{el}} \frac{S_{de}(T_1)}{S_{de}(T_e)} \quad \text{if } T_e \geq T_C \text{ or } R_\mu \leq 1 \qquad (20a)$$

$$a_g = \bar{a}_g \frac{D}{\bar{D}_{el}} \frac{S_{de}(T_1)}{S_{de}(T_e)} \frac{R_\mu}{1+(R_\mu-1)T_C/T_e} \quad \text{if } T_e < T_C \text{ and } R_\mu > 1 \qquad (20b)$$

$$\frac{1}{\mu}\left[1+(\mu-1)\frac{T}{T_c}\right]$$

Spostamento richiesto
6 – determinazione di a_g

- Riunendo le indicazioni precedenti

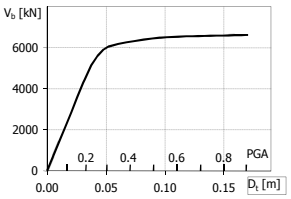
$$a_g = a_g^{rif} \frac{D_{t,nl}}{D_{t,el}^{rif}} \frac{S_{de}(T_1)}{S_{de}(T_{bil})} \qquad T \geq T_c$$

$$a_g = a_g^{rif} \frac{D_{t,nl}}{D_{t,el}^{rif}} \frac{S_{de}(T_1)}{S_{de}(T_{bil})} \frac{1}{\mu}\left[1+(\mu-1)\frac{T}{T_c}\right] \qquad T < T_c$$

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
T	1.064	s

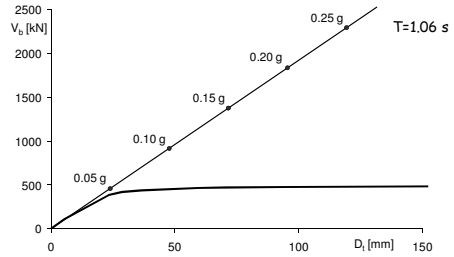
$$K_{tang} = \frac{2291.83}{119.28} = 19.21 \text{ kN/mm}$$

pushover		
passo	Dt [mm]	Vb [kN]
0	0.00	0.00
1	5.36	111.48
2	23.22	383.86
3	28.73	419.63
4	36.53	438.75
5	59.42	464.63
6	70.19	476.50
7	94.52	475.79
8	152.17	483.80
9	166.20	483.79
10	229.01	483.79
11	296.52	483.79
12	364.16	483.79
13	424.16	483.79
14	484.16	483.79
15	544.16	483.79
16	589.55	483.79

File Pushover-x.xls – foglio Dati

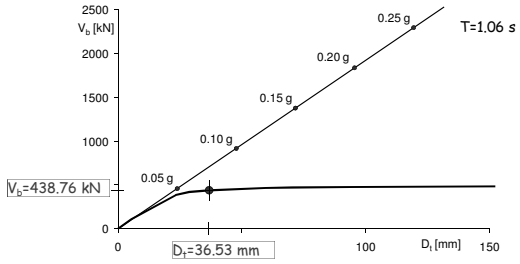
Applicazione alla struttura in esame
telai in direzione x

- Analisi lineare e pushover

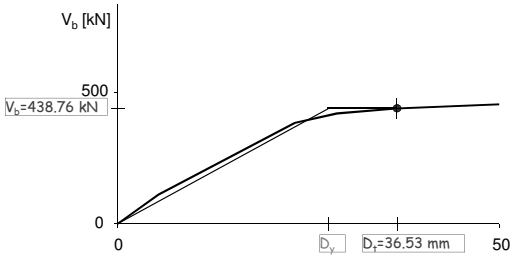


Applicazione alla struttura in esame
telai in direzione x

- Determinazione dell'accelerazione corrispondente ad un punto della curva



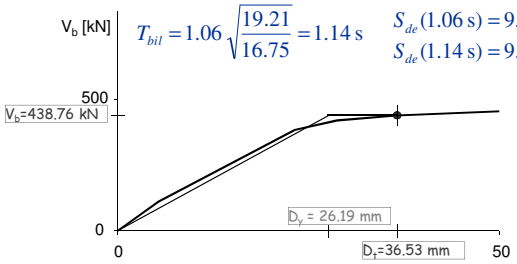
Bilinearizzazione
secondo indicazioni Eurocodice e NTC08



A = area sottesa dalla curva
= 10284 kN mm
$V_y = V_b$

$$D_y = \frac{2\,(D_t\,V_b - A)}{V_y} = 26.19 \text{ mm}$$

Correzione 1
rigidezza della tangente e della bilineare



$$T_{bil} = 1.06\sqrt{\frac{19.21}{16.75}} = 1.14 \text{ s}$$

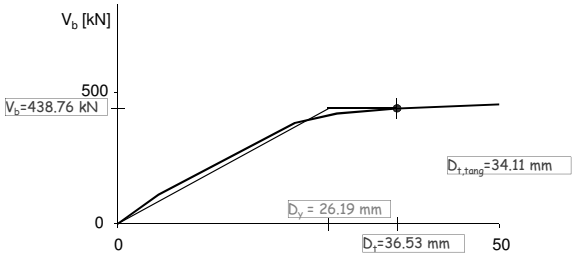
$$S_{de}(1.06 \text{ s}) = 9.14 \text{ mm}$$
$$S_{de}(1.14 \text{ s}) = 9.79 \text{ mm}$$

$$K_{tang} = 19.21 \text{ kN/mm}$$

$$K_{bil} = \frac{438.76}{26.19} = 16.75 \text{ kN/mm}$$

$$D_{t,tang} = 36.53\,\frac{9.14}{9.79} = 34.11 \text{ mm}$$

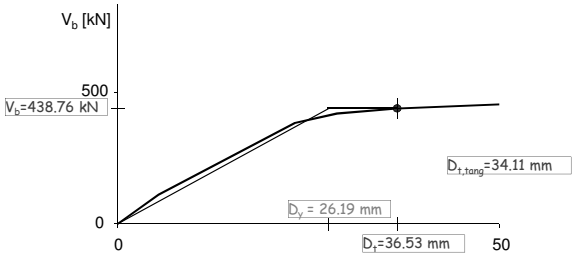
Correzione 2
spostamento elastico ed elastoplastico



$T > T_C$

La correzione
non è necessaria

Accelerazione a_g
corrispondente al punto assegnato



$$a_g = a_g^{rif}\,\frac{D_{t,tang}}{D_{t,el}^{rif}} = 0.25\,\frac{34.11}{119.28} = 0.071 \text{ g}$$

Applicazione alla struttura in esame
telai in direzione x

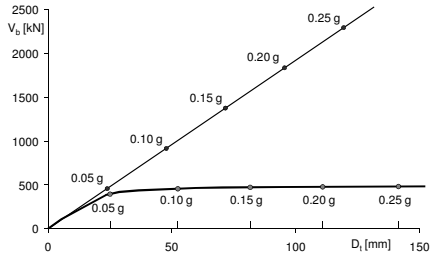
- Accelerazione per tutti i punti della curva

analisi modale											
ag	Dt [mm]	Vb [kN]				Kel					
0.25	119.28	2291.83				19.21					
T	1.064	s			ag(T)	0.319	g				
					D(T)	9.14	mm				
pushover											
passo	Dt [mm]	Vb [kN]	Area	Vy	Dy	Kbil	T	Dep(T)	Dep/D	Dt el	ag
0	0.00	0.00	0	0.00	0.00		1.064	9.14	1.000	0.00	0.000
1	5.36	111.43	298	111.43	5.36	20.77	1.064	9.14	1.000	5.36	0.011
2	23.22	383.86	4721	383.86	21.84	17.57	1.113	9.56	1.046	22.21	0.047
3	28.73	419.63	6936	419.63	24.41	17.19	1.125	9.67	1.057	27.18	0.057
4	36.53	438.76	10264	438.76	26.19	16.75	1.140	9.79	1.071	34.11	0.071
5	50.48	454.00	20020	454.00	30.65	15.45	1.187	10.20	1.116	48.20	0.102
6	70.19	470.50	25669	470.50	31.32	15.02	1.203	10.34	1.131	62.07	0.130
7	94.52	475.79	37170	475.79	32.80	14.51	1.225	10.52	1.151	82.13	0.172
8	152.17	432.80	64801	432.80	35.91	13.45	1.272	10.93	1.195	127.30	0.267
9	168.30	433.79	71552	433.79	36.48	13.26	1.281	11.01	1.204	138.08	0.289
10	229.01	433.79	101967	433.79	36.48	13.26	1.281	11.01	1.204	180.26	0.378
11	298.82	433.79	134773	433.79	36.48	13.26	1.281	11.01	1.204	246.69	0.517
12	364.16	433.79	167348	433.79	36.48	13.26	1.281	11.01	1.204	302.53	0.634
13	424.16	433.79	196376	433.79	36.48	13.26	1.281	11.01	1.204	352.37	0.739
14	484.16	433.79	225403	433.79	36.48	13.26	1.281	11.01	1.204	402.21	0.843
15	544.16	433.79	251430	433.79	36.48	13.26	1.281	11.01	1.204	452.06	0.947
16	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	36.48	13.26	1.281	11.01	1.204	498.06	1.044

File Pushover-x.xls – foglio Dt-ag

Applicazione alla struttura in esame
telai in direzione x

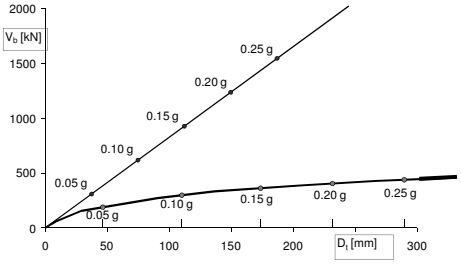
- Analisi lineare e pushover con corrispondenza tra punti e a_g



File Pushover-x.xls – foglio Graf Vb-Dt

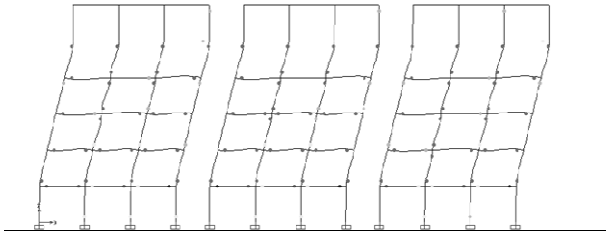
Applicazione alla struttura in esame
telai in direzione y

- Analisi lineare e pushover con corrispondenza tra punti e a_g



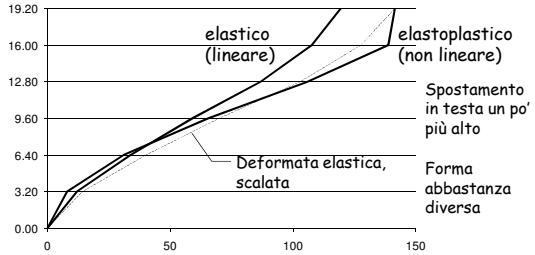
File Pushover-y.xls – foglio Graf Vb-Dt

Direzione X
travi plasticizzate



Il meccanismo di collasso è sostanzialmente globale

Deformata per a_g=0.25 g – dir.x
con comportamento elastico e plastico



File Pushover-x.xls – foglio Graf def

Verifica per a_g=0.25 g – dir.x

Per ciascun interpiano:

- Calcolare la rotazione alla corda θ_u e gli spostamenti limite corrispondenti
  - θ_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 ΔN 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 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	
						verifica
				min	0.765	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

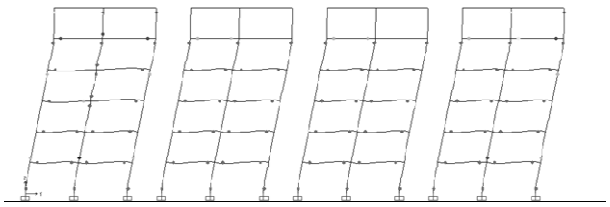
Verifica per a_g=0.205 g – dir.x

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	
						verifica
				min	1.001	ok

La verifica è soddisfatta

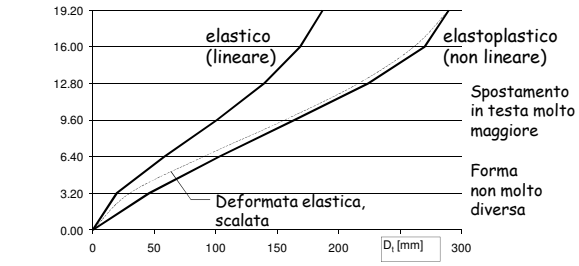
Nota: per semplicità ho usato gli spostamenti limite calcolati con N da analisi lineare, ma questo non è corretto

Direzione Y
travi e travetti plasticizzati



Il meccanismo di collasso è sostanzialmente globale

Deformata per a_g=0.25 g – dir.y
con comportamento elastico e plastico



File Pushover-y.xls – foglio Graf def

Verifica per a_g=0.25 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	
						verifica
				min	0.355	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 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	42.62		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	
						verifica
				min	1.000	ok

La verifica è soddisfatta

Nota: per semplicità ho usato gli spostamenti limite calcolati con N da analisi lineare, ma questo non è corretto

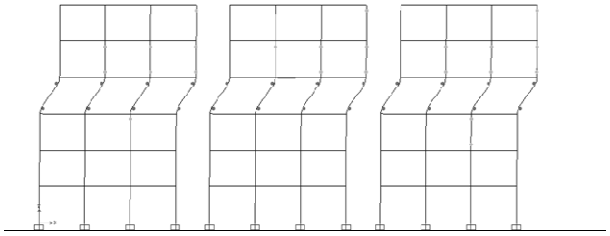
Conclusioni

- L'analisi statica non lineare mostra che lo spostamento limite è raggiunto
  - In direzione x: per a_g = 0.205 g
  - In direzione y: per a_g = 0.116 g
- Questi valori sono minori di quelli stimati con l'analisi lineare, pari rispettivamente a 0.256 g e 0.163 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

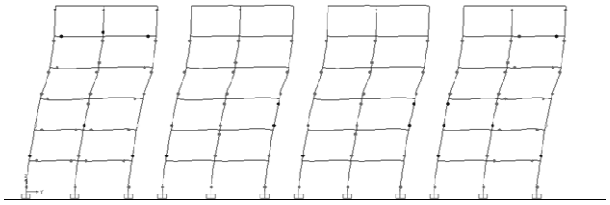
E se il modello cambia ?



Meccanismo di piano

Direzione Y

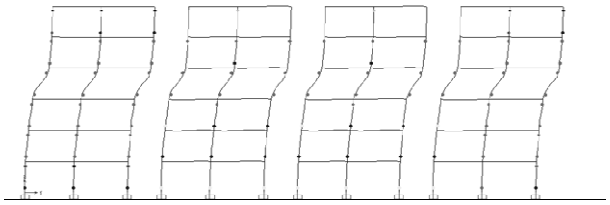
travi plasticizzate, travetti no



Minime variazioni

Direzione Y

travi e travetti infinitamente resistenti



Meccanismo di piano

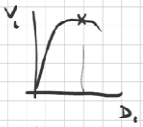
Validazione (considerazioni)

ANALISI NON LINEARE

massimo a_g = **

CHIARIMENTI SU A.N.L.

1) confronto spost. con. ad a_g — capacità di spost.



2) come si calcola la capacità di spost. | rotazioni plasticizzate ?

VALIDAZ. CON A.L.

3) spostamenti per a_g con A.L.

4) distribuz. carichi A.N.L. per a_g cfr. con distrib. carichi A.L. (β > ...)

Corso di aggiornamento

Verifica sismica degli edifici esistenti in c.a.

14 – Interventi

Forlì
29-31 gennaio 2015

Aurelio Ghersi

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

Interventi

- Qualunque intervento nasce sulla base dell'analisi preliminare per la valutazione della vulnerabilità sismica
- L'analisi ha messo in evidenza quali siano i punti deboli della struttura
- Gli interventi devono mirare a dare maggiore sicurezza nei confronti di questi aspetti (ma senza creare altri problemi)

Interventi
Situazione molto frequente

L'analisi mostra un forte rischio di rotture fragili
- È possibile garantire un miglioramento strutturale intervenendo su questi, con:
  - Staffatura efficace degli estremi dei pilastri
  - Cerchiatura dei nodi
  - Cucitura tra pilastri e travi
- Risolto questo aspetto, si può decidere se intervenire sul comportamento non lineare, aumentando la duttilità della struttura

Tipi di intervento

Riparazione o intervento locale:
- Intervento su porzioni limitate della struttura, che non riducono le condizioni di sicurezza preesistenti

Intervento di miglioramento:
- Intervento sulla struttura per aumentarne globalmente la sicurezza,
  pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle norme vigenti

Intervento di adeguamento:
- Intervento sulla struttura che le conferiscono i livelli di sicurezza richiesti dalle norme vigenti

NTC 08, punto 8.4

Tipi di intervento

Riparazione o intervento locale
- Riguarda singole parti o elementi della struttura
- Non deve cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione

Obiettivi:
- Ripristinare le caratteristiche di elementi danneggiati
- Migliorare le caratteristiche di resistenze o duttilità di elementi, anche non danneggiati
- Impedire meccanismi di collasso locale

NTC 15, punto 8.4.1

Tipi di intervento

Riparazione o intervento locale

- Il progetto potrà essere riferito alle sole parti interessate
- Occorre documentare le carenze rilevate e dimostrare che:
  - Non vengono prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti
  - Non vengono prodotte sostanziali modifiche al comportamento della struttura nel suo insieme
  - Gli interventi non comportano una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti

NTC 15, punto 8.4.1

Tipi di intervento

Riparazione o intervento locale

Problema:

- Questo intervento prescinde sostanzialmente dalle problematiche sismiche ?

  In linea di massima si, ma ora c'è un riferimento al grado di sicurezza precedente che farebbe pensare anche agli aspetti sismici

Attenzione: se si riscontrano serie carenze strutturali dal punto di vista sismico non si può far finta di niente

NTC 15, punto 8.4.1

Tipi di intervento

Intervento di miglioramento

- È finalizzato ad accrescere il livello di sicurezza della costruzione
- La valutazione della sicurezza deve essere estesa a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme

In sostanza, occorre valutare il livello di sicurezza ζ_E prima e dopo l'intervento e dimostrare che l'intervento fa aumentare ζ_E

NTC 15, punto 8.4.2

Tipi di intervento

Intervento di miglioramento

- È finalizzato ad accrescere il livello di sicurezza della costruzione

Nota: il giudizio è globale.

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 15, punto 8.4.2

Tipi di intervento

Intervento di miglioramento

Indicazioni di minimo:

- Costruzioni di classe IV
  il valore di ζ_E dopo l'intervento deve essere non minore di 0.4
- Costruzioni di classe III e II
  il valore di ζ_E dopo l'intervento deve essere non minore di 0.1

Nota: questi limiti (soprattutto il secondo) mi sembrano molto bassi

NTC 15, punto 8.4.2

Tipi di intervento

Intervento di adeguamento

È obbligatorio quando si intende:

- Sopraelevare la costruzione
- Ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse "e tali da alterarne significativamente la risposta"

Nota: la parte finale tra virgolette, ora aggiunta, smorza un po' l'obbligo

In questi casi si deve ottenere ζ_E non inferiore a 1

NTC 15, punto 8.4.3

Tipi di intervento

Intervento di adeguamento

È obbligatorio quando si intende:

- Apportare variazione di classe o destinazione d'uso che comporti un incremento dei carichi verticali globali in fondazione superiore al 10%

  Nota: è precisato che la valutazione dell'incremento deve essere fatta con la condizione rara

  In questo caso si deve ottenere ζ_E non inferiore a 0.8

NTC 15, punto 8.4.3

Tipi di intervento

Intervento di adeguamento

È obbligatorio quando si intende:

- Effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; "nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani"

  In questo caso si deve ottenere ζ_E non inferiore a 1

NTC 15, punto 8.4.3

Tipi di intervento

Intervento di adeguamento

È obbligatorio quando si intende:

- Effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; …

  Questa prima 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 15, punto 8.4.3

Tipi di intervento

Intervento di adeguamento

È obbligatorio quando si intende:

- … "nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani"

  Questa parte aggiunta tra virgolette sembrerebbe ridurre di molto la portata dell'obbligo

NTC 15, punto 8.4.3

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 rigidezze 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

NTC 08, punto 8.7.4

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 rigidezza, 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,

NTC 08, punto 8.7.4

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;

NTC 08, punto 8.7.4

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, tre 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
- Ridurre l'input sismico o aumentare la dissipazione

  ovvero inserire elementi per isolamento alla base o dissipatori

Criteri e tipi di intervento

1. Rinforzare tutti o buona parte degli elementi

   Vantaggi:
   - Pochi problemi negli impalcati
   - Pochi problemi nelle fondazioni

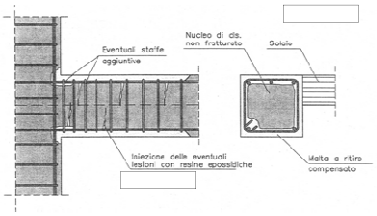
   Svantaggi:
   - Interventi diffusi sugli impianti e sulle finiture

Criteri e tipi di intervento

1. Rinforzare tutti o buona parte degli elementi

Interventi tradizionali

Riparazione locale di trave, senza aumento di sezione

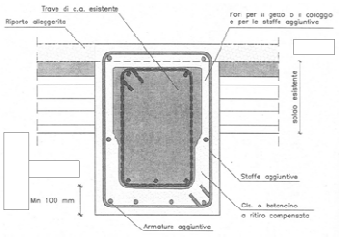


Problemi particolari nella zona di contatto col solaio (perforazioni per inserimento staffe e iniezione malta)

Criteri e tipi di intervento
1. Rinforzare tutti o buona parte degli elementi

Interventi tradizionali

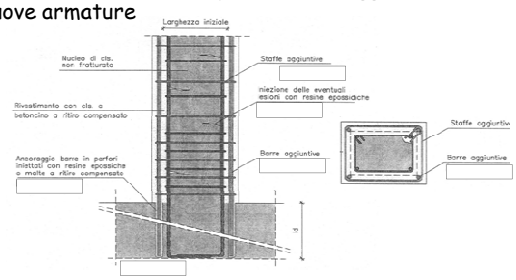
Incamiciatura totale di trave, con aggiunta di nuove armature



Criteri e tipi di intervento
1. Rinforzare tutti o buona parte degli elementi

Interventi tradizionali

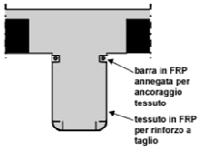
Incamiciatura totale di pilastro, con aggiunta di nuove armature

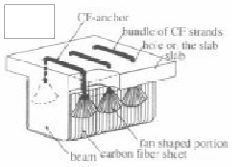


Criteri e tipi di intervento
1. Rinforzare tutti o buona parte degli elementi

Tecniche innovative

Rinforzo di travi con frp





Ancoraggio delle strisce verticali mediante barre in frp o con cavi in fibre sfioccati

Criteri e tipi di intervento
1. Rinforzare tutti o buona parte degli elementi

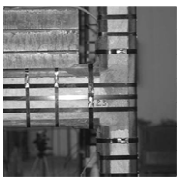
Tecniche innovative

Rinforzo (fasciatura) di pilastri con frp

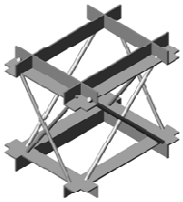
Anche in questo caso si possono usare cavi in fibre sfioccati per un collegamento tra piani adiacenti

Criteri e tipi di intervento
1. Rinforzare tutti o buona parte degli elementi

Interventi sui nodi



M. Dolce



A. Perretti

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

Criteri e tipi di intervento

2. Azioni sismiche a nuovo sistema strutturale

Possibilità:

- Inserimento di pareti in cemento armato
- Inserimento di controventi in acciaio nei telai esistenti
- Aggiunta di nuovi telai con controventi

Criteri e tipi di intervento

3. Ridurre l'input sismico o aumentare la dissipazione

Esempi:

- Isolamento alla base
- Inserimento di controventi ad instabilità impedita (BRB)
- Inserimento di dissipatori elasto-viscosi

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:

- <u>Qualunque</u> intervento porta a ridistribuzione delle sollecitazioni:
  è <u>inevitabile</u> che alcuni elementi stiano peggio di prima
- L'importante è che questi limitati peggioramenti non pregiudichino il comportamento complessivo