



Dipartimento ICAR  
Politecnico di Bari



**Mauro Mezzina**

**LINEE GUIDA PER LA VALUTAZIONE  
DI SICUREZZA DEGLI EDIFICI  
SCOLASTICI ESISTENTI**

*Andria, 26 giugno 2010*

**aicap**

**Associazione Italiana Calcestruzzo  
Armato e Precompresso**



**Ordine Ingegneri della Provincia di  
BARLETTA ANDRIA TRANI**

**LA PROGETTAZIONE  
STRUTTURALE  
SECONDO D.M. 14.01.08  
E CIRCOLARE APPLICATIVA**

d'intesa con

**A.G.I. – Associazione Geotecnica Italiana  
A.N.I.D.I.S. – Associazione Nazionale Italiana di  
Ingegneria Sismica  
C.T.E. – Collegio Tecnici della Industrializzazione  
Edilizia**

**04-05 11-12 18-19 25-26**

**G i u g n o 2 0 1 0**

**Sede del Corso  
HOTEL L'OTTAGONO  
ANDRIA**

## Introduzione

La necessità di una valutazione sistematica del livello di sicurezza posseduto dagli edifici esistenti, sia in presenza delle sole azioni controllate dall'uomo che rispetto alle azioni ambientali (non controllabili dall'uomo e soggette ad ampia variabilità nel tempo ed incertezza nella loro determinazione) è dettata dai ridotti livelli di sicurezza associati a progettazioni e realizzazioni riferite a normative obsolete.

Ciò fu sancito dalla O.P.C.M. 3274 del 20 marzo 2003 che, all'art. 2, comma 3, recita: *"È fatto obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, ai sensi delle norme di cui ai suddetti allegati, sia degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso. Le verifiche di cui al presente comma dovranno essere effettuate entro **cinque anni** dalla data della presente ordinanza e riguardare in via prioritaria edifici ed opere ubicate nelle zone sismiche 1 e 2, secondo quanto definito nell'allegato 1."*

L'approvazione delle **Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M.14.01.2008)**, ha parzialmente modificato questo scenario, in quanto la materia relativa alle verifiche di sicurezza sugli edifici esistenti è ora trattata al Cap. 8 delle stesse NTC, ed ai relativi paragrafi a commento riportati nella corrispondente **Circolare Ministeriale**.

*"È evidente che i provvedimenti detti [provvedimenti da adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC] sono **necessari e improcrastinabili** nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio; più complessa è la situazione che si determina nel momento in cui si manifesti **l'inadeguatezza di un'opera rispetto alle azioni ambientali**. Le decisioni da adottare dovranno necessariamente essere calibrate sulle singole situazioni. Saranno i proprietari o i gestori delle singole opere a definire il provvedimento più idoneo, eventualmente individuando uno o più livelli delle azioni, commisurati alla vita nominale restante e alla classe d'uso, rispetto ai quali si rende necessario effettuare l'intervento di incremento della sicurezza entro un tempo prestabilito.*

## Oggetto e scopo delle Linee guida

Le modalità di verifica sono state concepite nell'intento di fornire risultati congruenti con le attuali NTC, in maniera tale che tutte le operazioni di conoscenza e valutazione possano essere integralmente utilizzate dall'ente preposto all'atto della definizione dell'eventuale progetto di adeguamento, miglioramento o riparazione.

Nelle presenti Linee Guida, pertanto, si perseguono **due obiettivi specifici**:

1. **In presenza delle sole azioni controllate dall'uomo** (carichi permanenti e azioni di servizio) stabilire se la struttura risulta conforme ai criteri di sicurezza definiti dalle NTC ovvero se sono necessari interventi improcrastinabili.
2. **In presenza di azioni sismiche** individuare per ogni edificio un parametro omogeneo di stima della vulnerabilità sismica che ne definisca criteri di priorità nella redazione dei piani annuali e triennali.

## La procedura di valutazione della sicurezza per gli edifici esistenti. Aspetti generali

Il riferimento normativo principale per le verifiche di sicurezza relativamente agli edifici esistenti è costituito dal **Capitolo 8 delle Norme Tecniche per le Costruzioni** e dai relativi paragrafi illustrativi contenuti nella *Circolare Ministeriale 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008*. Per quanto non diversamente specificato nel capitolo anzidetto, valgono anche per le costruzioni esistenti le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli delle Norme Tecniche.

**I contenuti del Cap.8 delle NTC e della Circolare costituiscono un riferimento generale che può essere integrato, in casi particolari, da valutazioni specifiche ed anche alternative da parte del progettista, comunque basati su criteri e metodi di comprovata validità.**

## Il percorso di conoscenza e la calibrazione dei livelli di sicurezza

Nelle costruzioni esistenti è cruciale **la conoscenza della struttura** (geometria e dettagli costruttivi) **e dei materiali** che la costituiscono (calcestruzzo, acciaio, mattoni, malta). Infatti, nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Per tutte le considerazioni brevemente esposte, la normativa introduce **un'altra categoria di fattori di sicurezza, i "Fattori di Confidenza"**, strettamente legati al livello di conoscenza conseguito nelle indagini conoscitive, e che vanno preliminarmente a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare, nel progetto o nella verifica, e da ulteriormente ridurre, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza. Anche la scelta dei metodi di analisi e di verifica viene calibrata in funzione della completezza e affidabilità dell'informazione disponibile.

## **Obiettivi delle valutazioni di sicurezza**

*Stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC*

oppure

*determinare l'entità massima delle azioni che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC.*

In sintesi, il tecnico ha il compito di:

### **A) sotto le azioni controllate dall'uomo**

- verificare se l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- indicare se l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- indicare se è necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.

### **B) sotto le azioni sismiche**

- verificare se il livello di sicurezza posseduto della costruzione è conforme alle richieste delle NTC;
- valutare un parametro di stima della vulnerabilità sismica in grado di misurare in maniera omogenea il grado di sicurezza rispetto alle azioni sismiche al fine di definirne criteri di priorità.

## Gli stati limite di verifica

Le nuove NTC introducono una sostanziale novità rispetto agli Stati Limite nei confronti dei quali valutare le condizioni di sicurezza e progettare gli interventi nel caso delle costruzioni esistenti, consentendo di limitare tali valutazioni ai **solli Stati Limite Ultimi** e lasciando discrezionale la verifica nei confronti degli **Stati Limite di Esercizio**, i cui livelli prestazionali possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

**Nell'ambito sismico, poi**, l'analisi può essere limitata a **solo uno dei due stati limite ultimi** previsti per le nuove costruzioni (stato limite di salvaguardia della vita SLV e stato limite di collasso SLC). Lo Stato limite di collasso viene considerato solo per costruzioni di calcestruzzo armato o di acciaio.

## Verifica per le azioni controllate dall'uomo

Qualora le verifiche in presenza delle sole azioni controllate dall'uomo dovessero essere non soddisfatte con il Livello di Conoscenza conseguito nella fase di indagine, si deve obbligatoriamente procedere alla **integrazione ed approfondimento delle indagini**, in modo da conseguire il livello di conoscenza superiore, fino a quello massimo possibile (livello di conoscenza accurato). Nel caso in cui, anche in quest'ultima circostanza le verifiche non dovessero essere soddisfatte, in accordo alle disposizioni della Circolare, gli interventi di adeguamento si rendono improcrastinabili e tale circostanza deve essere debitamente segnalata nella relazione di calcolo.

COMBINAZIONI DI CARICO

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_2 + \dots$$

**Un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando valori di  $\gamma$  adeguatamente motivati.**

## Verifica per le azioni sismiche

Nella valutazione della sicurezza sulle costruzioni esistenti soggette ad azioni sismiche, particolare attenzione sarà posta agli aspetti che riguardano la duttilità. Si dovranno quindi assumere le informazioni necessarie a valutare se i dettagli costruttivi, i materiali utilizzati e i meccanismi resistenti siano in grado di continuare a sostenere cicli di sollecitazioni o deformazioni anche dopo il superamento delle soglie di plasticizzazione o di frattura.

### COMBINAZIONI DI CARICO

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum \psi_{2,j} Q_{kj}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali (§3.2.4 - NTC):

$$G_1 + G_2 + \sum \psi_{2,j} Q_{kj}$$

La domanda sismica relativa allo SLV andrà valutata sulla base delle indicazioni contenute al punto 3.2 delle NTC, considerando (§2.4 - NTC):

- la vita nominale dell'opera  $V_N$ ;
- la classe d'uso e il relativo coefficiente d'uso  $C_U$ ;
- il periodo di riferimento  $V_R = C_U \cdot V_N$ .

Per quanto riguarda gli **edifici scolastici**, per i suddetti parametri si dovranno assumere i valori:

- $V_N = 50$  anni;
- classe d'uso: III;  $C_U = 1.5$ ;
- $V_R = C_U \cdot V_N = 75$  anni.
- cui corrisponde un periodo di ritorno per l'azione sismica di progetto  $T_R = 712$  anni.

## Coefficiente di vulnerabilità sismica

Per l'edificio in esame dovrà essere calcolato il "Coefficiente di Vulnerabilità Sismica" definito come rapporto tra l'azione sismica corrispondente al raggiungimento della Capacità della struttura e la Domanda sismica, entrambe valutate allo SLV. Quali parametri rappresentativi di Domanda e Capacità sismica si assumono le accelerazioni di ancoraggio PGA corrispondenti ai rispettivi spettri:

$$CVS = \frac{PGA_{Cap}^{SLV}}{PGA_{Dom}^{SLV}}$$

È da osservare che la variabilità della forma spettrale al variare dell'accelerazione di ancoraggio, rende alquanto complessa l'esplicitazione della formula e, pertanto, **in prima approssimazione** si assume accettabile una valutazione che prescindendo da tale variabilità e che consideri la forma spettrale costante e coincidente con quella adottata per lo SLV relativo al  $T_R$  assunto (per le scuole:  $T_R = 712$  anni).

Sotto queste ipotesi:

- in un'Analisi Lineare il coefficiente di vulnerabilità sismica coincide con il rapporto fra la capacità dell'elemento che per primo raggiunge il collasso sotto un'azione sismica crescente e l'effetto prodotto sullo stesso elemento dall'azione di progetto associata a  $T_R$ .
- in un'Analisi Non-Lineare, stante la proporzionalità fra valore spettrale dello spostamento elastico ed accelerazione di ancoraggio, a parità delle altre grandezze, il coefficiente di vulnerabilità sismica può farsi coincidere (ipotesi di uguale spostamento) con il rapporto fra la capacità in spostamento e la domanda in spostamento relativa allo SLV ( $T_R$ ).

Per gli edifici in c.a.  $PGA_{Cap}^{SLV}$  è l'accelerazione di ancoraggio associata alla forma spettrale di domanda  $SLV(TR)$  che provoca per prima uno dei seguenti effetti su un elemento della struttura:

- raggiungimento di collasso a taglio;
- raggiungimento di collasso di un nodo;
- raggiungimento della rotazione ultima rispetto alla corda;
- raggiungimento della capacità limite in fondazione.

# Procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti

- Ricostruzione delle fasi e storia progettuale e costruttiva, con individuazione delle eventuali fasi di trasformazione edilizia;
- Ricostruzione della storia sismica;
- Informazioni sulle norme utilizzate nel progetto originale;
- Rilievo geometrico della costruzione nello stato attuale, comprensivo degli eventuali fenomeni fessurativi e deformativi;
- Identificazione dell'organismo strutturale, comprensivo delle strutture fondali, ottenuto sulla base dei disegni originali di progetto e/o con un rilievo ex-novo;
- Individuazione degli elementi costituenti l'organismo resistente, dalle tecniche di realizzazione, ai dettagli costruttivi ed alla connessioni tra gli elementi;
- Identificazione dei materiali, delle loro proprietà meccaniche dell'eventuale stato di degrado;
- Conoscenza del sottosuolo e delle strutture di fondazione, con riferimento anche alle eventuali variazioni avvenute nel tempo ed ai relativi dissesti.

## ***Analisi Storico-critica***

Generalmente, quando si trattano costruzioni esistenti, può essere difficile disporre dei disegni originali di progetto necessari a ricostruirne la storia progettuale e costruttiva. Per le costruzioni, e in particolare per gli edifici a valenza culturale, storico-architettonica, è talvolta possibile, raccogliere una documentazione sufficientemente completa sulla loro storia edificatoria.

### ***Rilievo***

Un passo fondamentale nell'acquisizione dei dati necessari a mettere a punto un modello di calcolo accurato di un edificio esistente è costituito dalle operazioni di rilievo della geometria strutturale. Il rilievo si compone di un insieme di procedure relazionate e mirate alla conoscenza della geometria esterna delle strutture e dei dettagli (ad esempio disposizione delle armature nelle strutture in c.a.).

## Caratterizzazione Meccanica Dei Materiali

Il piano delle indagini fa comunque parte sia della fase diagnostica che del progetto vero e proprio, e dovrà essere predisposto nell'ambito di un quadro generale volto a mostrare le motivazioni e gli obiettivi delle indagini stesse.

Nel caso in cui vengano effettuate prove sulla struttura, attendibili ed in numero statisticamente significativo, i valori delle resistenze meccaniche dei materiali vengono desunti da queste e prescindono dalle classi discretizzate previste nelle NTC (come ad esempio quelle del calcestruzzo di cui al § 4.1 delle NTC).

*Un aiuto, non esaustivo, ai fini della definizione delle resistenze dei materiali può ricavarsi dalle norme dell'epoca della costruzione.*

## Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: dati necessari per la valutazione

Le fonti da considerare per la acquisizione dei dati necessari sono:

- *documenti di progetto* con particolare riferimento a relazioni geologiche, geotecniche e strutturali ed elaborati grafici strutturali;
- eventuale documentazione acquisita *in tempi successivi* alla costruzione;
- rilievo strutturale *geometrico* e dei *dettagli* esecutivi;
- *prove* in-situ e in laboratorio.

In generale saranno acquisiti dati sugli aspetti seguenti:

- 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.

La quantità e qualità dei dati acquisiti determina il **metodo di analisi** e i valori dei **fattori di confidenza** da applicare alle proprietà dei materiali da adoperare nelle verifiche di sicurezza.

Tabella 3.5.1 Caratteristiche del calcestruzzo per varie normative

Tipo di Sollecitazione

Normativa	Resistenza [kg/cm <sup>2</sup> ]	Compr.		Fless.		Taglio		Controlli
		$\frac{\sigma_{amm}}{\sigma_{max}}$	$\frac{\sigma_{amm}}{\sigma_{max}}$	$\frac{\tau_{c0}}{\sigma_{max}}$	$\frac{\tau_{ci}}{\sigma_{max}}$			
R.D. 2229/39 (val. medj)	Normale	≥120	29,2%	33,3%	3,3%	11,7%	1/125mc	
	Alta res.	≥160	28,1%	31,3%	3,8%	10,0%		
	Contr. in cant.	180-225	33,3%	33,3%	2,7%	7,1%		
D.M. 30/05/72	(val. caratt.)	150-500	20-28%	29-40%	2,6-1,7%	9,3-48%	4/100mc min12	
D.M. 26/03/80	“	“	“	“	“	“	2/100mc min6	
D.M. 09/01/96	“	“	“	“	“	“	“	

Tabella 3.5.2 Caratteristiche dell'acciaio da cemento armato per varie normative

Normativa	Resistenza [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistenza [kg/cm <sup>2</sup> ]		$\frac{\sigma_{amm}}{\sigma_{max}}$	Allung. a rottura	Controlli
		Rottura	Snervamento			
R.D. 2229/39	Acciaio dolce	4200-5000	≥2300	28-33%	20%	2/1000
	Acciaio semiduro	5000-6000	≥2700	33-40%	16%	
	Acciaio duro	6000-7000	≥3100	29-40%	14%	
D.M. 30/05/72	Barre lisce	3400-5000	2300-3200	35-32%	24-23	3 camp. (facoltativo se control. in stab.)
	Barre ader. migl.	4600-5500	3800-4400	48-40%	14-12	
D.M. 26/03/80	“	“	“	“	“	“
D.M. 09/01/96	“	“	“	“	“	“

Tabella 3.5.3 Dati di progetto e verifica per gli elementi trave per varie normative

Normativa	Arm. Longit.	Arm. Trasversale	Verifiche	Coprifer.	Interfer.
R.D. 2229/39		50% Taglio staffe 50% Taglio piegati	n=6,8,10 Metodo T.A.	2 cm	min(2cm,φ)
D.M. 30/05/72	$A_f=0,25\% A_{sez.}$ (per barre lisce) $A_f=0,15\% A_{sez.}$ (per barre A.M.)		n=10,15 Metodo T.A. Calc. a rottura	2-4 cm	min(2cm,φ)
D.M. 26/03/80	“	$A_{staffe}=3cm^2/m$ $p_{staf} \leq 0,8$ (alt. utile)	n=15, Metodo T.A. Stati limite	“	“
D.M. 09/01/96	“	$p_{staf} \leq 12\phi_{min}$ (appoggi)		“	“

Tabella 3.5.4 Dati di progetto e verifica per gli elementi pilastro per varie normative

	Arm. Longit.	Arm. Trasversale	Verifiche	Coprif.	Interf.
R.D. 2229/39	0,8% fino a 2000cm <sup>2</sup> 0,5% oltre 8000 cm <sup>2</sup>	$P_{staf} = \min(1/2L_{min}, 10\phi_{min})$	n=6,8,10 Metodo T.A.	2 cm	min(2cm,φ)
D.M. 30/05/72	0,6-5% $A_{cls}$ s.n. 0,3% $A_{eff}$ $\phi_{min} = 12mm$	$P_{staf} = \min(15\phi_{min}; 25cm)$ $\phi_{min} = 6 mm$	n=10,15 Metodo T.A. Calc. a rottura	2-4 cm	min(2cm,φ)
D.M. 30/05/74	$\geq 0,6\% A_{cls}$ s.n. 0,3-5% $A_{eff}$ $\phi_{min} = 12mm$	$P_{staf} = \min(15\phi_{min}; 25cm)$ $\phi_{min} = 6 mm$	n=10,15 Metodo T.A. Stati limite	“	“
D.M. 26/03/80	$\geq 0,8\% A_{cls}$ s.n. 0,3-6% $A_{eff}$ $\phi_{min} = 12mm$	$P_{staf} = \min(15\phi_{min}; 25cm)$ $\phi_{min} = 6 mm$	n=15 Metodo T.A. Stati limite	“	“
D.M. 09/01/96	“	“	“	“	“

Tabella 3.5.5 Dati di progetto e verifica per i solai realizzati in opera per varie normative

	Dimensioni	Arm. Ripartizione	Verifiche	Coprifer.
R.D. 2229/39	H=max(L/30,8cm) Soletta min 4cm	$A_{rip}=25\% A_{principale}$	n=6,8,10 Metodo T.A.	Soletta 0,8cm Trav. = 2cm
D.M. 30/05/72	H=max(L/30,8cm) Soletta min 4cm	$A_{rip}=20\% A_{principale}$	n=10,15 Metodo T.A. Calcolo a rottura	Soletta 0,8cm Trav. = 2cm
D.M. 27/07/85	H=max(L/25,12cm) Soletta min 4cm		n=15 Metodo T.A. Stati limite	“
D.M. 09/01/96	“	“	“	“

Per quanto riguarda i carichi e i sovraccarichi non vi sono riferimenti normativi specifici fino all'entrata in vigore del D.M. 3/10/78 "Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi", emanato in forza della legge 2/2/1974 n. 64, che fornisce i valori dei sovraccarichi accidentali rimasti sostanzialmente invariati fino ad oggi.

## Livelli di Conoscenza e Fattori di Confidenza

Una guida alla stima dei fattori di confidenza da utilizzare, in relazione ai livelli di conoscenza raggiunti, è riportata in Appendice C8A.

Per le *costruzioni di valenza storico-artistica* potranno essere adottati i fattori di confidenza contenuti nella Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 12 ottobre 2007, utilizzandoli come in essa illustrato.

## Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: livelli di conoscenza

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza, si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti:

- *LC1: Conoscenza Limitata;*
- *LC2: Conoscenza Adeguata;*
- *LC3: Conoscenza Accurata.*

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- geometria,
- dettagli strutturali,
- materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi e i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali.

**(Tabella C8A.2.)** Le definizioni dei termini "visivo", "completo", "limitato", "estensivo", "esaustivo", contenute nella tabella è fornita nel seguito.

Tabella C8A.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

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

## ***LC1: Conoscenza limitata***

***Geometria***: la geometria della struttura è nota o in base a ***un rilievo o dai disegni originali*** (rilievo visivo a campione). Messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare.

***Dettagli costruttivi***: i dettagli sono ricavati sulla base di un ***progetto simulato*** eseguito secondo la pratica dell'epoca della costruzione. È richiesta una limitata verifica in-situ (verifiche locali di resistenza).

***Proprietà dei materiali***: non sono disponibili informazioni. Si adottano valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca convalidati da limitate prove in-situ.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza limitata viene in genere eseguita mediante ***metodi di analisi lineare statici o dinamici***.

## ***LC2: Conoscenza adeguata***

***Geometria***: la geometria della struttura è nota o in base a ***un rilievo o dai disegni originali*** (rilievo visivo a campione). Messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

***Dettagli costruttivi***: i dettagli sono noti da ***un'estesa*** verifica in-situ oppure parzialmente noti dai disegni costruttivi originali incompleti. (limitata verifica in situ). I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

***Proprietà dei materiali***: disegni costruttivi o certificati originali di prova, o estese verifiche in-situ. Verifiche locali di resistenza, oppure messa a punto di un modello strutturale non lineare.

La valutazione della sicurezza è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici.

### **LC3: Conoscenza accurata**

**Geometria:** la geometria della struttura è nota o in base a **un rilievo o dai disegni originali** (rilievo visivo a campione). Messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

**Dettagli costruttivi:** i dettagli sono noti o da **un'esaustiva** verifica in-situ oppure dai disegni costruttivi originali. In quest'ultimo caso è effettuata una limitata verifica in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

**Proprietà dei materiali:** disegni costruttivi o ai certificati originali, o da esaustive verifiche in-situ. (analisi lineare verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare).

La valutazione della sicurezza verrà eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici.

Tabella C8A.3a – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) (b)(c)
	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

## Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: fattori di confidenza

I Fattori di Confidenza possono essere utilizzati, per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi. *Le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono divise per i Fattori di Confidenza.* Nel caso di progettazione in presenza di azioni sismiche, i Fattori di Confidenza sono utilizzati anche per gli scopi di cui al § 8.7.2.4.

I Fattori di Confidenza possono anche essere valutati in modo differenziato per i diversi materiali, sulla base di considerazioni statistiche condotte su un insieme di dati significativo per gli elementi in esame e di metodi di valutazione di comprovata validità.

## Indicazioni supplementari per edifici in calcestruzzo armato

Per l'identificazione della geometria, i dati raccolti includono i seguenti:

- g) identificazione del sistema resistente alle forze orizzontali in entrambe le direzioni;
- h) tessitura dei solai;
- i) dimensioni geometriche di travi, pilastri e pareti;
- j) larghezza delle ali di travi a T;
- k) possibili eccentricità fra travi e pilastri ai nodi.

Per l'identificazione dei dettagli costruttivi, i dati raccolti devono includere i seguenti:

- l) quantità di armatura longitudinale in travi, pilastri e pareti;
- m) quantità e dettagli di armatura trasversale nelle zone critiche e nei nodi trave-pilastro;
- n) quantità di armatura longitudinale nei solai che contribuisce al momento negativo di travi a T;
- o) lunghezze di appoggio e condizioni di vincolo degli elementi orizzontali;
- p) spessore del copriferro;
- q) lunghezza delle zone di sovrapposizione delle barre.

Per l'identificazione dei materiali, i dati raccolti includono i seguenti:

- r) resistenza del calcestruzzo;
- s) resistenza a snervamento, di rottura e deformazione ultima dell'acciaio.

## Azioni controllate dall'uomo (carichi permanenti e azioni di servizio)

Sotto combinazioni di carico che prevedono la presenza dei carichi permanenti e delle sole azioni di servizio, devono essere soddisfatte le verifiche allo SLU con le modalità specificate ai punti successivi.

### RESISTENZE DI CALCOLO

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{cm}}{\gamma_c \cdot FC};$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctm}}{\gamma_c \cdot FC} \quad \left( f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{cm}^{2/3} \right)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{ym}}{\gamma_s \cdot FC}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_c \cdot FC}$$

## Metodi di analisi, modellazione dell'edificio e verifiche

Per la risposta strutturale si possono utilizzare:

Analisi Lineari, assumendo i valori secanti dei moduli di elasticità

Analisi non-Lineari (considerando le non-linearità meccaniche e/o geometriche).

Per quanto attiene la modellazione della struttura valgono i principi illustrati per la *Verifica per le azioni sismiche*.

Le Verifiche vanno condotte con le modalità descritte al punto 4.1.2 delle NTC con riferimento agli SLU.

# Valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche

## Requisiti di sicurezza

La valutazione della sicurezza degli costruzioni esistenti richiede la verifica degli stati limite definiti al § 3.2.1 delle NTC, con le precisazioni riportate al § 8.3 delle NTC e nel seguito. In particolare si assume che il soddisfacimento della verifica allo Stato limite di salvaguardia della vita implichi anche il soddisfacimento della verifica dello Stato limite di collasso.

### **8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

Gli elementi che contribuiscono alla capacità sismica sono definiti *primari*. Differentemente dalle nuove costruzioni, alcuni elementi considerati non strutturali, ma comunque dotati di resistenza non trascurabile (come ad esempio le tamponature robuste), o anche strutturali, ma comunemente non presi in conto nei modelli (come ad esempio i travetti di solaio nel comportamento a telaio della struttura), *possono essere presi in conto nelle valutazioni di sicurezza globali della costruzione*, a condizione che ne sia adeguatamente verificata la loro efficacia. Gli elementi non strutturali e gli elementi strutturali secondari devono soddisfare i requisiti riportati nel § 7.2.3 delle NTC.

# Criteri di verifica degli elementi strutturali

Gli elementi sono distinti in "**duttili**" (comportamento prevalentemente flessionale  $\Rightarrow$  crisi raggiunta per raggiungimento di deformazione limite) e "**fragili**" (comportamento prevalentemente tagliante  $\Rightarrow$  crisi raggiunta per raggiungimento di resistenza limite)

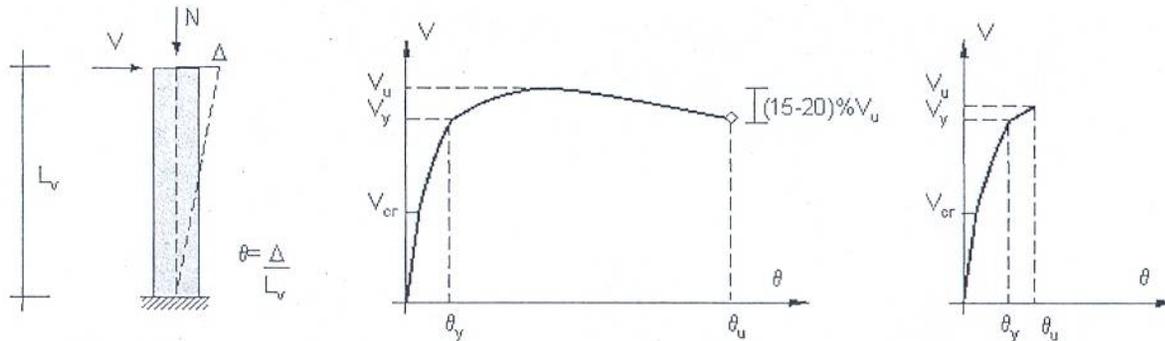


Figura 1.2.1 Tipologia di meccanismo: (a) generico elemento in c.a.; (b) risposta di un elemento/meccanismo duttile, (c) risposta di un elemento/meccanismo fragile

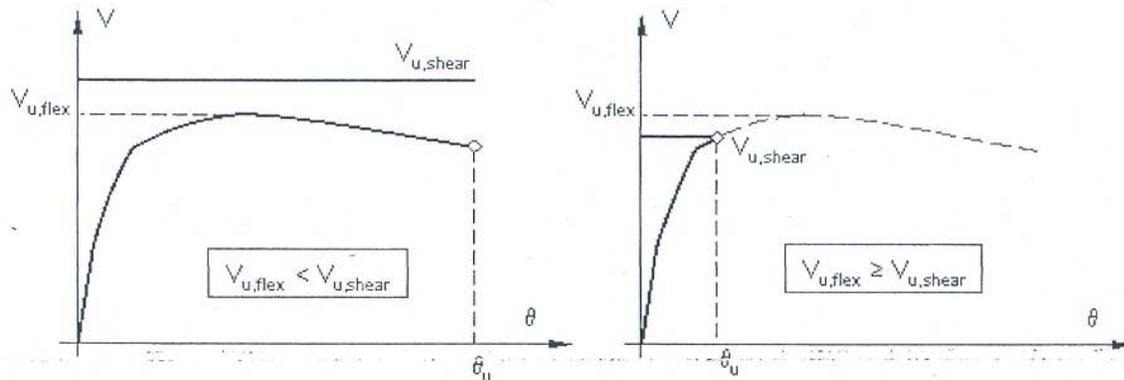


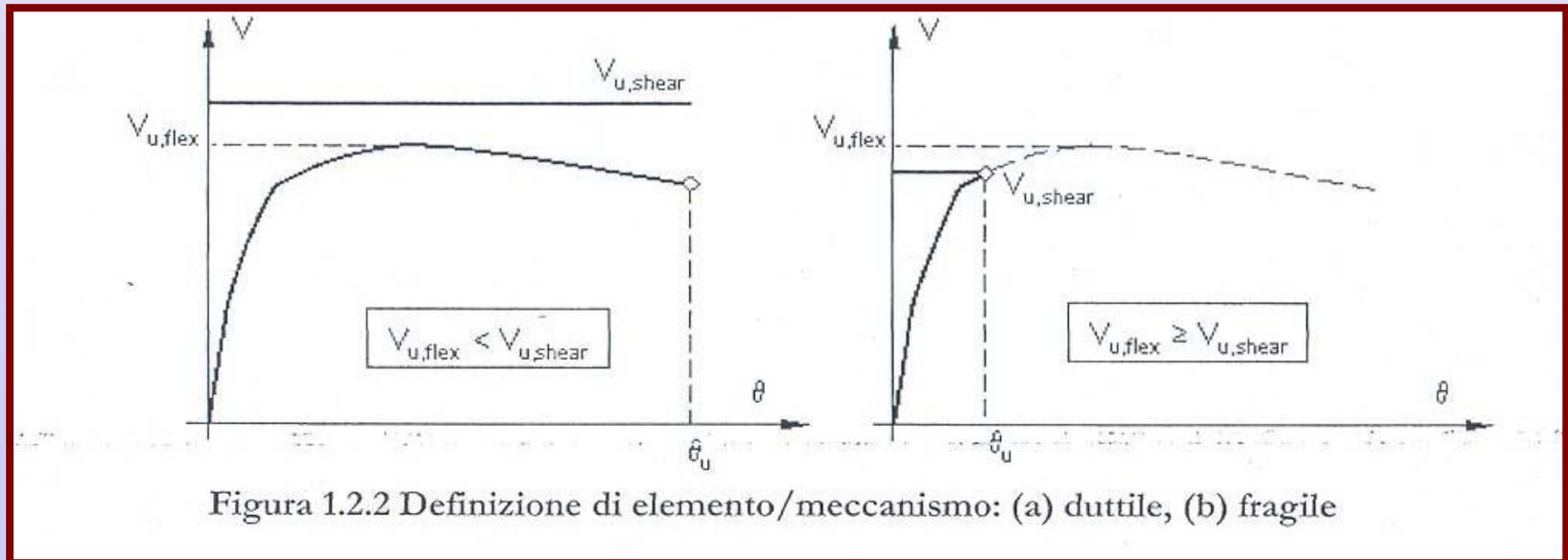
Figura 1.2.2 Definizione di elemento/meccanismo: (a) duttile, (b) fragile

Pertanto, un elemento è definito duttile se:

l'azione tagliante valutata a partire dalla resistenza flessionale è **minore** della resistenza a taglio;

un elemento è definito fragile se:

l'azione tagliante valutata a partire dalla resistenza flessionale è **maggiore** della resistenza a taglio;



## **Stato Limite di Collasso**

Nel caso di elementi/meccanismi duttili (v. C8.7.2.5 e C8.7.2.7) gli effetti da considerare sono quelli derivanti **dall'analisi strutturale**, mentre nel caso di elementi/meccanismi fragili (v. C8.7.2.5 e C8.7.2.7) gli effetti derivanti dall'analisi strutturale **possono venire modificati** come indicato in C8.7.2.4.

**Le capacità** sono definite in termini di deformazioni ultime per gli elementi/meccanismi duttili e di resistenze ultime per gli elementi/meccanismi fragili.

Questo Stato limite **non** può essere verificato con l'impiego del fattore  $q$ .

## ***Stato Limite di salvaguardia della Vita***

Nel caso di elementi/meccanismi duttili gli effetti da considerare sono quelli derivanti ***dall'analisi strutturale***, mentre nel caso di elementi/meccanismi fragili gli effetti derivanti dall'analisi strutturale ***possono venire modificati*** come indicato in C8.7.2.4.

***Le capacità*** sono definite in termini di "deformazioni di danno" per gli elementi/meccanismi duttili, come riportato in Appendice C8F, di "deformazioni ultime" e di resistenze prudenzialmente ridotte per gli elementi/meccanismi fragili.

Nel caso di verifica con ***l'impiego del fattore  $q$*** , la resistenza degli elementi si calcola come per le situazioni non sismiche.

## Stato Limite di esercizio

In mancanza di più specifiche valutazioni sono consigliati i valori limite di spostamento di interpiano validi per gli edifici nuovi, riportati per comodità nella C8.3 (v. § 7.3.7.2 delle NTC).

**Tabella C8.3** - Valori limite di spostamento di interpiano per la verifica dello Stato limite di esercizio di costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio

	Spostamento relativo $d_r$ per Stato limite di danno	Spostamento relativo $d_r$ per Stato limite di operatività
tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa	0,005 h*	2/3 di quello per Stato limite di danno
per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano $d_{tp}$ , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:	$d_r < d_{tp} < 0,01 h$	

\* questo limite tamponamenti deve essere opportunamente ridotto nel caso in cui la presenza della tamponatura sia considerata nel modello. Si può in tal caso far riferimento ai limiti validi per la muratura..

## Metodi di analisi e criteri di verifica

Gli effetti dell'azione sismica, possono essere valutati con uno dei metodi di cui al § 7.3 delle NTC, con le seguenti precisazioni. Ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in "**duttili**" e "**fragili**". La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è fornita in C8.7.2.5 per le costruzioni in c.a.

I fattori di confidenza servono a un duplice scopo:

a) per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili; le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, **sono divise per i fattori di confidenza**;

b) per definire le sollecitazioni trasmesse dagli elementi duttili a quelli fragili; a tale scopo, le resistenze medie degli elementi duttili, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, **sono moltiplicate per i fattori di confidenza**.

Più in particolare:

per la verifica di applicabilità dell'analisi lineare:

$$f_d = f_m$$

per il calcolo della capacità degli elementi duttili:

$$f_d = f_m / FC$$

per il calcolo delle capacità degli elementi fragili:

$$f_d = f_m / (FC \cdot \gamma_m)$$

per la determinazione delle sollecitazioni da applicare agli elementi fragili, si adotta per gli elementi duttili la resistenza:

$$f_d = f_m \cdot FC$$

## Metodi di analisi

- Lineare statica e dinamica (combinazione modale)
- Non lineare statica (push-over) calcolo di curve di capacità monotone
- Non lineare dinamica integrazione delle equazioni del moto, calcolo delle risposte in spostamento e delle azioni sulle estremità delle aste

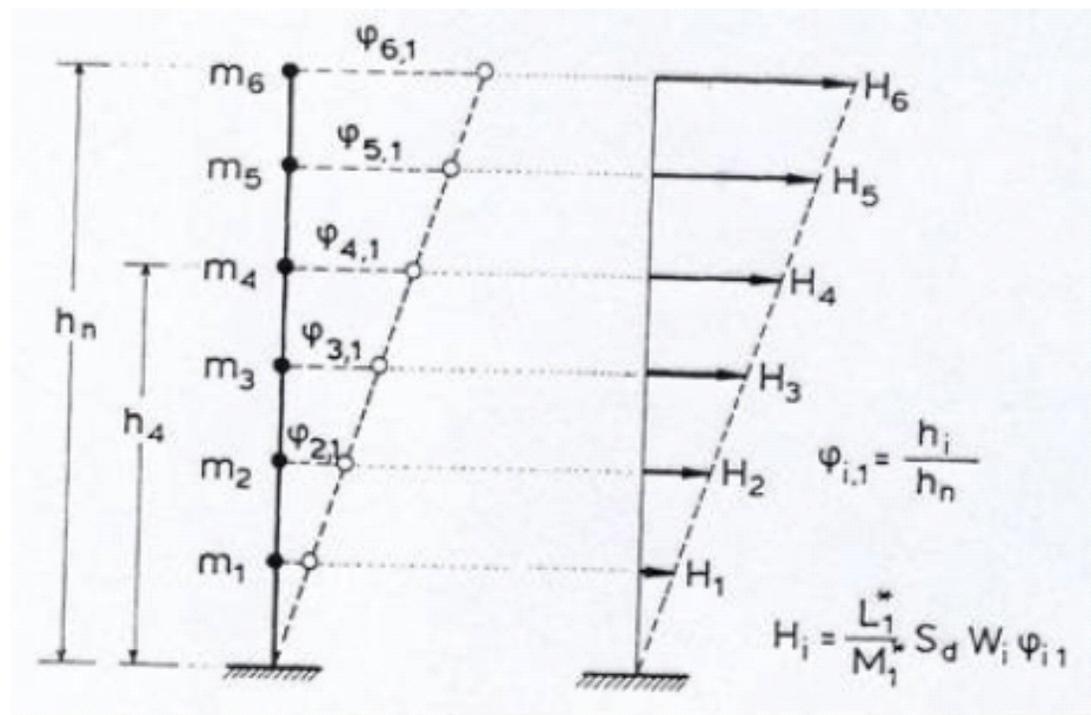
# Lineare statica

- Il metodo è basato sulla rappresentazione dell'azione sismica tramite un sistema di forze statiche orizzontali e sul calcolo delle sollecitazioni indotte da tali forze su un sistema elastico lineare.
- Si considerano, in entrambe direzioni principali della struttura, solo il primo modo di vibrare (modo fondamentale). Calcolati i periodi propri fondamentali nelle due direzioni ( $T_{1x}$  e  $T_{1y}$ ), si ricavano le massime forze di taglio alla base dell'edificio nelle due direzioni
- Si distribuiscono sull'altezza dell'edificio e quindi si esegue un'analisi statica.
- Un'analisi di questo genere è in grado di dare risultati soddisfacenti solo nel caso di strutture la cui risposta non è significativamente influenzata da modi elevati di vibrare. Ciò avviene quando sono verificate le condizioni di regolarità in alzata (*punto 4.3.1*) e ciascun periodo proprio fondamentale nelle due direzioni principali risulta minore di  $2.5T_c$ , essendo  $T_c$  uno dei parametri dello spettro di risposta elastico (*Tabella 3.1*). Nel caso in cui la struttura soddisfi le condizioni di regolarità in pianta si studiano due modelli piani separati.

## Metodi di analisi e criteri di verifica

$$F_b^{\max} = S_d(T_1)\lambda W = CW$$

$S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di progetto (espressa in frazioni di  $g$ ) corrispondente al periodo  $T_1$ ,  $W$  è il peso dell'intera struttura calcolata secondo quanto riportato nel paragrafo 3.4,  $\lambda$  è un coefficiente correttivo

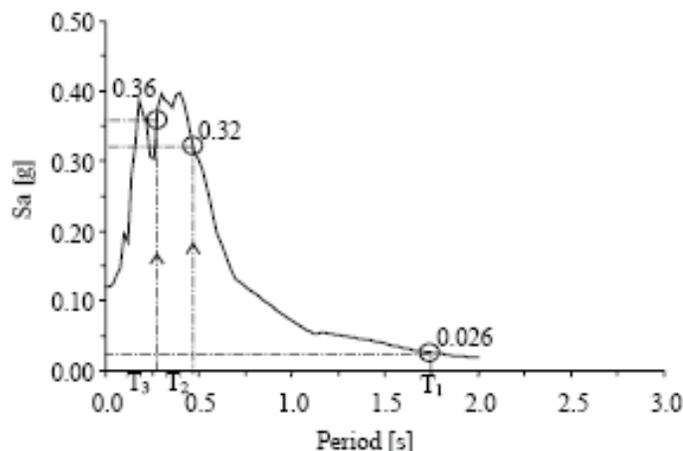


## Metodi di analisi e criteri di verifica

La forza applicata a ciascun piano si distribuisce proporzionalmente alla massa del piano e allo spostamento modale

$$F_i = \gamma_1 S_d(T_1) W_i \lambda \phi_{i,1}$$

Questo tipo di analisi trova il suo fondamento nel fatto che in molte strutture la massa efficace (paragrafo 2.3.2) relativa al primo modo risulta essere preponderante (fino all'80-90% della massa totale) rispetto alle altre e la corrispondente ordinata spettrale è maggiore o uguale a quella degli altri modi. Cade in difetto per strutture molto flessibili.



## ***Analisi statica lineare con spettro elastico***

L'analisi statica lineare può essere effettuata secondo due differenti modalità: nella prima lo spettro di risposta da impiegare è quello elastico con le seguenti indicazioni aggiuntive (***v. anche punto 7.3.3.2. ⇒ regolarità in altezza***):

- indicando con  **$\rho_i = D_i/C_i$**  il rapporto tra il momento flettente  $D_i$  fornito dall'analisi della struttura soggetta alla combinazione di carico sismica, e il corrispondente momento resistente  $C_i$  dell' $i$ -esimo elemento primario della struttura, e con  **$\rho_{max}$  e  $\rho_{min}$**  rispettivamente i valori massimo e minimo di tutti i  $\rho_i \geq 2$  considerando tutti gli elementi primari della struttura, il rapporto  **$\rho_{max} / \rho_{min}$**  non supera il valore 2,5;

- la capacità  $C_i$  degli ***elementi/meccanismi fragili*** è maggiore della corrispondente domanda  $D_i$ , quest'ultima calcolata sulla base della resistenza degli elementi duttili adiacenti, se il  $\rho_i$  degli elementi/meccanismi fragili è maggiore di 1, oppure sulla base dei risultati dell'analisi se il  $\rho_i$  elementi/meccanismi fragili è minore di 1.

La verifica degli elementi "duttili" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformazione. La verifica degli elementi "fragili" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze. Le sollecitazioni di verifica sono ottenute da condizioni di equilibrio, in base alle sollecitazioni trasmesse dagli elementi/meccanismi duttili. Queste ultime possono essere prese uguali a:

- c) il valore  $D$  ottenuto dall'analisi, se la capacità  $C$  dell'elemento duttile, valutata usando i valori medi delle proprietà dei materiali, soddisfa  $\rho = D/C \leq 1$ ;
- d) la capacità dell'elemento duttile, valutata usando i valori medi delle proprietà dei materiali moltiplicati per il fattore di confidenza, se  $\rho = D/C > 1$ , con  $D$  e  $C$  definiti in a).

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, divise per i fattori di confidenza. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali. Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza.

## ***Analisi statica lineare con fattore $q$***

Nella seconda modalità è possibile utilizzare lo spettro di progetto con l'uso del fattore di struttura  $q$ , il cui valore è scelto nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche. In particolare, nel caso in cui il sistema strutturale resistente all'azione orizzontale sia integralmente costituito da nuovi elementi strutturali, si possono adottare i valori dei fattori di struttura validi per le nuove costruzioni.

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali duttili devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per  $q=1,5$  sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Per il calcolo della resistenza di elementi/meccanismi duttili o fragili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, *divise per i fattori di confidenza*. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali.

## *Valutazione del coefficiente di vulnerabilità sismica (CVS)*

Il CVS può essere valutato quale rapporto fra l'accelerazione di ancoraggio dello spettro di progetto associato al raggiungimento della condizione ultima nell'elemento  $j$  (duttile o fragile) che per primo raggiunge lo SLV, e l'accelerazione di ancoraggio dello spettro di progetto associato alle caratteristiche del sito ed alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento. I due spettri si ipotizzano caratterizzati dalla stessa forma spettrale. Sotto questa ipotesi, in Analisi Lineare tale rapporto equivale al rapporto fra l'effetto ultimo  $S_u^j$  e l'effetto di calcolo  $S_d^j$  (ricavata con le relative modalità indicate in precedenza, a seconda che l'analisi sia condotta con spettro elastico o con fattore  $q$ , e che trattasi di elemento "duttile" ovvero "fragile"), in corrispondenza dell'elemento  $j$  che per primo raggiunge lo SLV.

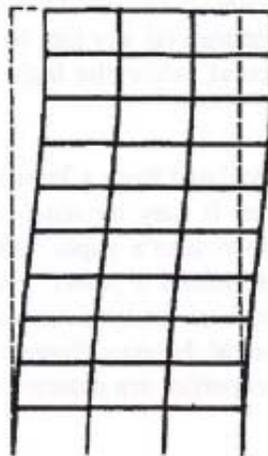
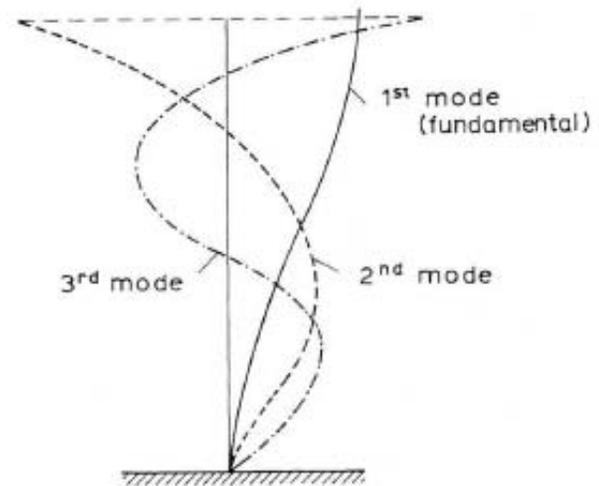
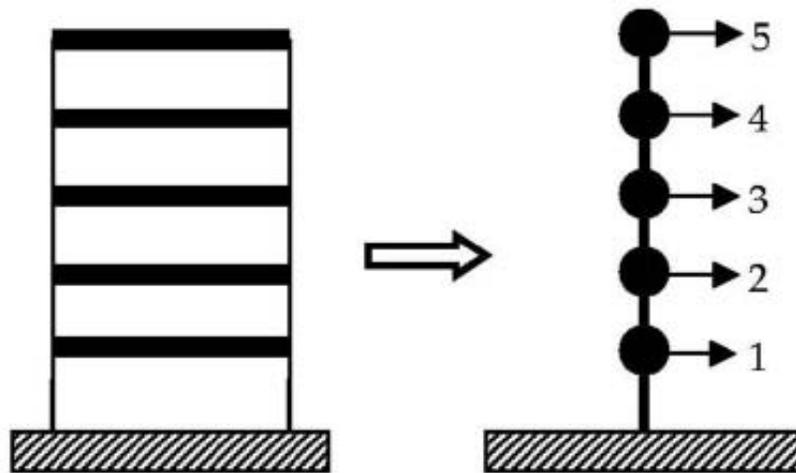
Sulla base delle suddette considerazioni il coefficiente di vulnerabilità sismica è assunto pari al minimo coefficiente di sicurezza associato all'elemento che per primo raggiunge convenzionalmente lo SLV secondo le modalità di verifiche analizzate:

$$CVS = \left( \frac{S_u^j}{S_d^j} \right)_{\min}$$

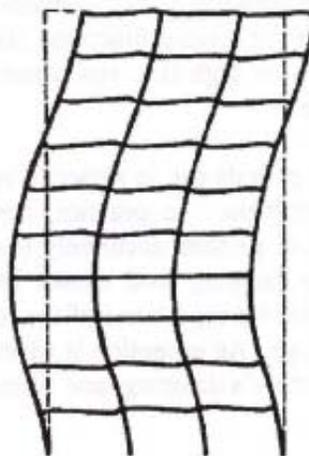
### Lineare dinamica

- Il metodo si basa sulla possibilità di decomporre la risposta di una struttura (legata a più modi) nella risposta dei singoli modi componenti
- Calcolo dei modi (forme modali) di vibrazione e combinazione con spettro di risposta in accelerazione. Raccomandato dalla norme. E' il metodo più affidabile nel contesto delle analisi con modello lineare

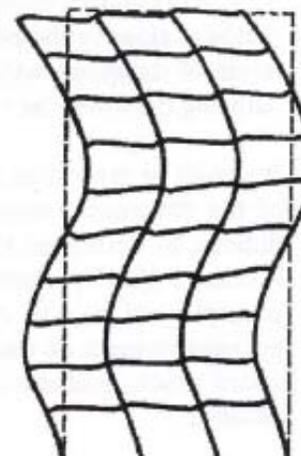
# Metodi di analisi e criteri di verifica



Mode 1  
 $T_1 = 1.7$  s

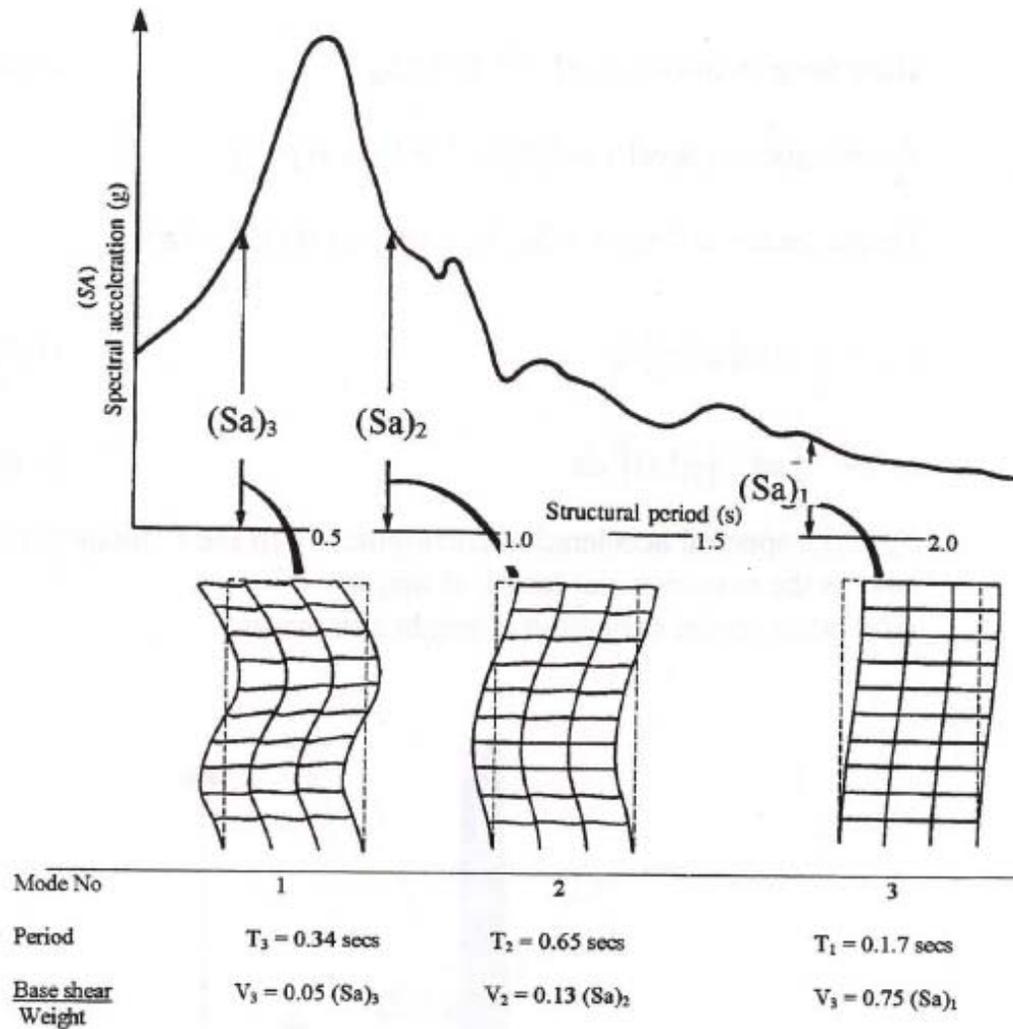


Mode 2  
 $T_2 = 0.65$  s



Mode 3  
 $T_3 = 0.34$  s

# Metodi di analisi e criteri di verifica



# Metodi di analisi e criteri di verifica

Taglio massimo alla base dovuto al j-esimo modo.  $F_{j\max} = \mathbf{M}\Phi_j \gamma_j g S_a(T_j, \xi_j)$

$$E = \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + \dots + E_n^2}$$

Combinazione delle risposte

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j}$$

## ***Analisi dinamica modale con spettro di risposta o con fattore q***

Tale metodo di analisi è applicabile secondo quanto indicato al § 7.3.3.1 delle NTC, alle medesime condizioni di cui ai punti precedenti. La prima modalità prevede che lo spettro di risposta da impiegare sia quello elastico di cui al § 3.2.3 delle NTC; la seconda che si faccia riferimento ad uno spettro di progetto, definito nel § 3.2.3 delle NTC. Per quest'ultimo valgono le precisazioni già riportate per l'analisi statica lineare con fattore q.

## *Valutazione del coefficiente di vulnerabilità sismica (CVS)*

Con gli stessi criteri utilizzati per l'Analisi statica lineare, il coefficiente di vulnerabilità sismica è definito dal rapporto:

$$CVS = \left( \frac{S_u^j}{S_d^j} \right)_{\min}$$

# Metodi di analisi e criteri di verifica (analisi statica non lineare)

## Analisi push-over

- L'idea di base alla base del metodo è quella di applicare un set di forze alla struttura in modo tale che il comportamento della struttura ottenuto involupi tutte le possibili risposte calcolate mediante analisi non lineari dinamiche.

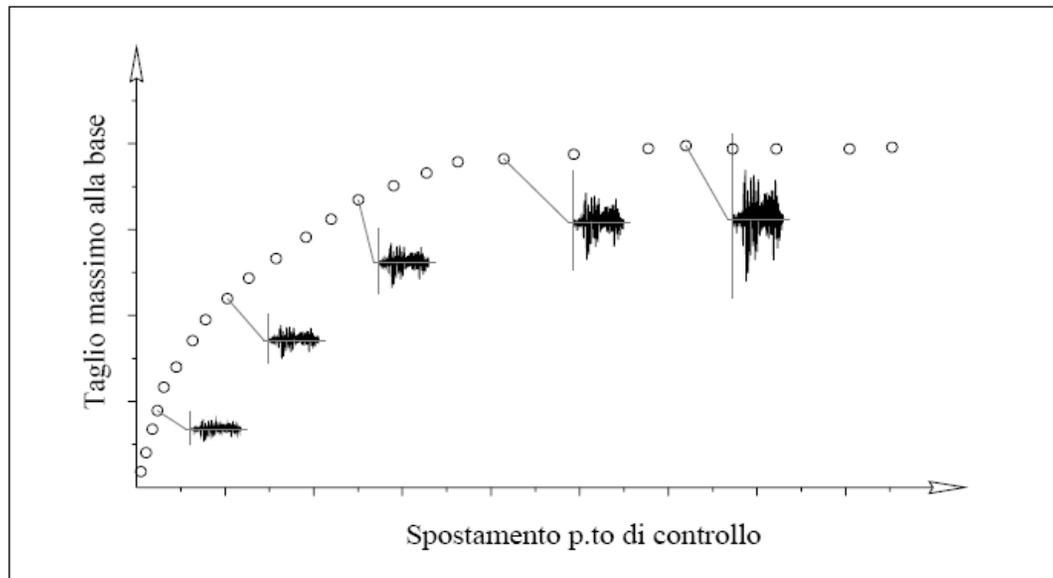
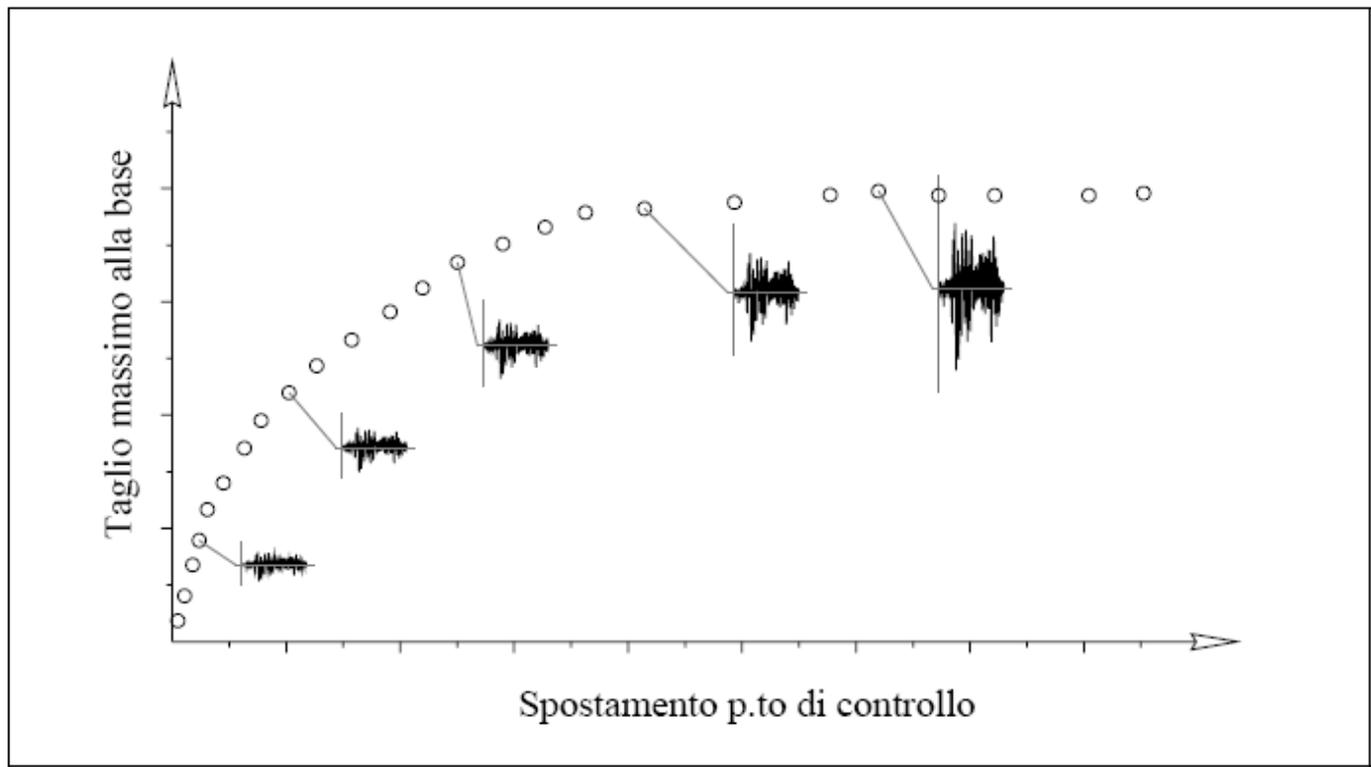


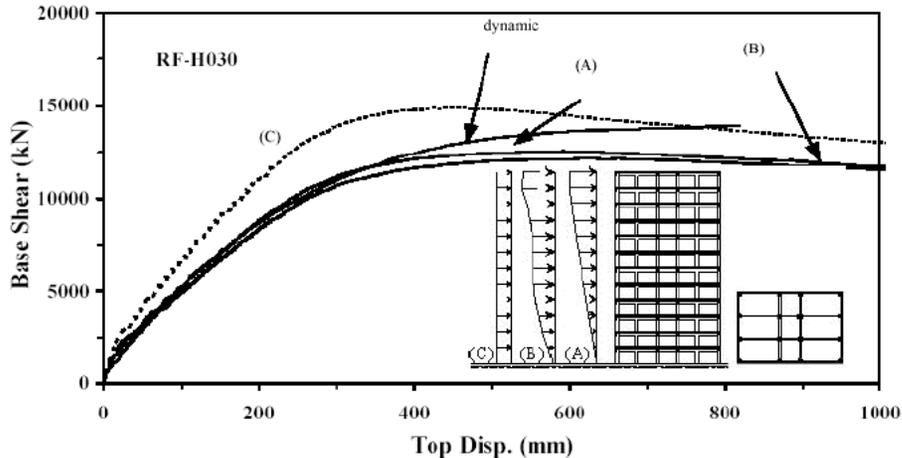
Fig. 11.1 - Esempio di un diagramma Taglio-Spostamento ottenuto attraverso un'analisi dinamica incrementale



**Fig. 11.1** - Esempio di un diagramma Taglio-Spostamento ottenuto attraverso un'analisi dinamica incrementale

Anche se tale approccio (**dinamica incrementale**) rappresenta ovviamente il metodo più accurato per valutare la risposta della struttura ad un'azione sismica, è innegabile che l'onere computazionale richiesto è decisamente impegnativo, sia in considerazione dei problemi connessi alla generazione di accelerogrammi artificiali compatibili con lo spettro utilizzato che al numero di analisi non lineari time-history cui sottoporre il sistema.

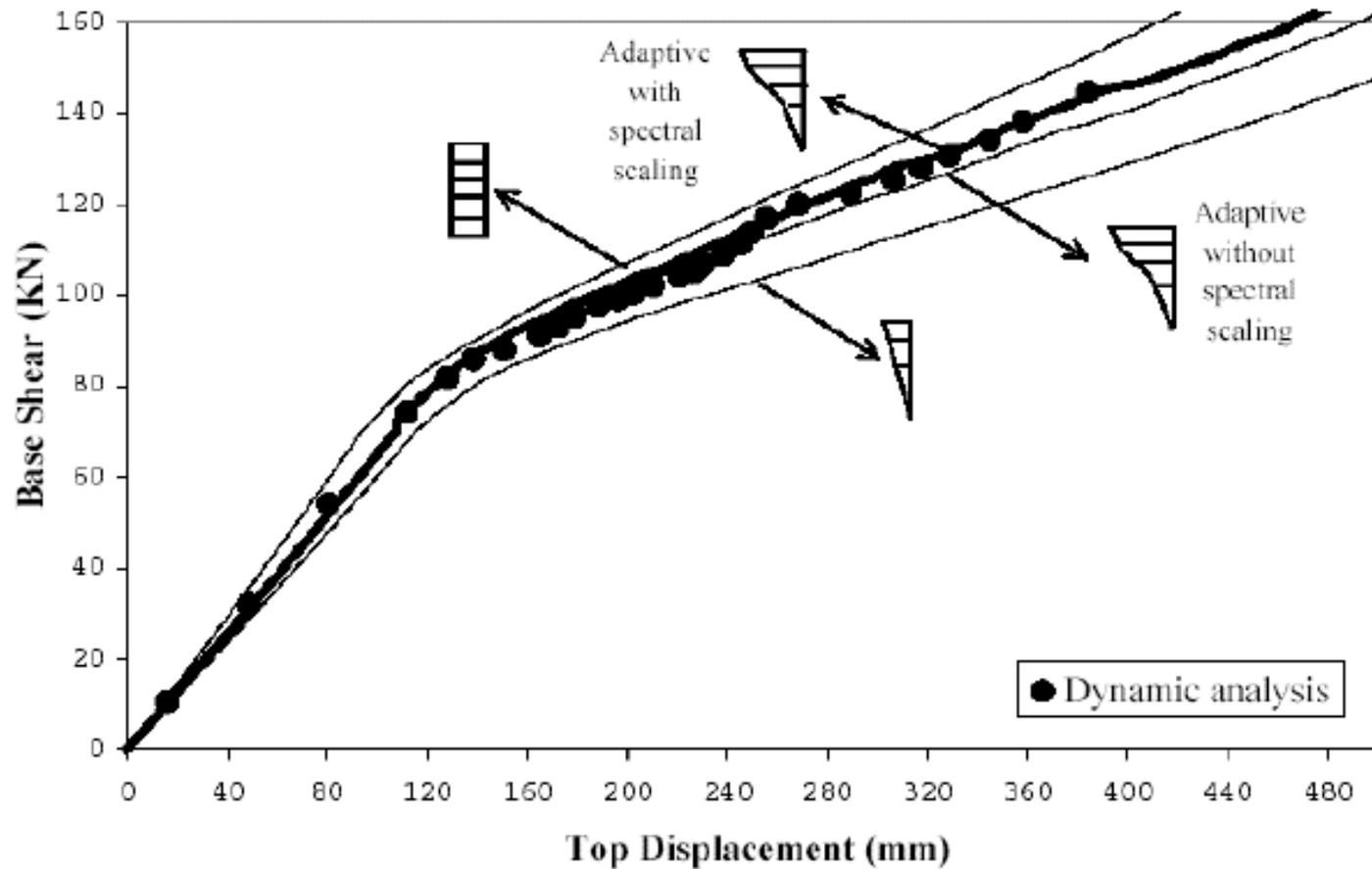
# Metodi di analisi e criteri di verifica



Un giusto compromesso fra le semplificazioni offerte da una analisi statica lineare e le complessità intrinseche in un'analisi non lineare time-history è rappresentato dall'analisi statica non lineare (regolarità e semplicità).

Questo tipo di analisi, nota con il nome di "analisi push-over", consiste, nella sua forma originale, nell'applicare alla struttura, insieme ai carichi gravitazionali, un sistema di forze statiche orizzontali (correlate alle masse strutturali) che, mantenendo invariati i rapporti fra di esse, vengono progressivamente scalate in modo da far crescere in maniera monotona lo spostamento orizzontale di un punto di controllo, fino al raggiungimento del collasso. Ogni punto della curva definisce una deformazione congruente con il vettore di forze applicate. La distribuzione costante per tutto il corso dell'analisi del vettore rappresentativo della forzante equivale ad ipotizzare che un solo modo, costante fino al collasso, controlli la risposta.

# Metodi di analisi e criteri di verifica



## Metodi di analisi e criteri di verifica

### Quando è opportuno utilizzare l'analisi push-over

- In generale quando la struttura ha un comportamento regolare (la definizione è quella data dalla normativa)
- Se il comportamento non è regolare è probabile che esistano delle non trascurabili influenze dei modi superiori. Questo porta a considerare come più opportuna la tecnica adattativa ovvero basata sui modi di vibrare ricalcolati ad intervalli di tempo regolari.
- Se non è verificata l'ipotesi di solai rigidi diventa molto difficile condurre un'analisi push-over

## ***Analisi statica non lineare***

Tale metodo di analisi si applica con le modalità indicate al § 7.3.4.1 delle NTC, con le limitazioni della Tabella C8A.1.

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili che fragili, da utilizzare ai fini delle verifiche, sono quelle derivanti dall'analisi strutturale in cui si sono usati i ***valori medi delle proprietà dei materiali***.

La verifica degli elementi "***duttili***" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformazione. La verifica degli elementi "***fragili***" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, ***divise per i fattori di confidenza***. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali. Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza.

Nel caso di analisi pushover con ramo degradante e stati limite che si verificano su questo, si considera inoltre:

- nel caso di elementi duttili la domanda in termini di deformazione si calcola in corrispondenza di  $d_{max}$  per ciascuno stato limite;
- nel caso di elementi fragili la domanda in termini di taglio si può calcolare in questo modo:
  - a) dall'analisi pushover del sistema a più gradi di libertà si ricava il taglio massimo alla base  $V_{bu}$
  - b) si individua lo spostamento  $d_{cu}$  corrispondente a tale taglio
  - c) se lo spostamento  $d_{max}$  relativo ad un dato Stato limite è minore di  $d_{cu}$ , il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di  $d_{max}$
  - d) se  $d_{max} > d_{cu}$ , il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di  $d_{cu}$ .

## Valutazione del CVS

Anche in questo caso il CVS può essere valutato quale rapporto fra l'accelerazione di ancoraggio relativa allo spettro di progetto associato al raggiungimento dello spostamento ultimo del sistema *1-GDL* equivalente e l'accelerazione di ancoraggio dello spettro di progetto associato alle caratteristiche del sito ed alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento. I due spettri si ipotizzano caratterizzati dalla stessa forma spettrale.

Poiché a parità di periodo fondamentale, spettro in accelerazione e spettro in spostamento sono entrambi funzione lineare di  $a_g$ , il suddetto rapporto coincide con quello relativo agli spostamenti corrispondenti al sistema *1-GDL* equivalente. Pertanto si assume:

$$CVS = \frac{d_{cap}^*}{d_t^*}$$

dove  $d_{cap}^*$  è lo spostamento del sistema *1-GDL* corrispondente alla massima capacità della struttura, precedentemente definita per gli elementi fragili e duttili a seconda delle caratteristiche della curva di pushover.

## ***Analisi dinamica non lineare***

Tale metodo di analisi è applicabile secondo quanto indicato al § 7.3.4.2 delle NTC, alle medesime condizioni di cui al punto precedente.

# Sintesi dei criteri di analisi e di verifica della sicurezza

Tabella C8.4 – Valori delle proprietà dei materiali e criteri di analisi e di verifica della sicurezza

		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 $\rho_i = D_i/C_i$ )		Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.	In termini di deformazione. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.
		Dall'analisi. Usare i valori medi dei moduli nel modello.	In termini di resistenza. Usare i valori medi.		
	Verifiche (se il ML è accettato)				
	Duttile	Dall'analisi.	In termini di deformazione. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.		
		Verifiche (se il ML è accettato)			
Fragile	Verifiche (se il ML è accettato)		Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.	In termini di resistenza. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale.	
	Se $\rho_i \leq 1$ , dall'analisi.				
	Se $\rho_i > 1$ , dall'equilibrio con la resistenza degli e/m duttili. Usare i valori medi <u>moltiplicati</u> per FC.				

# MODELLI DI CAPACITÀ PER LA VALUTAZIONE DI EDIFICI IN CALCESTRUZZO ARMATO

Gli elementi ed i meccanismi resistenti sono classificati in:

- “duttili”: travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;
- “fragili”: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi;

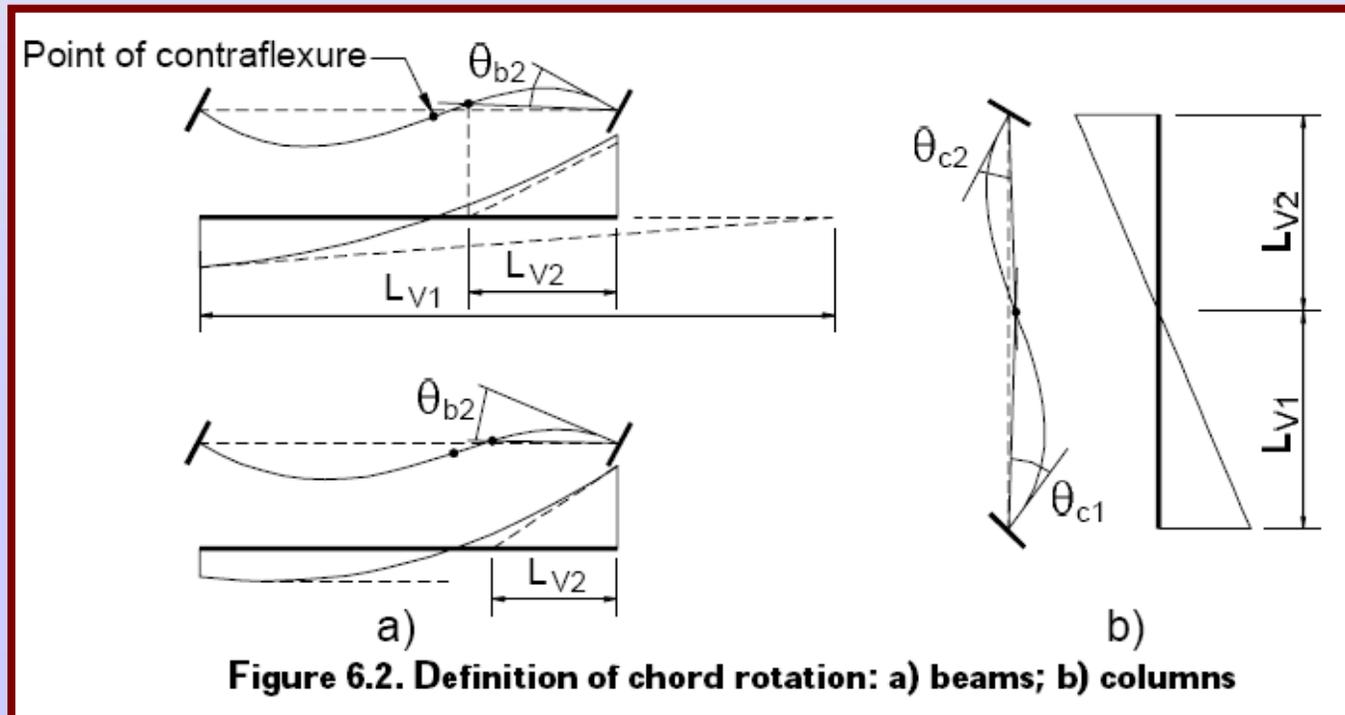
In caso di pilastri soggetti a valori di sforzo normale particolarmente elevato va presa in considerazione la possibilità di comportamento fragile.

## Travi, pilastri e pareti: flessione con e senza sforzo normale

I **meccanismi duttili** sono verificati paragonando le rotazioni rispetto alla corda di ogni estremità di ciascun elemento con i valori limite (funzioni dello stato limite che si sta verificando).

$$\theta_{rich,SL} \leq \theta_{disp,SL}$$

Per definizione si intende **rotazione rispetto alla corda** l'angolo tra la tangente all'asse dell'elemento nell'estremità plasticizzata e la corda che unisce tale estremità con l'estremo della luce di taglio ( $L_V = M/V = \text{momento/taglio}$ ), che individua il punto di flesso nella deformata dell'elemento.

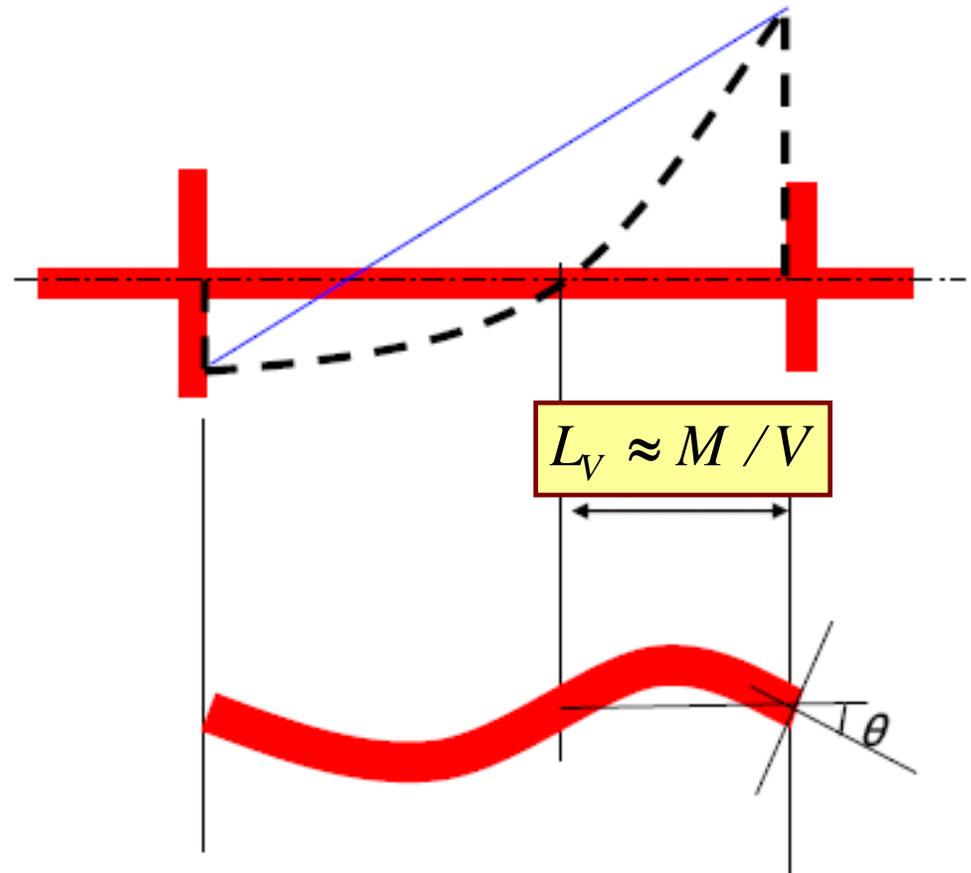
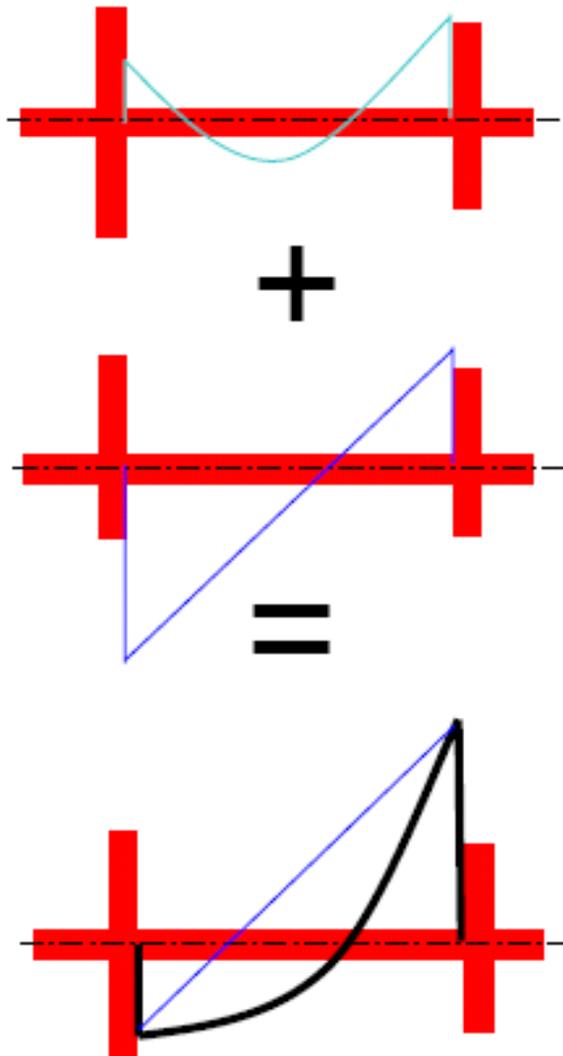


# Modelli di capacità per la valutazione

Travi e pilastri: flessione con e senza sforzo normale

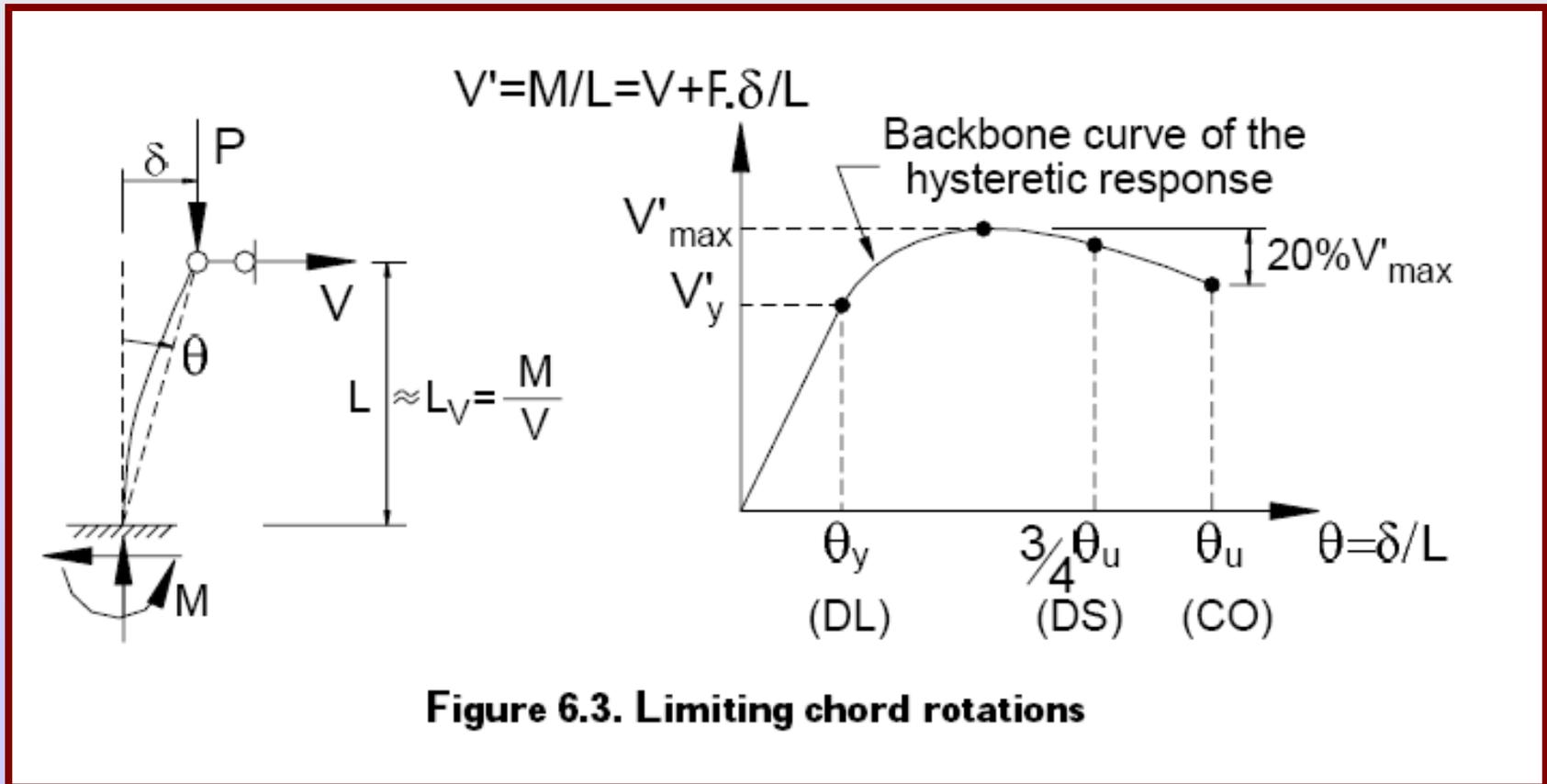
11.3.3

Rotazioni d'estremità



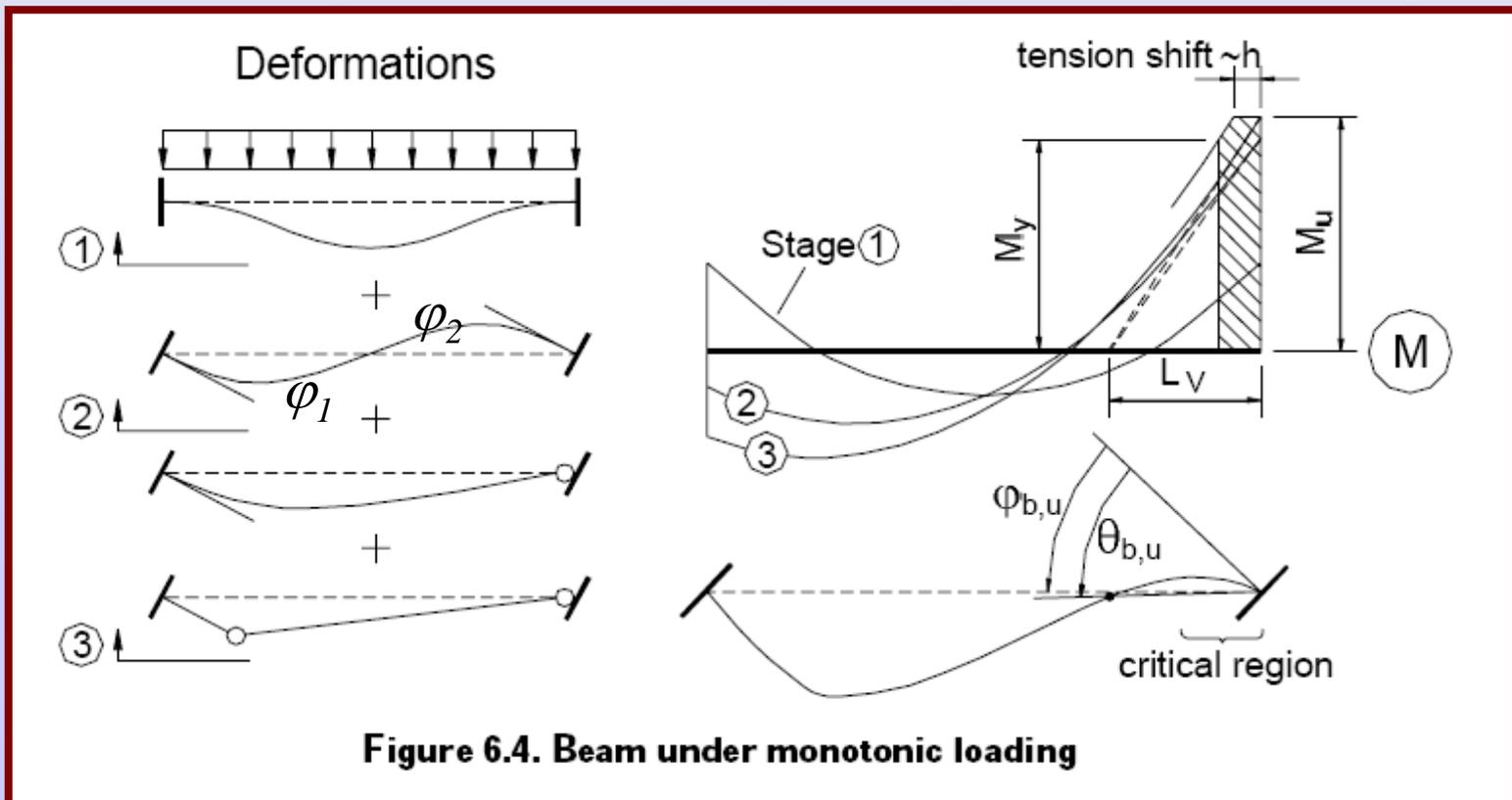
I valori limite della rotazione rispetto alla corda  $\theta_{disp,SL}$  sono ricavati sulla base della risposta dello schema a mensola (vedi figura) per ciascuno stato limite.

Le diverse espressioni sono riportate nelle NTC in appendice.



**Figure 6.3. Limiting chord rotations**

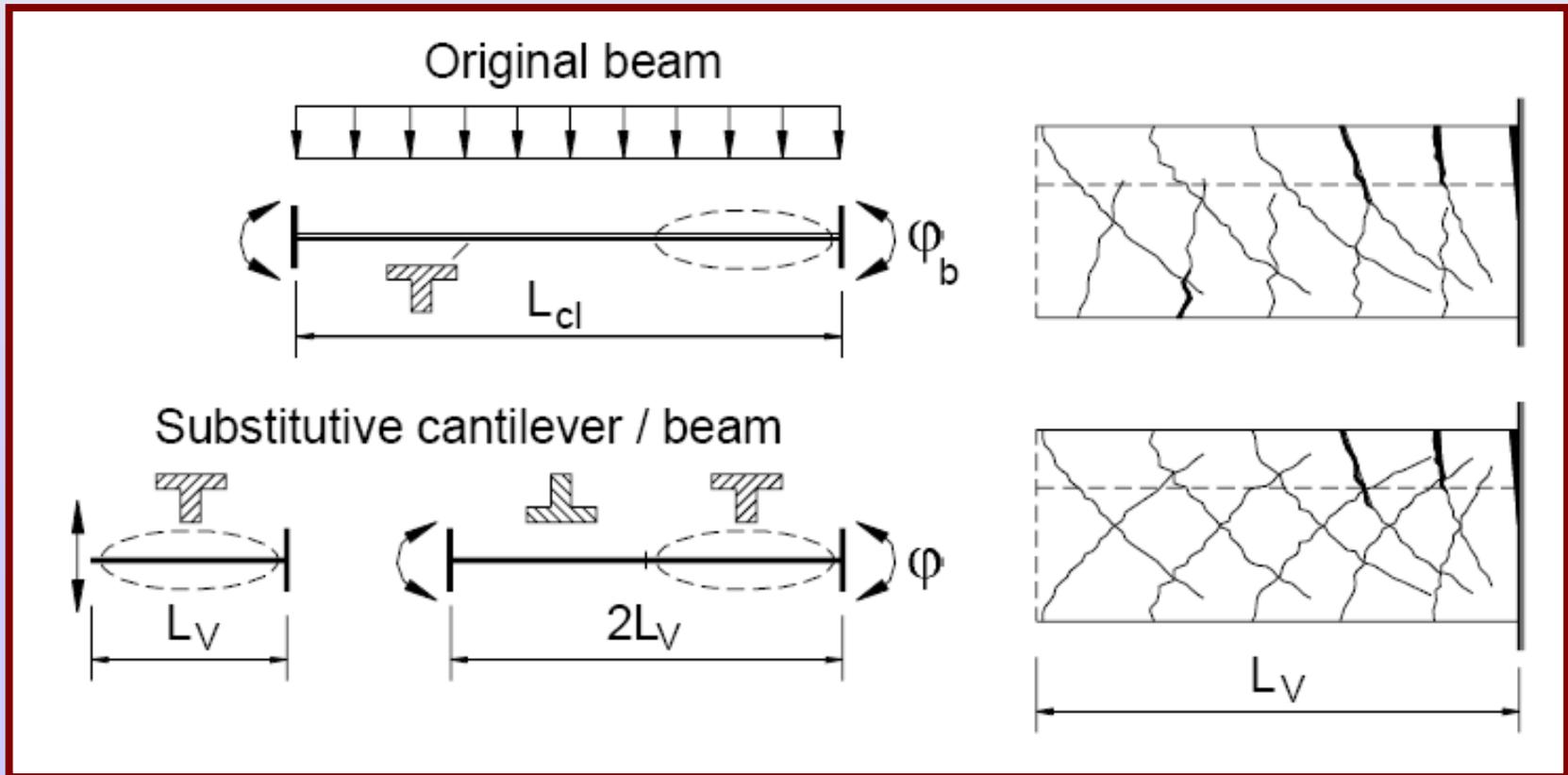
Il procedimento di verifica trova giustificazione nelle osservazioni che seguono. Si assume anzitutto che l'azione sismica sia rappresentata dalle rotazioni di estremità  $\varphi_1 = \varphi_2$ . La prima plasticizzazione si presenta all'estremità di destra (azioni concordi). Il collasso dell'elemento, con formazione di meccanismo, si raggiunge infine quando si plasticizza anche una sezione di campata. In questa situazione la massima richiesta in termini di rotazione plastica si attinge in corrispondenza della sezione che si è plasticizzata per prima (sezione di destra).



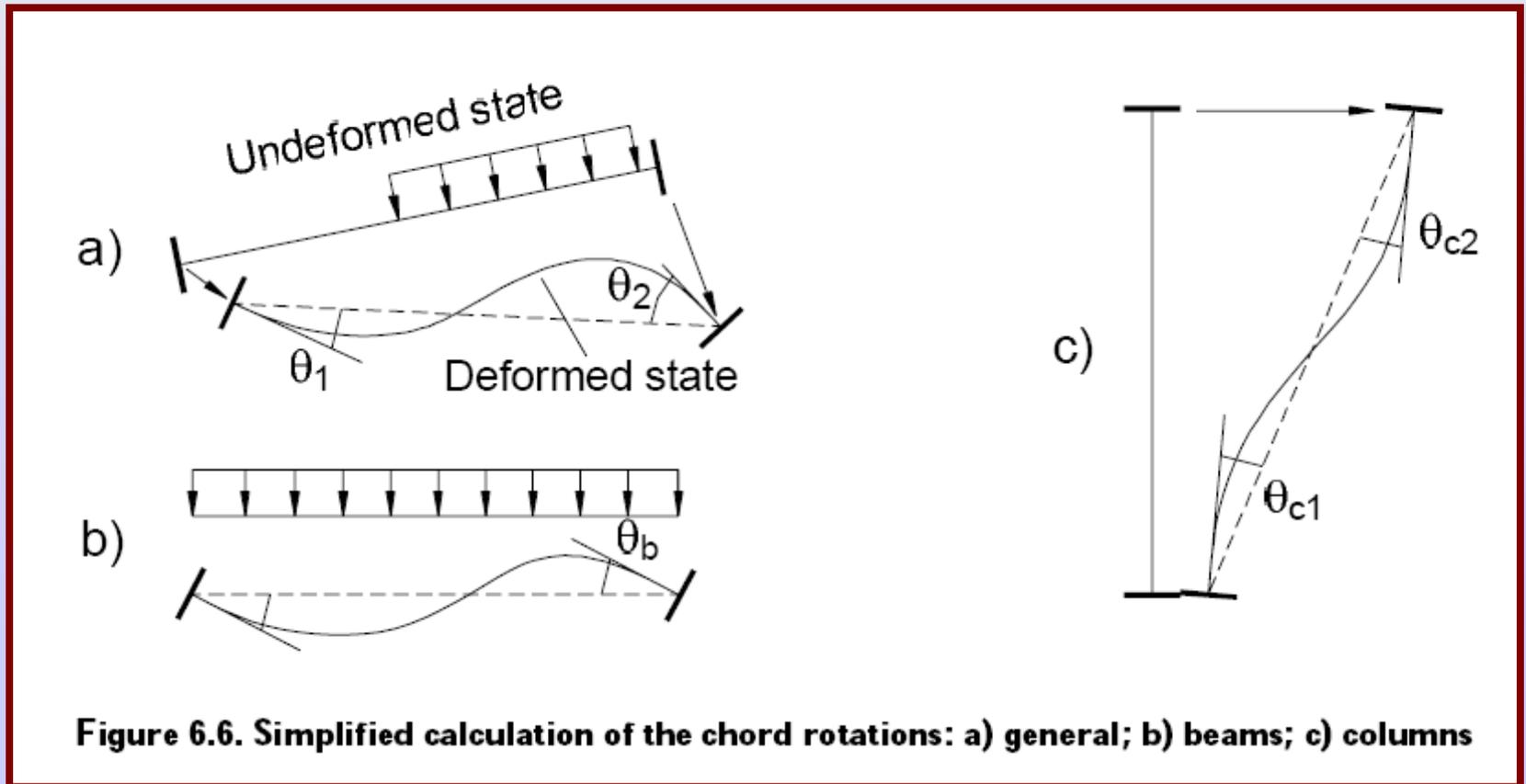
Con buona approssimazione, la determinazione di questa richiesta rotazionale  $\theta_{rich,SL}$ , nonché la valutazione della lunghezza di taglio  $L_V$  possono essere ottenute attraverso un'analisi lineare.

D'altra parte, il limite  $\theta_{disp,SL}$  si può ricavare dalla risposta dello schema a mensola, poiché la distribuzione degli sforzi interni e delle fessurazioni è molto simile a quello della trave in esame.

$$\theta_{b,u} = \theta_{b,y} + \theta_{b,pl} = \theta_y(L_V) + \theta_{pl}(L_V)$$



Un'ipotesi semplificativa per ottenere la domanda in termini di rotazione rispetto alla corda  $\theta_{rich,SL}$  è quella che immagina che l'estremità della luce di taglio sia posizionata esattamente sulla congiungente le due estremità della trave, nella situazione deformata.



## ***Travi, pilastri e pareti: flessione con e senza sforzo normale***

$$\theta_{rich,SL} \leq \theta_{disp,SL}$$

### ***Stato limite di collasso***

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda in condizioni di collasso  $\theta_u$  può essere valutata mediante formule di comprovata validità, come quelle riportate in C8.F.1.

### ***Stato limite di salvaguardia della vita***

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda a tale Stato limite,  $\theta_{SD}$ , può essere assunta pari a 3/4 del valore ultimo  $\theta_u$ .

## *Valutazione delle rotazioni di collasso di elementi di strutture in calcestruzzo armato*

La capacità di rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso  $\theta_u$  può essere valutata mediante sperimentazione diretta, modellazione numerica considerando il contributo di calcestruzzo, acciaio ed aderenza, ovvero mediante la seguente formula:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left( \frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d})$$

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left( \frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d})$$

$\gamma_{el} = 1.5$  per gli elementi primari ed  $1.0$  per gli elementi secondari (come definiti al § 7.2.3 delle NTC),

$L_V$  è la luce di taglio;

$h$  è l'altezza della sezione;

$v = N/(A_c f_c)$  è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione  $A_c$ ;

$\omega = A_s f_y / (A_c f_c)$  e  $\omega' = A'_s f_y / (A_c f_c)$  percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e compressione rispettivamente (nelle pareti tutta l'armatura longitudinale d'anima è da includere nella percentuale in trazione);

$f_c$ ,  $f_y$  e  $f_{yw}$  sono la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio, longitudinale e trasversale, ottenute come media delle prove eseguite in sito, eventualmente corrette sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto;

$\rho_{sx} = A_{sx} / b_w s_h$  la percentuale di armatura trasversale ( $s_h =$  interasse delle staffe nella zona critica);

$\rho_d$  è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione,

$\alpha$  è un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left( 1 - \frac{s_h}{2b_o} \right) \left( 1 - \frac{s_h}{2h_o} \right) \left( 1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o} \right) \quad (C8F.2)$$

( $b_o$  e  $h_o$  dimensioni della nucleo confinato,  $b_i$  distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro).

Per le pareti il valore dato dall'espressione (C8F.1) deve essere diviso per 1.6.

In alternativa per la valutazione di  $\theta_u$  si può usare la seguente equazione:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left( \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left( 1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_V} \right) \right) \quad (C8F.5)$$

dove  $\theta_y$  è la rotazione rispetto alla corda allo snervamento definita in (8.7.2.1a) e (8.7.2.1b),  $\phi_u$  è la curvatura ultima valutata considerando le deformazioni ultime del conglomerato (tenuto conto del confinamento) e dell'acciaio (da stimare sulla base dell'allungamento uniforme al carico massimo, in mancanza di informazioni si può assumere che la deformazione ultima dell'acciaio sia pari al 4%),  $\phi_y$  è la curvatura a snervamento valutata considerando l'acciaio alla deformazione di snervamento  $\varepsilon_{sy}$ ,  $L_V$  è la luce di taglio e  $L_{pl}$  è la lunghezza di cerniera plastica valutabile come:

$$L_{pl} = 0,1L_V + 0,17h + 0,24 \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (C8F.6)$$

dove  $h$  è l'altezza della sezione,  $d_{bL}$  è il diametro (medio) delle barre longitudinali, ed  $f_c$  e  $f_y$  sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale (in MPa), ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

## Stato limite di esercizio

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda allo snervamento,  $\theta_y$ , può essere valutata mediante:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0,0013 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_V} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per travi e pilastri}$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0,002 \left( 1 - 0,125 \frac{L_V}{h} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per pareti}$$

dove  $\phi_y$  è la curvatura a snervamento della sezione terminale,  $h$  l'altezza della sezione,  $d_b$  è il diametro (medio) delle barre longitudinali, ed  $f_c$  e  $f_y$  sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale in [MPa], ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

## ***Travi e pilastri: taglio***

La resistenza a taglio si valuta come per il caso di nuove costruzioni per ***situazioni non sismiche***, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi ***senza armature trasversali resistenti a taglio***.

Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il ***fattore di confidenza*** appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il ***coefficiente parziale del materiale***.

## ***Nodi trave-pilastro***

La verifica di resistenza deve essere eseguita solo per i ***nodi non interamente confinati*** come definiti al § 7.4.4.3 delle NTC. Deve essere verificata sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale. Per la verifica si possono adottare le seguenti espressioni:

***-per la resistenza a trazione:***

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \right| \leq 0,3\sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ in MPa})$$

***-per la resistenza a compressione:***

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0,5f_c$$

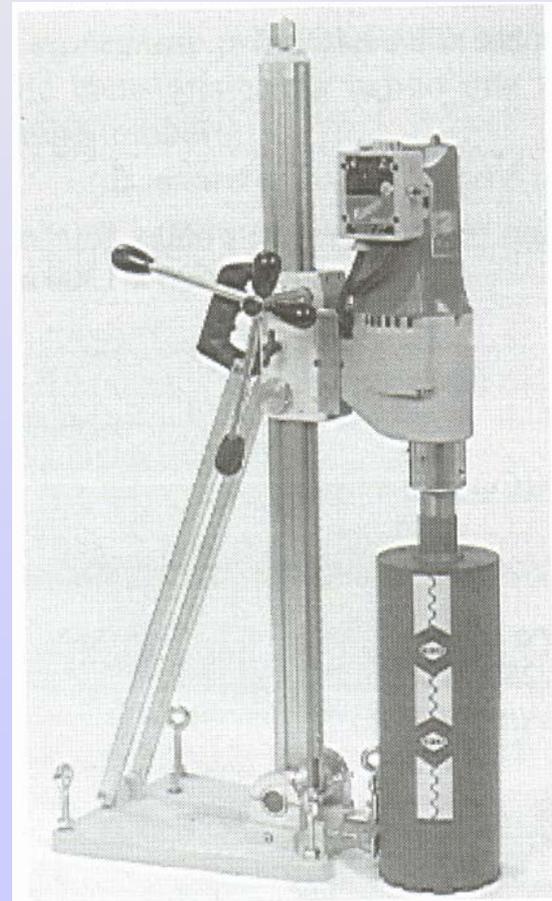
dove N indica l'azione assiale presente nel pilastro superiore,  $V_n$  indica il taglio totale agente sul nodo, considerando sia il taglio derivante dall'azione presente nel pilastro superiore, sia quello dovuto alla sollecitazione di trazione presente nell'armatura longitudinale superiore della trave,  $A_g$  indica la sezione orizzontale del nodo. Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza e per il coeff.parziale del materiale.

## Appendice A: indagini per la valutazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali in edifici esistenti in c.a.

PROVA	COSTO	RAPIDITÀ	DANNO	RAPPRESENTATIVITÀ	AFFIDABILITÀ
CAROTAGGIO	alto	bassa	moderato	moderata	buona
ULTRSUONI	basso	alta	nullo	buona	moderata
SCLEROMETRO	minimo	alta	nullo	superficiale	scarsa

## Prove distruttive

CAROTAGGIO: Il carotaggio consiste nel prelievo di campioni cilindrici detti carote, mediante carotatrici a corona diamantata, e nella successiva esecuzione di prove di compressione a rottura in laboratorio.





- Il diametro delle carote deve essere maggiore di tre volte il diametro massimo degli aggregati, i diametri consigliati sono compresi tra *75mm* e *150mm*;
- Il rapporto  $h/D$  (altezza/diametro) dei provini deve essere preferibilmente pari a 2, si deve evitare che i provini abbiano snellezza inferiore a 1 o maggiore di 2;
- Le carote destinate alla valutazione della resistenza non devono contenere ferri d'armatura;
- Nel programmare l'estrazione dei campioni si deve tener presente che la resistenza del calcestruzzo dipende dalla posizione del getto o giacitura;
- I campioni estratti devono essere protetti nelle fasi di lavorazione e deposito rispetto all'essiccazione all'aria. A meno di diversa prescrizione, le prove di compressione devono essere eseguite su campioni umidi;
- È necessario controllare accuratamente, prima di sottoporre i campioni alla prova di compressione, la planarità ed ortogonalità delle superfici d'appoggio. La lavorazione inadeguata dei provini porta a risultati erranei, il semplice taglio e la molatura delle superfici di prova può non soddisfare i requisiti di parallelismo e planarità richiesti dalle norme.

## Determinazione della resistenza di calcolo

$$f_{cis,i} = (C_{h/D} \cdot C_{dia} \cdot C_a \cdot C_d) \cdot f_{car,i}$$
$$f_{cis,med} = \frac{\sum f_{cis,i}}{N}$$
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{cis,med}}{\gamma_c \cdot FC}$$

## Test alla fenoftaleina



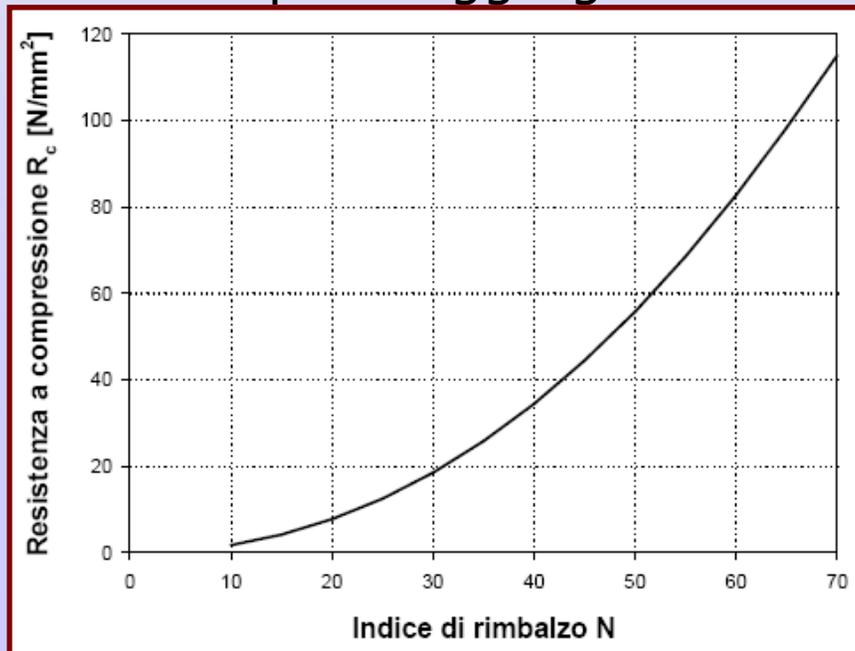
## Prove non distruttive: sclerometro

Il metodo si basa sul principio che, il rimbalzo di una massa elastica, dipende dalla durezza della superficie contro la quale la massa stessa viene proiettata. Quindi il rimbalzo è tanto maggiore quanto più duro è il calcestruzzo. Il parametro non distruttivo del metodo è rappresentato dall'indice di rimbalzo  $Ir$ .

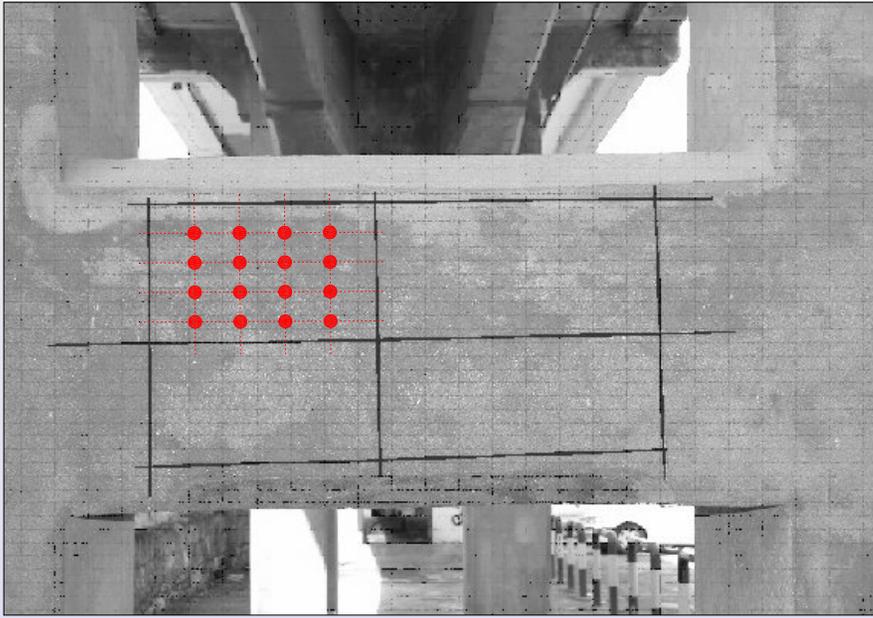


L'indice di rimbalzo è correlato alla resistenza del calcestruzzo, ma è anche influenzato da numerosi altri fattori, tra cui:

- Le condizioni di umidità del calcestruzzo in superficie, una superficie umida conduce ad un indice di rimbalzo più basso;
- La presenza di uno strato superficiale carbonatato, che aumenta l'indice di rimbalzo;
- La tessitura superficiale, una superficie ruvida fornisce in generale un indice di rimbalzo più basso;
- L'età del calcestruzzo;
- La dimensione ed il tipo di aggregati.



$$R_c = A \cdot N^B$$



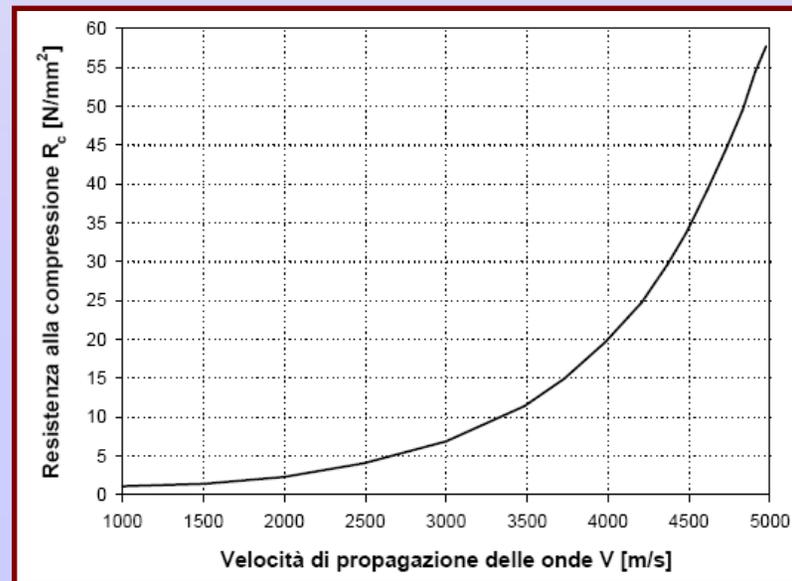
## Prove non distruttive: Prove ad ultrasuoni

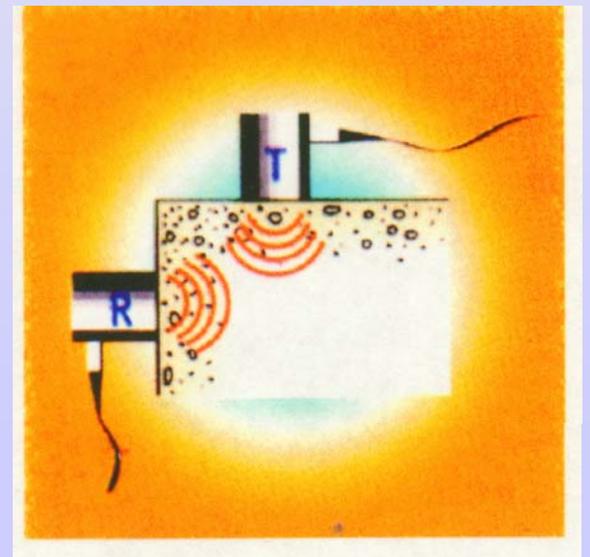
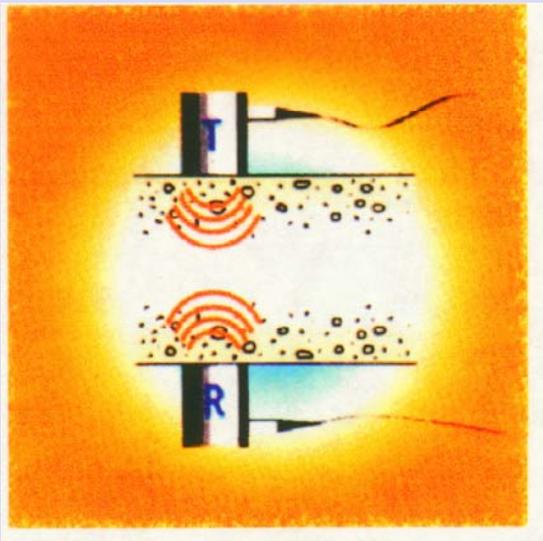
La resistenza a compressione è stimata in base alla velocità di trasmissione degli ultrasuoni, ipotizzando la validità di una relazione di proporzionalità tra resistenza a compressione e modulo elastico, utilizzando correlazioni sperimentali.

Da tale prova si possono trarre inoltre le seguenti informazioni:

- Omogeneità del materiale;
- Difetti di getto;
- Rilievo di spessori;
- Variazione delle proprietà causate dalla storia dell'elemento (manutenzione, degrado, ecc.).

$$R_c = A \cdot e^{BV}$$





## METODO SONREB

Il metodo Sonreb è nato per ridurre gli errori di stima commessi con le metodologie precedentemente descritte. Infatti, la durezza superficiale - stimata con lo sclerometro - ed il modulo di elasticità del materiale - stimato con il metodo sonico - sono influenzati in maniera opposta da fattori importanti quali il contenuto di umidità e l'età del calcestruzzo. In particolare, il contenuto di umidità influenza negativamente la misura della durezza superficiale ed incrementa la velocità di trasmissione delle onde nel mezzo; l'età del calcestruzzo, a causa del fenomeno della carbonatazione, determina un incremento della durezza superficiale, e riduce la velocità ultrasonica.

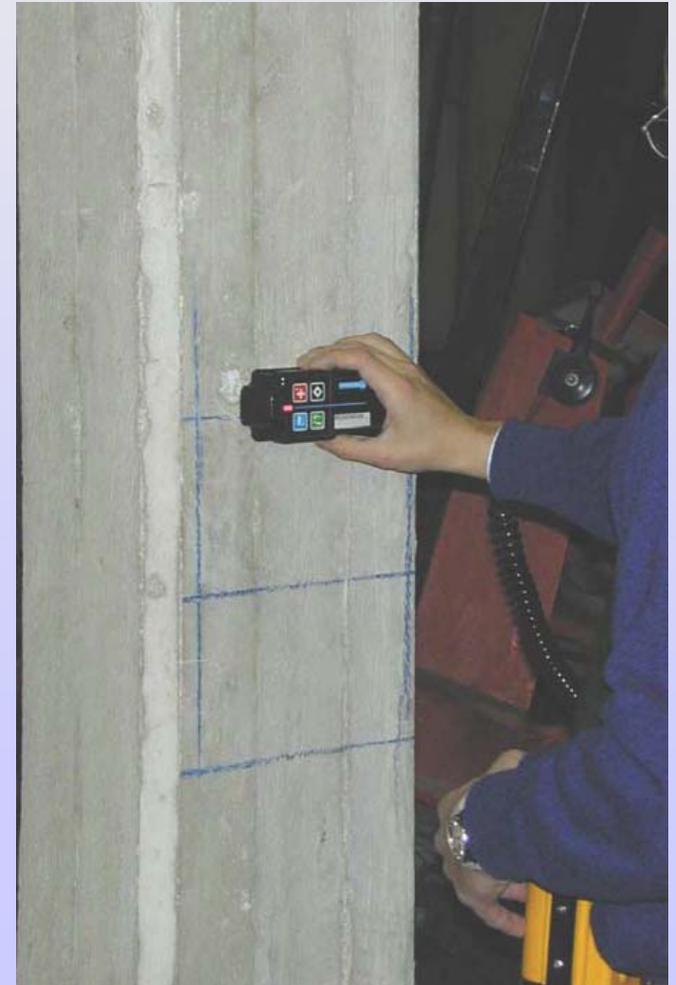
$$R_{c,1} = 9.27 \cdot 10^{-11} \cdot S^{1.4} \cdot V^{2.6}$$

$$R_{c,2} = 8.06 \cdot 10^{-8} \cdot S^{1.264} \cdot V^{1.85}$$

$$R_{c,3} = 1.20 \cdot 10^{-9} \cdot S^{1.058} \cdot V^{2.446}$$

## Prove non distruttive: prove pacometriche

Le prove pacometriche permettono di individuare il quantitativo e la disposizione di armature negli elementi strutturali. Per mezzo di tale strumento è possibile stimare, se sono noti i copriferri, anche i diametri delle barre di armatura.



## Prove sull'acciaio

Le prove sull'acciaio consistono nell'estrazione dalla struttura di alcuni campioni di armatura da sottoporre a prove di trazione. La scelta degli elementi da cui estrarre i campioni è condizionata dalle percentuali di armatura, dallo stato di sollecitazione dell'elemento dovuto ai carichi verticali e dal ruolo che esso svolge nel contesto strutturale.



# **VALUTAZIONI DI SICUREZZA DI EDIFICI IN C.A.**

# Analisi di livello "2" – Analisi a scala dell'edificio

ANALISI  
PRELIMINARE  
"Risk Rating"

ANALISI  
"DI LIVELLO 0"

ANALISI  
"DI LIVELLO 1"

ANALISI  
"DI LIVELLO 2"

## Redazione "Linee Guida" per la valutazione della sicurezza di edifici pubblici

- Percorso di conoscenza
- Definizione delle Azioni (Possibile utilizzo di  $\gamma_G$  modificati)
- Stati limite di verifica
- Verifiche per azioni controllate dall'uomo (nel caso di verifiche non soddisfatte obbligo di raggiungere il livello di conoscenza massimo)
- Verifiche per azioni sismiche: Coefficiente di vulnerabilità sismica (CVS)
- Modalità di redazione delle relazioni e degli elaborati
- Indicazioni circa le valutazioni delle caratteristiche meccaniche dei materiali in opera

# Analisi di livello "2" – Analisi a scala dell'edificio

ANALISI  
PRELIMINARE  
"Risk Rating"

ANALISI  
"DI LIVELLO 0"

ANALISI  
"DI LIVELLO 1"

ANALISI  
"DI LIVELLO 2"

## Coefficiente di vulnerabilità sismica

$$CVS = \frac{PGA_{Cap}^{SLV}}{PGA_{Dom}^{SLV}}$$

forma spettrale costante e coincidente con quella adottata per lo SLV relativo al  $TR$  (per le scuole:  $TR=712$  anni)

Per gli edifici in **c.a.** è l'accelerazione di ancoraggio associata alla forma spettrale di domanda  $SLV(TR)$  che provoca per prima uno dei seguenti effetti su un elemento della struttura:

- raggiungimento di collasso a taglio;
- raggiungimento di collasso di un nodo;
- raggiungimento della rotazione ultima rispetto alla corda;
- raggiungimento della capacità limite in fondazione.

## Analisi di livello “2” – Analisi a scala dell’edificio

### Scuola G. Garrone a Margherita di Savoia



## Analisi di livello “2” – Analisi a scala dell’edificio



## Analisi di livello “2” – Analisi a scala dell’edificio



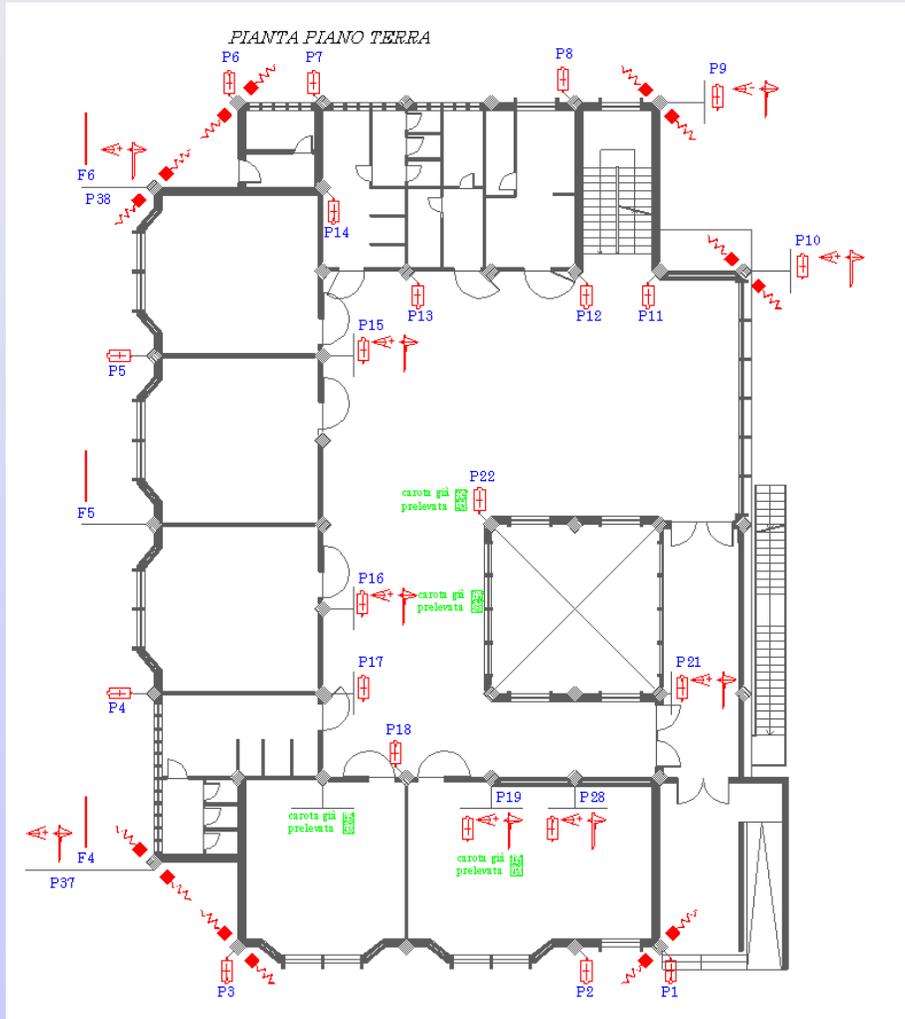
## Analisi di livello “2” – Analisi a scala dell’edificio



## Analisi di livello "2" – Analisi a scala dell'edificio



# Analisi di livello "2" – Analisi a scala dell'edificio

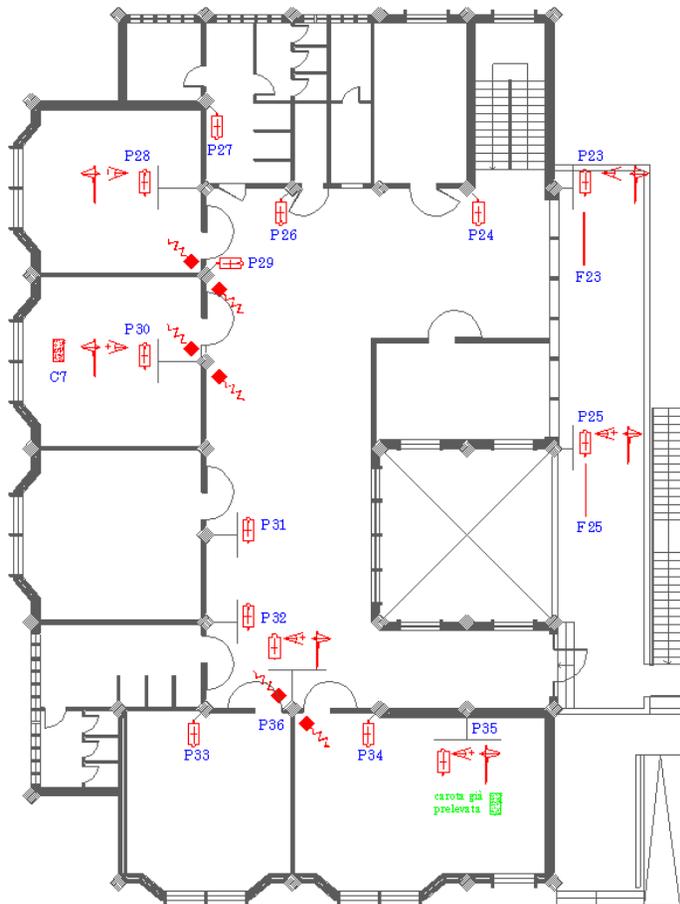


**LEGENDA**

-  Saggio esplorativo
-  Indagine visiva  
Lettura sperimentale di diametri
-  Indagine magnetometrica
-  Indagine ultrasonora
-  Saggio sui solai e sulle travi
-  Estrazione carote
-  Prelievo campione d'acciaio
-  Pilastri oggetto d'indagine P
-  Travi oggetto d'indagine T

# Analisi di livello "2" – Analisi a scala dell'edificio

PIANTA PIANO PRIMO



## LEGENDA

-  Saggio esplorativo
-  Indagine visiva  
Lettura sperimentale diametri
-  Indagine magnetometrica
-  Indagine ultrasonora
-  Saggio sui solai e sulle travi
-  Estrazione carote
-  Prelievo campione d'acciaio
-  Pilastrini oggetto d'indagine P
-  Travi oggetto d'indagine T

# Analisi di livello "2" – Analisi a scala dell'edificio



## Analisi di livello "2" – Analisi a scala dell'edificio



## Analisi di livello "2" – Analisi a scala dell'edificio



## Analisi di livello "2" – Analisi a scala dell'edificio

	Ubicazione	CONTR.	DATA PROVA	Peso	D	H	H/D	$\gamma$	fcar	fcis	fmedia	
				Kg	(mm)	(mm)		(Kg/m <sup>3</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )
Travi di Fondazione	T 21-34	C1	24-feb-10	2,96	94	185	2,0	2306	16,55	20,37	18,76	191
	T 37 -	C2	24-feb-10	3,02	94	185	2,0	2352	19,18	23,61		
	T 41-32	C3A	24-feb-10	3,01	94	185	2,0	2344	9,74			
	T 41-32	C3B	24-feb-10	3,01	94	190	2,0	2283	13,78	17,08		
	T 3-8	C4	24-feb-10	2,92	94	183	1,9	2299	11,38	13,97		
Piastrini Livello I	Pil 18	C1 - P22	15-set-09	1,31	74	140	1,9	2176	10,12	12,70	12,47	127
	Pil 16	C2 - P19	15-set-09	1,23	74	128	1,7	2234	9,91	12,14		
	Pil 27	C3 - P16	15-set-09	1,29	74	134	1,8	2238	10,01	12,42		
	Pil 25	C4	15-set-09	1,37	74	142	1,9	2243	10,02	12,62		
Travi Livello I	T 34-35	C8	24-feb-10	1,41	74	143	1,9	2293	9,84	12,42	10,80	110
	T 32-33	C9	24-feb-10	1,42	74	152	2,1	2172	7,17	9,19		
Piastrini Livello II	Pil 11	C5 - P35	15-set-09	1,37	74	142	1,9	2243	9,87	12,43	11,68	119
	Pil 29	C7 - P30	24-feb-10	1,36	74	142	1,9	2227	8,68	10,93		
Travi Livello II	T 10-11	C5 - T18	24-feb-10	1,40	74	145	2,0	2245	12,54	15,88	18,25	186
	T 23-24	C6 - T23	24-feb-10	1,36	74	138	1,9	2291	16,49	20,62		

 VALORE SCARTATO : ROTTURA DELLA CAROTA LUNGO LA LINEA DI RIPRESA DI GETTO



Carbonatazione carota C8=94 mm



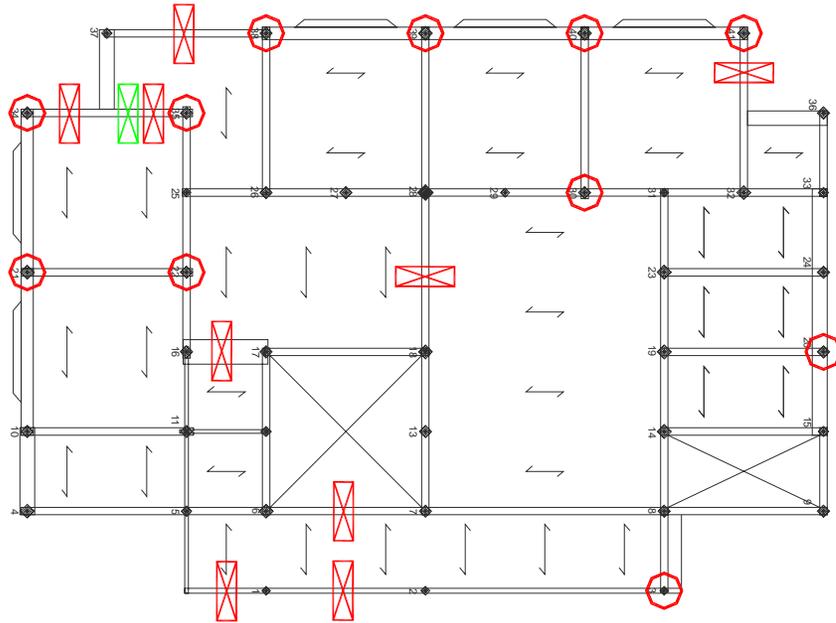
Carbonatazione carota C9=92 mm

## Analisi di livello “2” – Analisi a scala dell’edificio

Ubicazione	CONTR.	DATA PROVA	DIAM. [mm]	SEZ. [mm <sup>2</sup> ]	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_t/f_y$	$f_y/f_{yk}$	All. %	Classificazione
Travi di Fondazione	F1 - T 21-34	26-feb-10	17,90	251,65	360,00	445,60	1,24	1,14	10,90	Acciaio dolce
	F3 - T 41-32	26-feb-10	18,21	260,44	361,80	522,80	1,44	1,15	21,80	
Pilastri I Livello	F5 - Pil 39	26-feb-10	13,97	153,28	380,40	527,40	1,39	1,21	26,60	Acciaio dolce
	F6 - Pil 41	26-feb-10	13,84	150,44	405,20	565,30	1,40	1,29	28,10	
Pilastri II Livello	F23 - Pil 8	26-feb-10	13,56	144,41	374,40	523,20	1,40	1,19	18,30	Acciaio dolce
	F25 - Pil 7	26-feb-10	13,15	135,81	365,80	508,10	1,39	1,16	23,71	

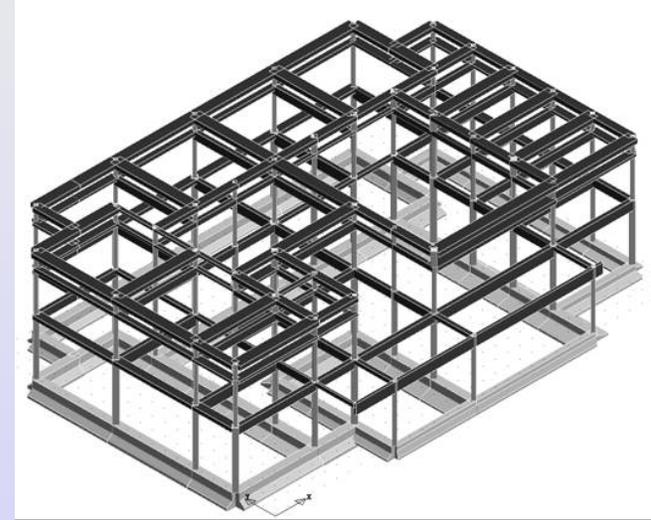
# Analisi di livello "2" – Analisi a scala dell'edificio

Carpenteria I ordine



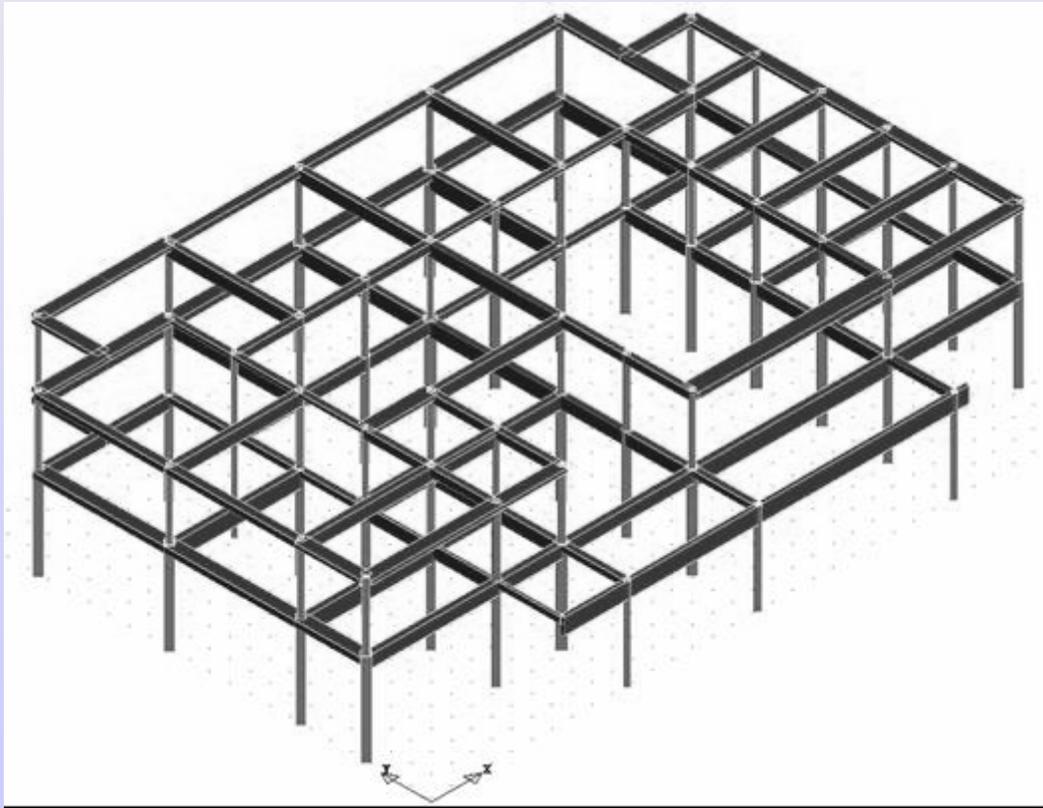
LEGENDA

-  TRAVI NON VERIFICATE A FLESSIONE
-  TRAVI NON VERIFICATE A TAGLIO
-  PILASTRI NON VERIFICATI A PRESSOFLESSIONE
-  PILASTRI NON VERIFICATI A TAGLIO
- GLI ELEMENTI NON CONTRASSEGNA TI RISULTANO VERIFICATI



Posizione Elementi	Numero Elementi NON VERIFICATI	Numero Elementi VERIFICATI	% Elementi NON VERIFICATI
Fondazione	3	43	6,98%
Pilastri I Livello	11	41	26,83%
Travi I Livello	9	52	17,31%
Pilastri II Livello	6	38	15,79%
Travi II Livello	2	48	4,17%

## Analisi di livello "2" – Analisi a scala dell'edificio



SLD			
COMBINAZIONE	CAPACITA' DI SPOSTAMENTO (mm)	DOMANDA DI SPOSTAMENTO (mm)	COEFFICIENTE DI SICUREZZA
Sisma X	43,59	50,25	0,867
Sisma Y	31,82	49,72	0,640

SLC			
COMBINAZIONE	CAPACITA' DI SPOSTAMENTO (mm)	DOMANDA DI SPOSTAMENTO (mm)	COEFFICIENTE DI SICUREZZA
Sisma X	55,96	63,09	0,887
Sisma Y	39,50	62,40	0,633

# Valutazione di sicurezza di un edificio esistente



Figura 8.2.1 Vista lungo il lato trasversale



Figura 8.2.2 Vista lungo il lato longitudinale

L'edificio, realizzato nella prima metà degli anni '80, è costituito da un piano terra, da 3 piani in elevazione, da un sottotetto non praticabile e dalla copertura a falde.

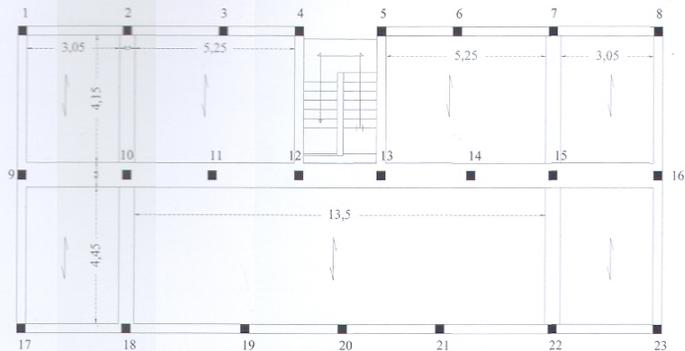


Figura 8.2.3 Pianta primo impalcato

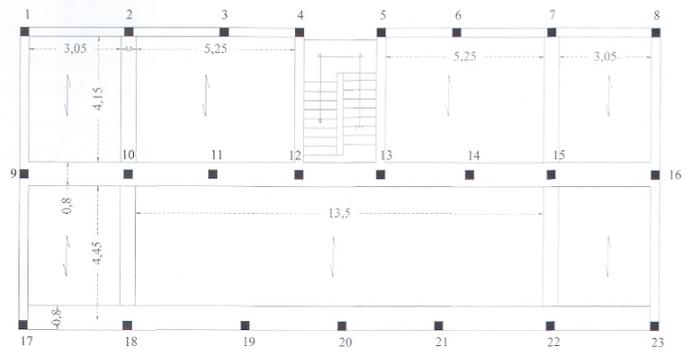


Figura 8.2.4 Pianta impalcato tipo

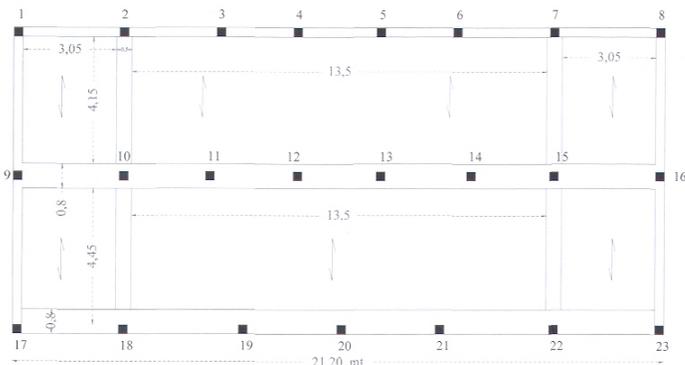


Figura 8.2.5 Pianta Sottotetto

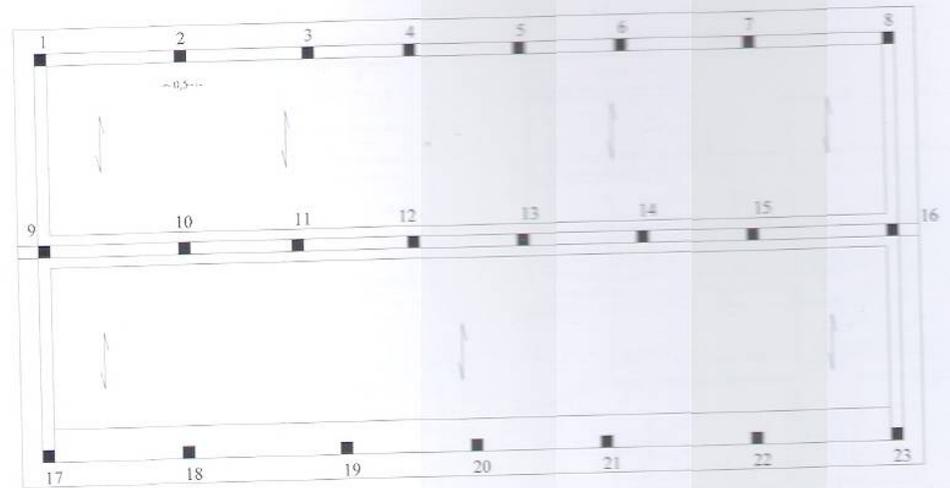


Figura 8.2.6 Pianta Copertura

Sono disponibili i disegni originali delle carpenterie e i dettagli costruttivi ed esecutivi, che hanno consentito di individuare con esattezza l'organismo resistente (con l'aggiunta di un rilievo visivo e di limitate verifiche in situ).

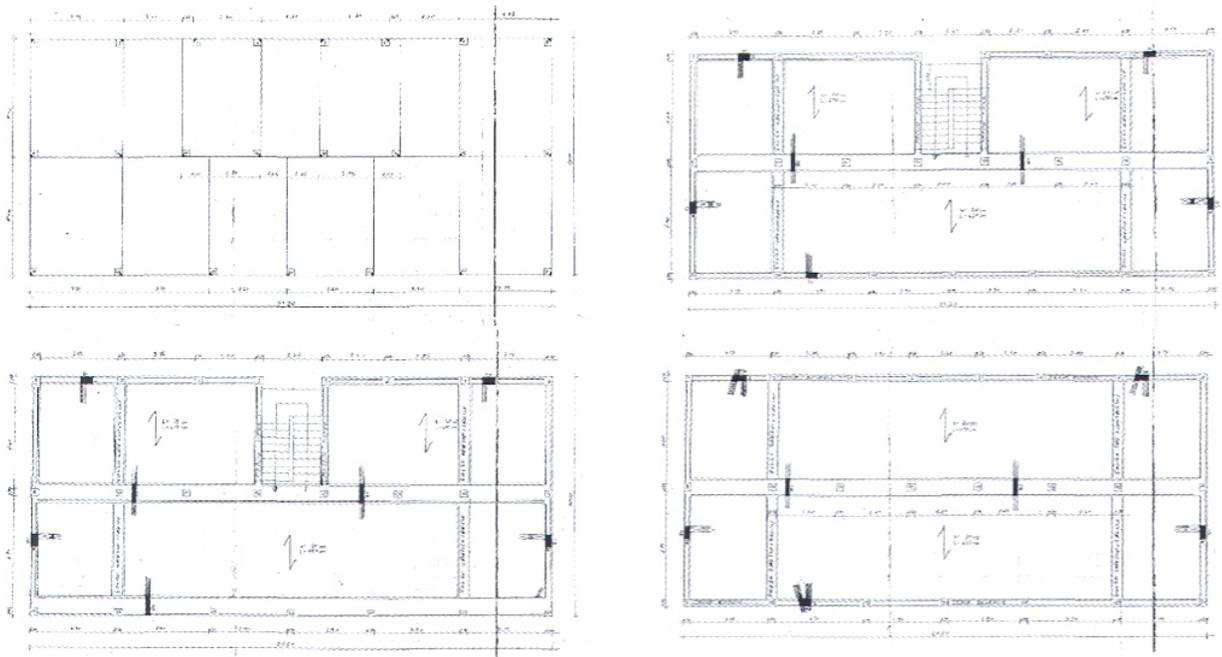
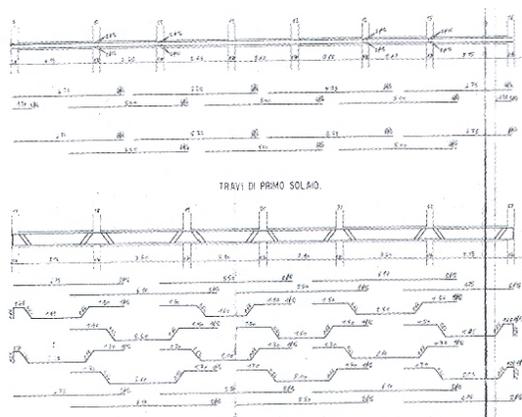


Figura 8.2.7 Disegni originali delle carpenterie



PILA STRI	1-2-3-4-5-6-7-8	9-10-11-12
ORDINE 5°		
DIMENSIONI	50x30	50x30
ARMATURA	4φ14	4φ14
STAFFE	4φ10	4φ10
ORDINE 4°		
DIMENSIONI	50x30	50x30
ARMATURA	4φ14	4φ14
STAFFE	4φ10	4φ10
ORDINE 3°		
DIMENSIONI	50x30	50x30
ARMATURA	4φ14	4φ14
STAFFE	4φ10	4φ10
ORDINE 2°		
DIMENSIONI	50x30	50x30
ARMATURA	4φ14 + 2φ16	4φ14 + 2φ16
STAFFE	4φ10	4φ10
ORDINE 1°		
DIMENSIONI	50x30	50x30
ARMATURA	4φ14	4φ14
STAFFE	4φ10	4φ10

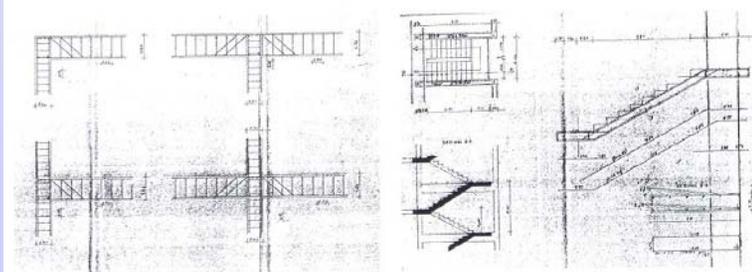
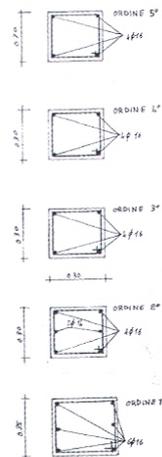


Figura 8.2.9 Quantità, disposizione e i dettagli di armatura dei nodi e della scala

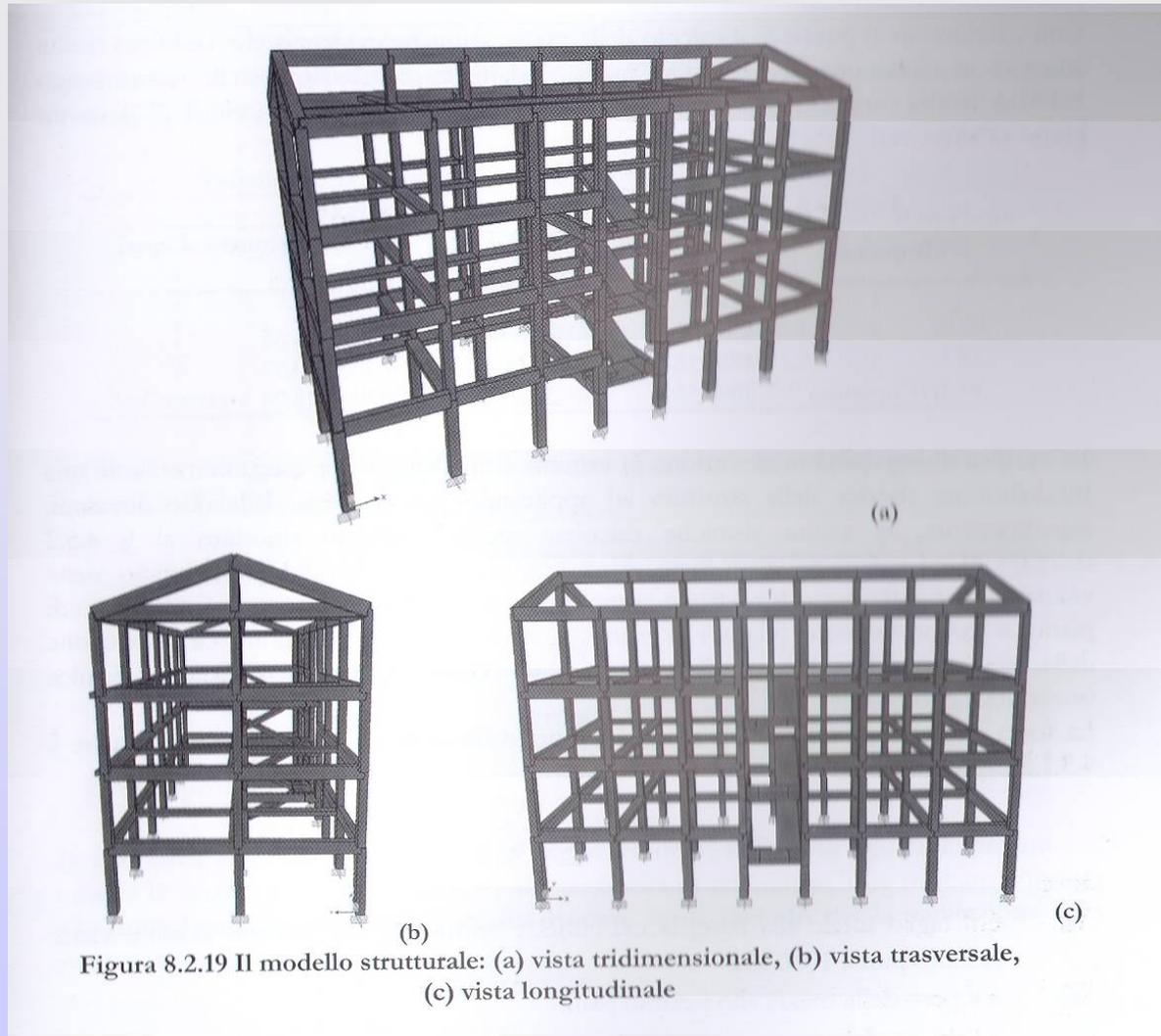
Figura 8.2.8 Quantità, disposizione e i dettagli di armatura delle travi e dei pilastri

Acciaio  $f_{ym} = 440 \text{ Mpa}$

Cls  $f_{cm} = 16.73 \text{ Mpa}$

Azione sismica  $a_g = 0.25 \text{ g}$

# ***Il modello strutturale***



# Verifica di regolarità in elevazione

Tabella 8.2.13 Distribuzione delle masse in elevazione

Impalcato	W [kN]	M= W / g [kN s <sup>2</sup> /m]	Riduzione [%]
1	1795.45	183.02	-
2	1762.23	179.64	-1.85
3	1752.18	178.61	-0.57
Copertura	2080.58	212.10	18.74

Tabella 8.2.14 Distribuzione delle forze orizzontali

Impalcato	$z_i$ [m]	$W_i$ [kN]	$z_i \cdot W_i$ [kNm]	$\sum z_i \cdot W_i$ [kNm]	$F_i$ [kN]
1	2.75	1795.45	4937.49	54273.28	90.97
2	5.70	1762.23	10044.71	54273.28	185.08
3	8.65	1752.18	15156.36	54273.28	279.26
S+Copertura	11.6	2080.58	24134.73	54273.28	444.69

Applicando tali azioni orizzontali in direzione X, si ottengono le rigidezze di piano riportate in Tabella 8.2.15.

Tabella 8.2.15 Valutazione delle rigidezze di piano lungo X

Impalcato	Taglio di piano [kN]	$d_r$ [m]	$K_{lat}$ [kN/m]	Riduzione [%]
1	1000	0.0035	285714.3	
2	909.03	0.0077	118055.8	-58.68
3	723.95	0.0068	106463.2	-9.82
S+Copertura	444.69	0.0045	98820.0	-7.18

Applicando tali azioni orizzontali in direzione Y, si ottengono le rigidezze di piano riportate in Tabella 8.2.16.

Tabella 8.2.16 Valutazione delle rigidezze di piano lungo Y

Impalcato	Taglio di piano [kN]	$d_r$ [m]	$K_{lat}$ [kN/m]	Riduzione [%]
1	1000	0.0035	285714.3	
2	909.03	0.0067	135676.1	-52.51
3	723.95	0.0065	111376.9	-17.91
S+Copertura	444.69	0.0078	57011.54	-48.81

In definitiva, l'edificio risulta irregolare in elevazione in termini di rigidezza; pertanto, si omette la verifica del punto g relativo alla regolarità di resistenza. Tale risultato conduce alla **inapplicabilità dell'analisi statica lineare** quale metodo per la valutazione della sicurezza sismica.

**L'analisi statica lineare non può applicarsi**

**massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ...**

# Condizioni di applicabilità dell'analisi dinamica lineare con spettro elastico (*valutazioni sui $\rho$* )

Tabella 8.2.19 Classificazione travi

Elemento	B [m]	H [m]	Sez. [m]	$M_u$ (-) [kNm]	$M_u$ (+) [kNm]	$V_{u,flex}$ [kN]	$V_{u,shear}$ [kN]	class.
T1/1-9	0.30	0.50	0.00	120.81	61.74	83.89	122.94	dutt.
			4.70	180.21	121.33	90.13	122.94	dutt.
T1/9-17	0.30	0.50	0.00	180.21	121.33	89.32	122.94	dutt.
			5.00	120.81	61.74	83.06	122.94	dutt.
T2/1-9	0.30	0.50	0.00	120.81	61.74	83.87	122.94	dutt.
			4.70	180.21	121.33	90.16	122.94	dutt.
T2/9-17	0.30	0.50	0.00	180.21	121.33	88.67	122.94	dutt.
			5.00	120.81	61.74	83.71	122.94	dutt.
T3/1-9	0.30	0.50	0.00	120.81	61.74	84.57	122.94	dutt.

Tabella 8.2.18 Classificazione pilastri

Elemento	B [m]	H [m]	Lungh. [m]	$N_{grav}$ [kN]	$M_u$ [kNm]	$V_{u,flex}$ [kN]	$V_{u,shear}$ [kN]	class.
T3/9-17	0.30	0.50	2.95	120.81	61.74	84.57	122.94	dutt.
T4/1-9	0.30	0.30	2.95	238.52	72.57	49.20	102.40	dutt.
T4/9-17	0.30	0.30	2.95	168.42	64.79	43.93	100.60	dutt.
P 1-1	0.35	0.35	2.75	308.11	97.41	70.84	126.49	dutt.
P 2-1	0.30	0.30	2.95	238.52	72.57	49.20	102.40	dutt.
P 3-1	0.30	0.30	2.95	168.42	64.79	43.93	100.60	dutt.
P 4-1	0.30	0.30	2.95	97.49	56.55	38.34	98.31	dutt.
P 1-9	0.35	0.35	2.75	513.42	120.89	87.92	130.64	dutt.
P 2-9	0.30	0.30	2.95	379.28	86.42	58.59	105.29	dutt.
P 3-9	0.30	0.30	2.95	245.45	73.32	49.71	102.56	dutt.
P 4-9	0.30	0.30	2.95	112.74	58.29	39.52	98.86	dutt.
P 1-17	0.35	0.35	2.75	327.09	99.9	72.65	126.92	dutt.
P 2-17	0.30	0.30	2.95	253.95	74.2	50.31	102.76	dutt.
P 3-17	0.30	0.30	2.95	176.96	65.69	44.54	100.85	dutt.
P 4-17	0.30	0.30	2.95	99.31	56.66	38.41	98.38	dutt.

**Tabella 8.2.21** Valutazione dei rapporti per gli elementi della travata 1-9-17 al I° impalcato

Elemento	B [m]	H [m]	Sez. [m]	M [kNm]	M <sub>u</sub> (-) [kNm]	M <sub>u</sub> (+) [kNm]	ρ
T1/1/1-9	0.30	0.50	0.00	341.03	120.81	61.74	5.52
			4.70	-312.20	180.21	121.33	1.73
T2/1/1-9	0.30	0.50	0.00	358.71	120.81	61.74	5.81
			4.70	-317.81	180.21	121.33	1.76
T3/1/1-9	0.30	0.50	0.00	441.94	120.81	61.74	7.16
			4.70	-371.06	180.21	121.33	2.06
T4/1/1-9	0.30	0.50	0.00	227.22	120.81	61.74	3.68
			4.70	-212.66	180.21	121.33	1.18
T1/1/9-17	0.30	0.50	0.00	234.90	180.21	121.33	1.94
			5.00	-369.63	120.81	61.74	3.06
T2/1/9-17	0.30	0.50	0.00	242.57	180.21	121.33	2.00
			5.00	-382.45	120.81	61.74	3.17
T3/1/9-17	0.30	0.50	0.00	298.02	180.21	121.33	2.46
			5.00	-466.98	120.81	61.74	3.87
T4/1/9-17	0.30	0.50	0.00	165.16	180.21	121.33	1.36
			5.00	-238.08	120.81	61.74	1.97

**Tabella 8.2.20 Valutazione dei rapporti per gli elementi della pilastrata 1**

<b>Elem.</b>	<b>Sez.</b> [m]	<b>B</b> [m]	<b>H</b> [m]	<b>M</b> [kNm]	<b>M<sub>u</sub></b> [kNm]	<b>ρ</b>
P1-1	0.00	0.35	0.35	250.41	97.41	2.57
	2.75			-141.56	97.41	1.45
P2-1	0.00	0.30	0.30	178.08	72.57	2.45
	2.95			-173.19	72.57	2.39
P3-1	0.00	0.30	0.30	159.91	64.79	2.47
	2.95			-147.19	64.79	2.27
P4-1	0.00	0.30	0.30	269.00	56.55	4.76
	2.95			-303.16	56.55	5.36
P1-9	0.00	0.35	0.35	304.64	120.89	2.52
	2.75			-253.98	120.89	2.10
P2-9	0.00	0.30	0.30	267.19	86.42	3.09
	2.95			-266.39	86.42	3.08
P3-9	0.00	0.30	0.30	265.82	73.32	3.63
	2.95			-262.04	73.32	3.57
P4-9	0.00	0.30	0.30	371.29	58.29	6.37
	2.95			-379.84	58.29	6.52
P1-17	0.00	0.35	0.35	257.09	99.90	2.57
	2.75			-155.44	99.90	1.56
P2-17	0.00	0.30	0.30	190.80	74.20	2.57
	2.95			-188.14	74.20	2.54
P3-17	0.00	0.30	0.30	176.80	65.69	2.69
	2.95			-163.80	65.69	2.49
P4-17	0.00	0.30	0.30	286.32	56.66	5.05
	2.95			-321.73	56.66	5.68

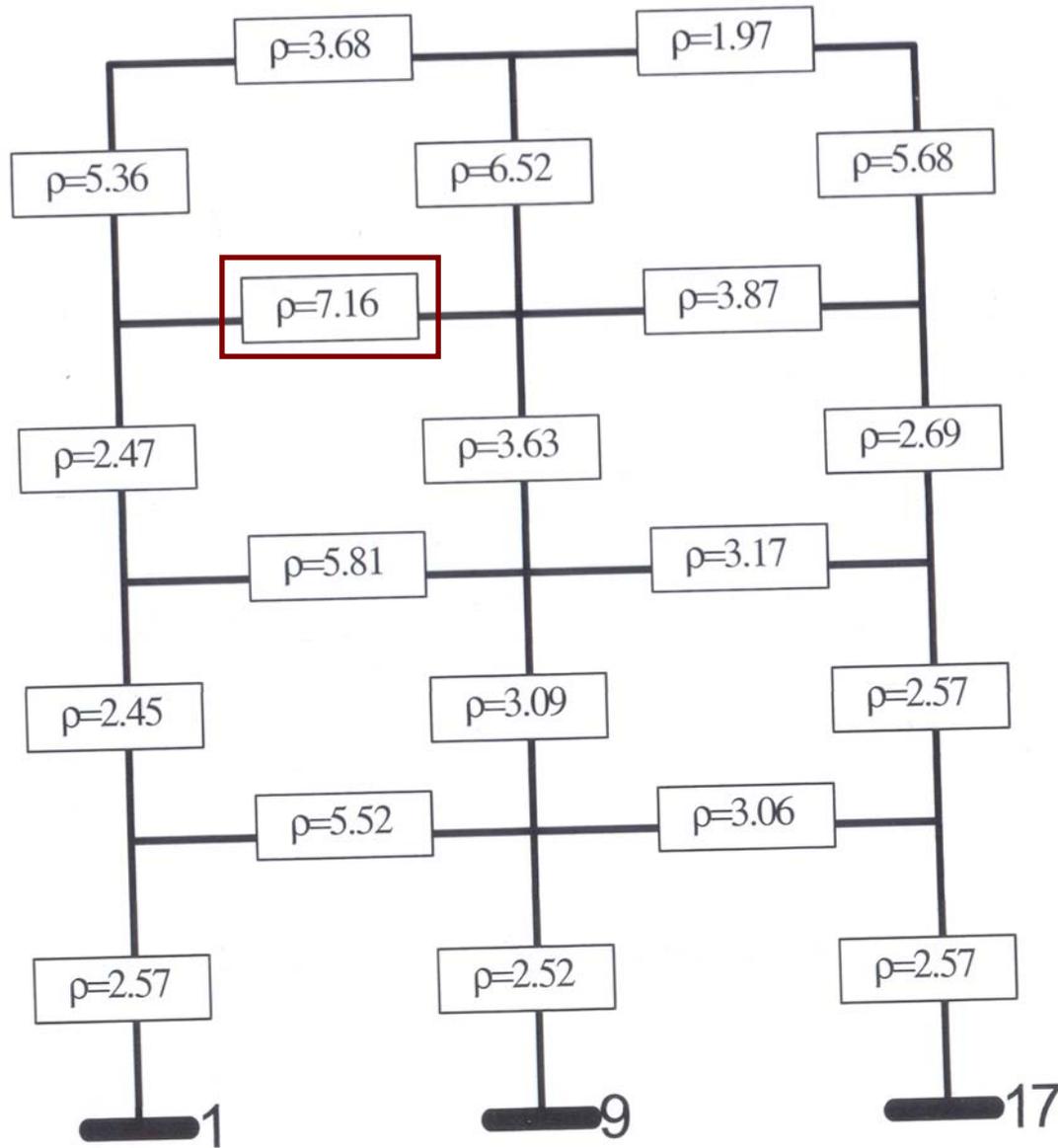


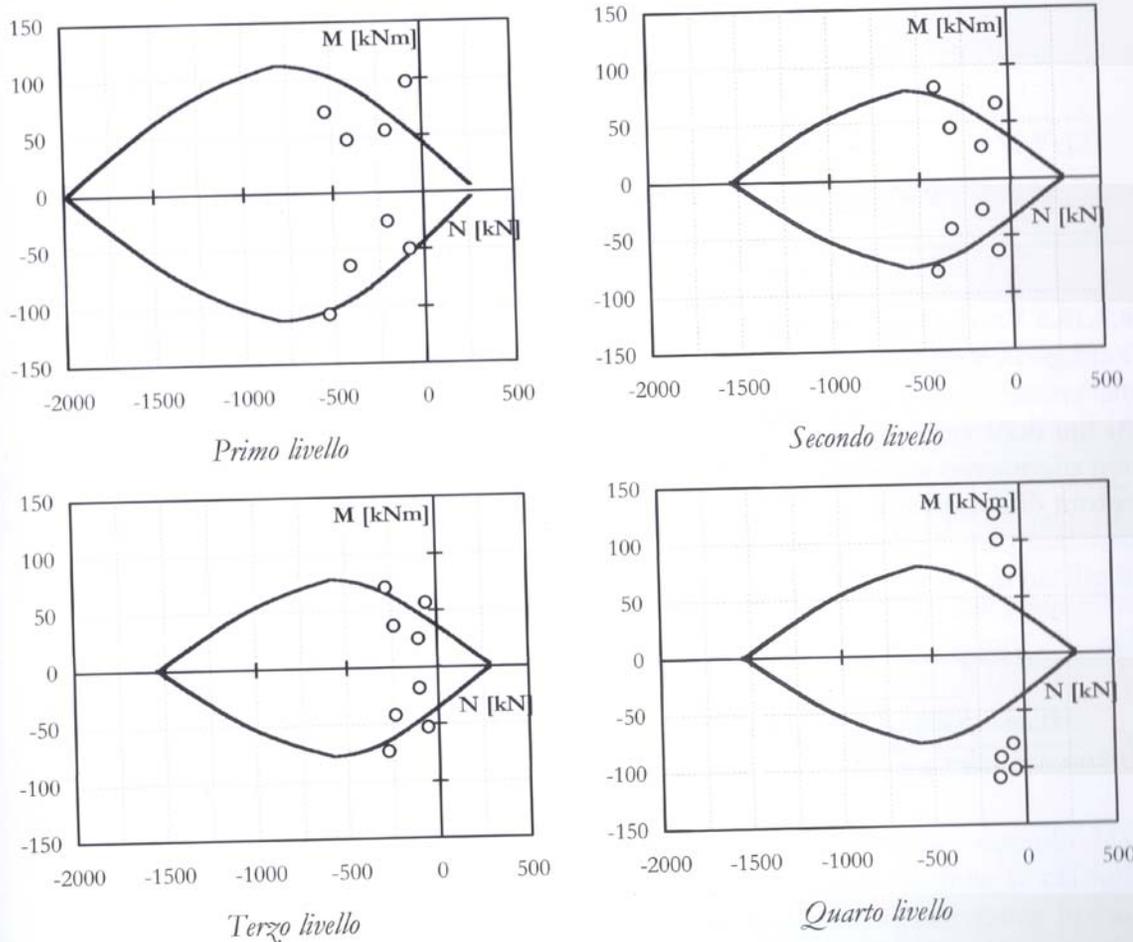
Figura 8.2.23 Valori  $\rho$  di elemento

Poiché il minimo valore di  $\rho$  è 2.00 ed il massimo è 7.16, l'analisi lineare (con spettro elastico) senza il fattore di struttura non è applicabile

$$(\rho_{max}/\rho_{min} > 2.50)$$

# Analisi dinamica lineare con l'utilizzo del fattore di struttura $q$

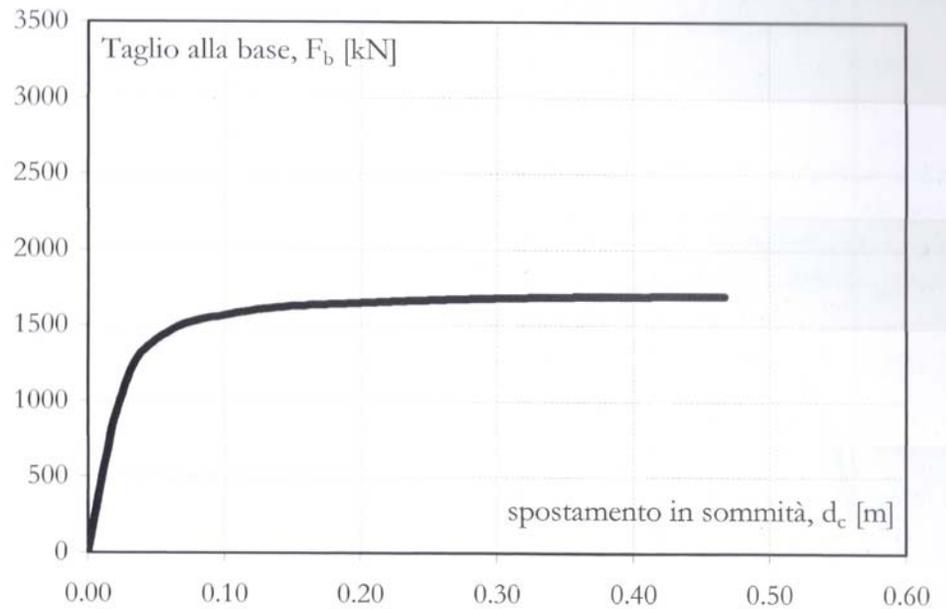
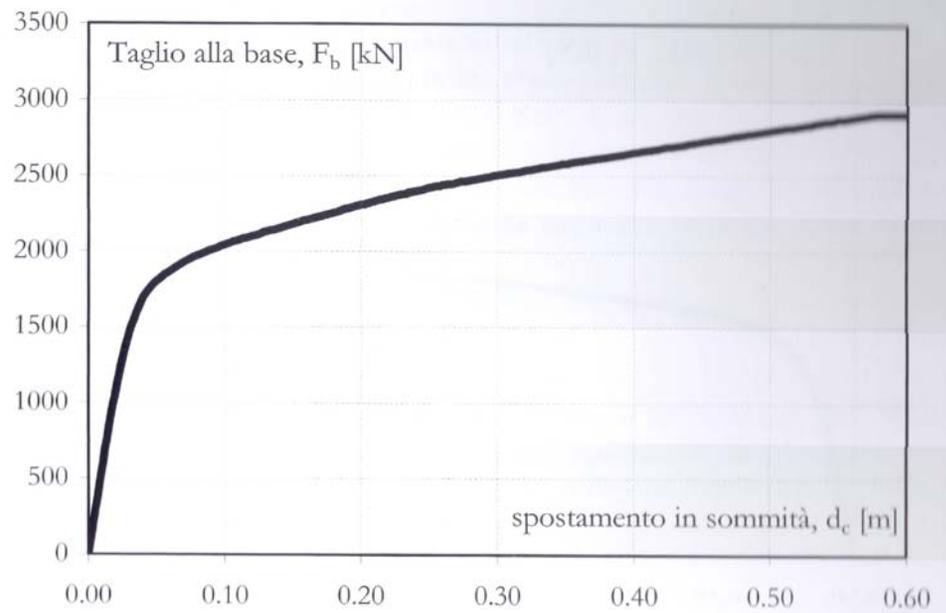
Tutti gli elementi strutturali devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.



Nessun elemento appartenente alla pilastrata 1 e alla trave di primo impalcato soddisfa la verifica di resistenza.

Figura 8.2.25 Verifica flessionale pilastrata 1

# ***Analisi statica non lineare***



**Figura 8.2.26** Distribuzione di forze proporzionali alle masse: curve di capacità in direzione longitudinale e in direzione trasversale

## Verifica degli elementi/meccanismi duttili

Tabella 8.2.36 Verifica deformativa travi: SL-DS – distribuzione Forze 1

Elemento	B [m]	H [m]	Sezione [m]	$\theta$ [rad]	$\theta_{SD}$ [rad]	F.S.
T4/9-17	0.30	0.50	0.00	0.00031	0.01708	55.10
			5.00	0.00111	0.02484	22.38
T4/1-9	0.30	0.50	0.00	0.00059	0.01671	28.32
			4.70	0.00069	0.02431	35.23
T3/1-9	0.30	0.50	0.00	0.00753	0.01671	2.22
			4.70	0.00172	0.02431	14.13
T3/9-17	0.30	0.50	0.00	0.00008	0.01708	213.50
			5.00	0.00856	0.02484	2.90
T2/9-17	0.30	0.50	0.00	0.00032	0.01708	53.38
			5.00	0.00969	0.02484	2.56
T2/1-9	0.30	0.50	0.00	0.00836	0.01671	2.00
			4.70	0.00202	0.02431	12.03
T1/9-17	0.30	0.50	0.00	0.00083	0.01708	20.58
			5.00	0.00874	0.02484	2.84
T1/1-9	0.30	0.50	0.00	0.00747	0.01671	2.24
			4.70	0.00259	0.02431	9.39

## Verifica degli elementi/meccanismi fragili

Elemento	B [m]	H [m]	Sezione [m]	V [kN]	V <sub>u</sub> [kN]	F.S.
P1-1	0.35	0.35	0.00	32.94	77.12	2.34
			2.75	32.94	77.12	2.34
P2-1	0.30	0.30	0.00	28.35	62.76	2.21
			2.95	28.35	62.76	2.21
P3-1	0.30	0.30	0.00	7.51	61.79	8.23
			2.95	7.51	61.79	8.23
P4-1	0.30	0.30	0.00	29.30	60.56	2.07
			2.95	29.30	60.56	2.07
P1-9	0.35	0.35	0.00	82.39	79.36	0.96
			2.75	82.39	79.36	0.96
P2-9	0.30	0.30	0.00	55.07	62.84	1.17
			2.95	55.07	62.84	1.17
P3-9	0.30	0.30	0.00	46.74	62.84	1.34
			2.95	46.74	62.84	1.34
P4-9	0.30	0.30	0.00	21.58	60.85	1.62
			2.95	21.58	60.85	1.62

**Tutti gli elementi duttili e fragili risultano verificati, tranne il pilastro 9, in corrispondenza del piano terra.**

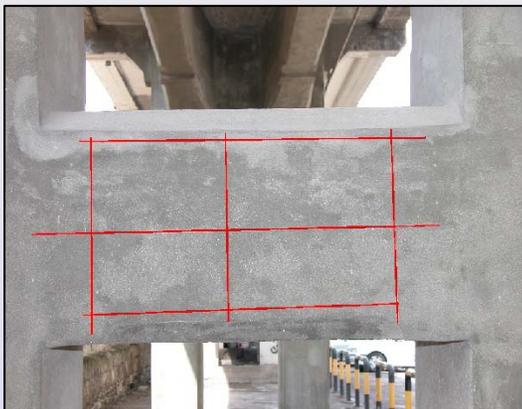
## ***In conclusione, per l'esempio in esame:***

1. Si è verificata l'inapplicabilità dell'analisi statica lineare, a causa della mancanza di regolarità in altezza dell'edificio;
2. Si è verificata l'inapplicabilità dell'analisi dinamica lineare con spettro elastico a causa della distribuzione dei rapporti  $\rho$ ;
3. Si è effettuata l'analisi dinamica lineare con spettro di progetto ridotto di  $q$ , che ha condotto alla non verifica di un gran numero di elementi, poiché le azioni in termini di forze sono maggiori delle resistenze;
4. Si è infine effettuata l'analisi statica non lineare (push-over) che ha consentito di verificare l'edificio in termini di spostamenti: tale verifica è risultata soddisfatta per tutti gli elementi, tranne uno.

# Valutazione di vulnerabilità del viadotto di Corso Italia a Bari







<b>Indice di rimbalzo</b>	
Faccia D	Faccia B
52	50
49	49
49	48
48	46
48	46
48	44
46	44
46	44
44	44
42	44
52	50
<b>Indice di rimbalzo medio</b>	
47.2	45.9
I <sub>r</sub>	
46.5	

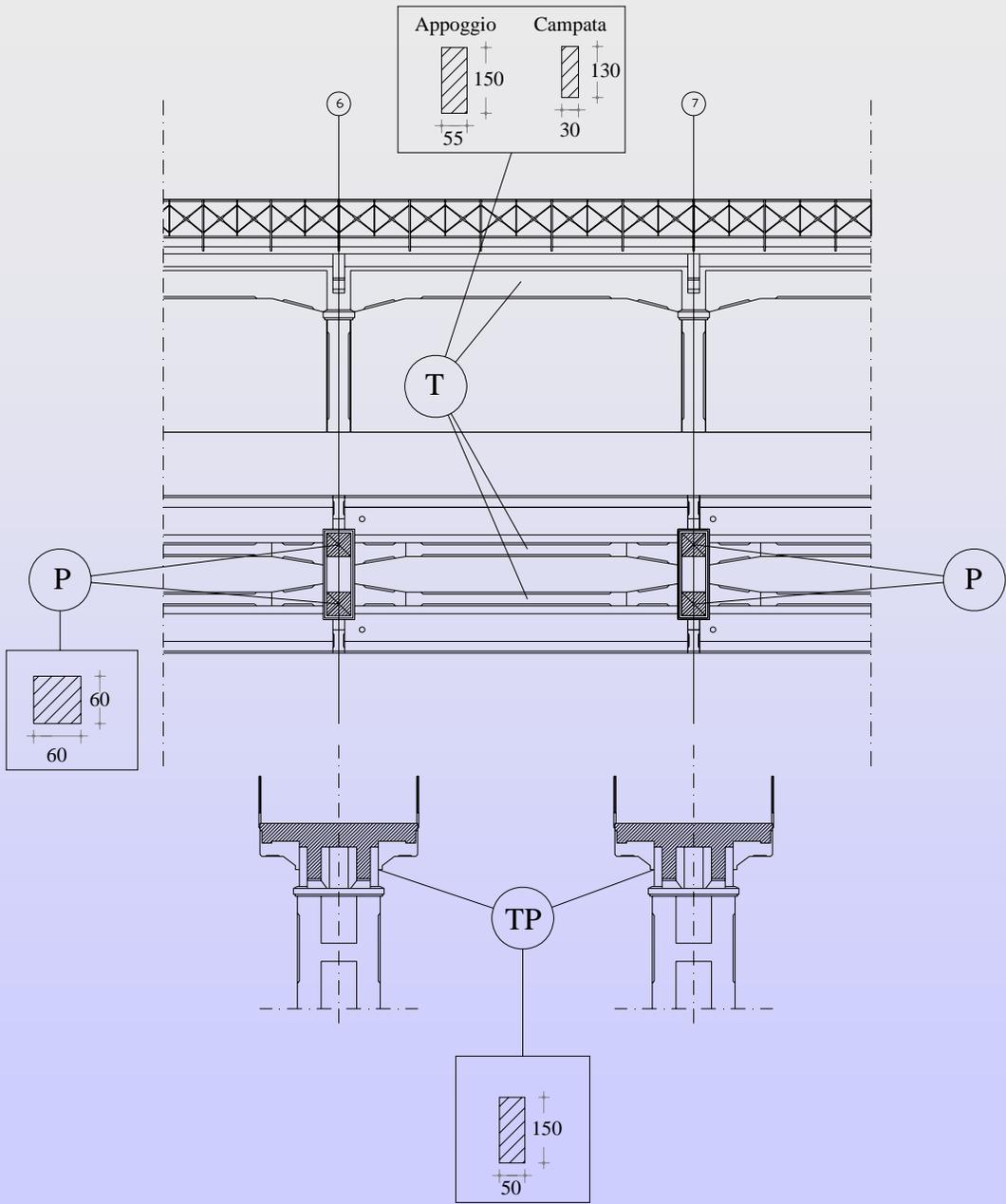


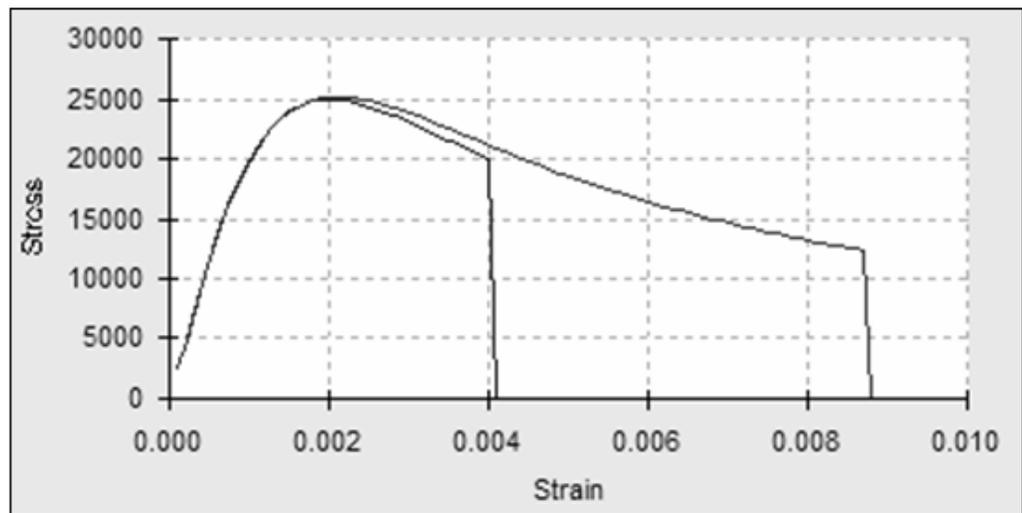
Elemento	Dimensioni	Direzione trasmissione	Tempo	Velocità
	<i>cm x cm</i>	<i>cm</i>	<i>s</i>	<i>m/s</i>
E79 – Trasversale	63x48	63	263	2395
E80 – Trasversale	60x46	60	191	3141
E80 – Verticale SX	63x58	63	268	2350
E82 – Verticale DX	63x58	63	194	3247
E83 – Trasversale	62x47	62	193	3212



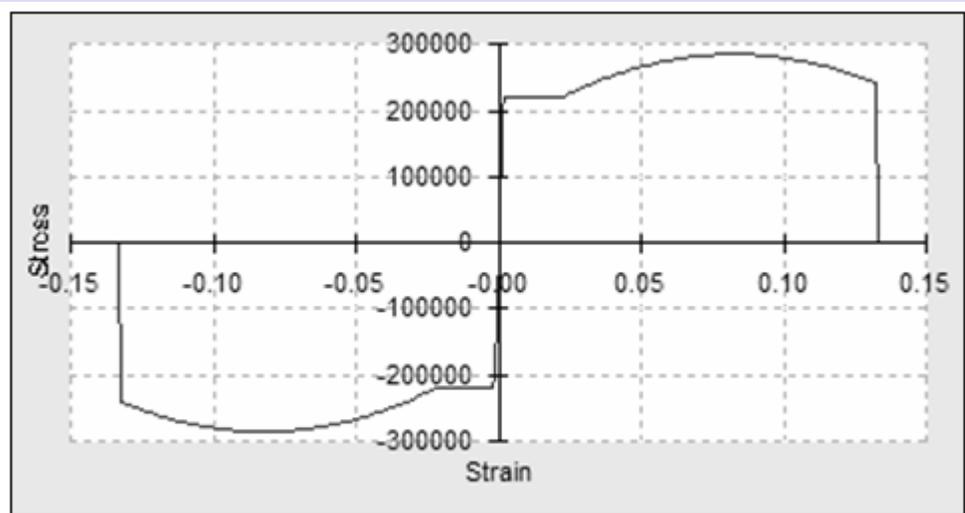
Provino	Peso(N)	D(mm)	H(mm)	S(mm <sup>2</sup> )	D/H	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$R_u$ (KN)	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )
C1	16,5	95	100	7088,22	0,95	23,28	171,5	24,20
CN1	30,8	94	185	6939,78	0,51	23,99	210,3	30,30
CN2	30	94	185	6939,78	0,51	23,37	121,9	17,57
C4	27	94	182	6939,78	0,52	21,38	85,4	12,31

( $\gamma$ =Peso specifico; D=Diametro provino; H=Altezza provino;  $R_u$ =Carico totale di rottura;  
 $f_c$ =Resistenza cilindrica a compressione)

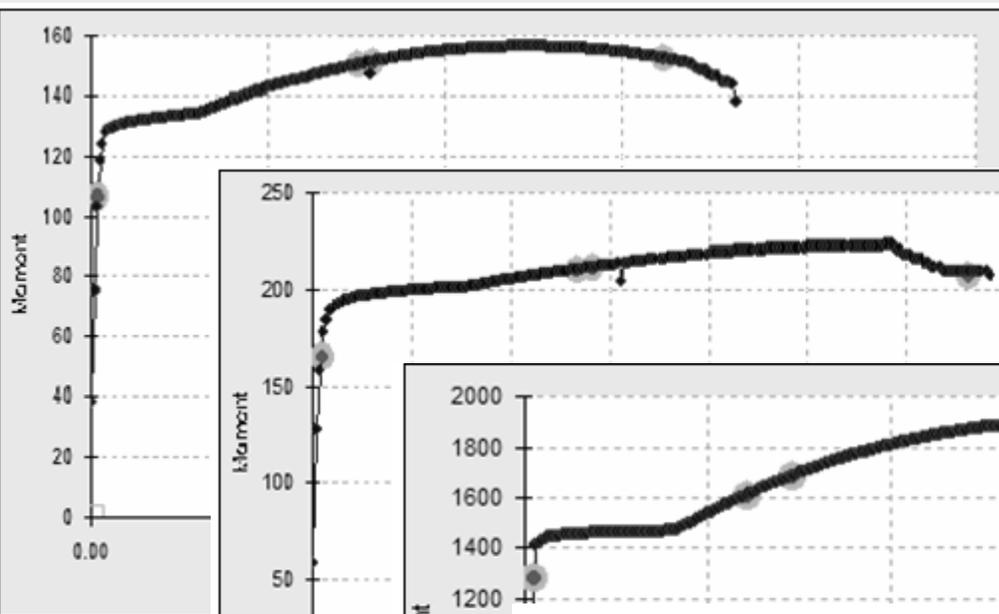




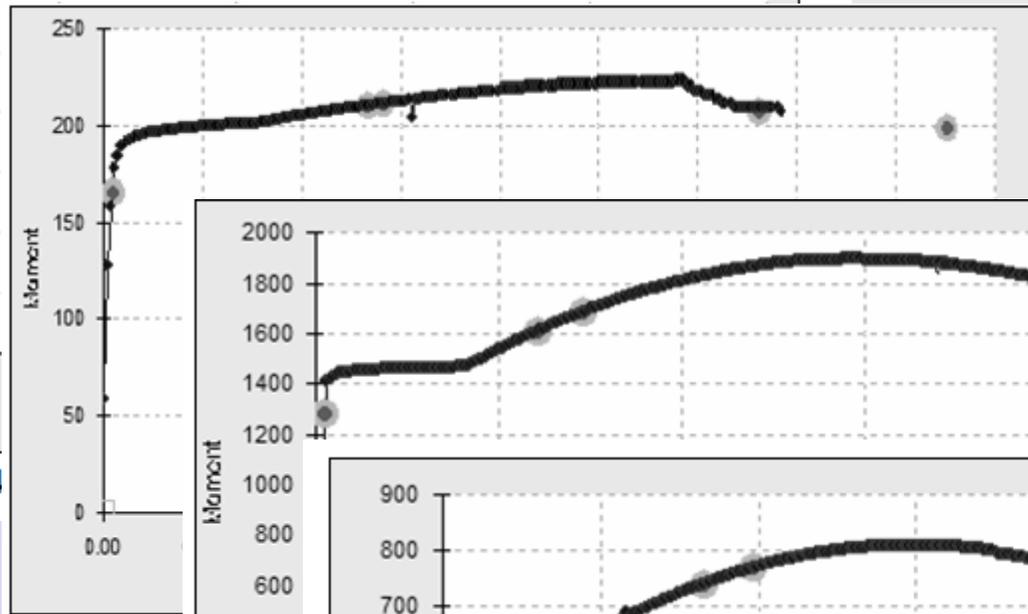
**Fig. 16.2** Legge costitutiva del cls per il pilastro pila



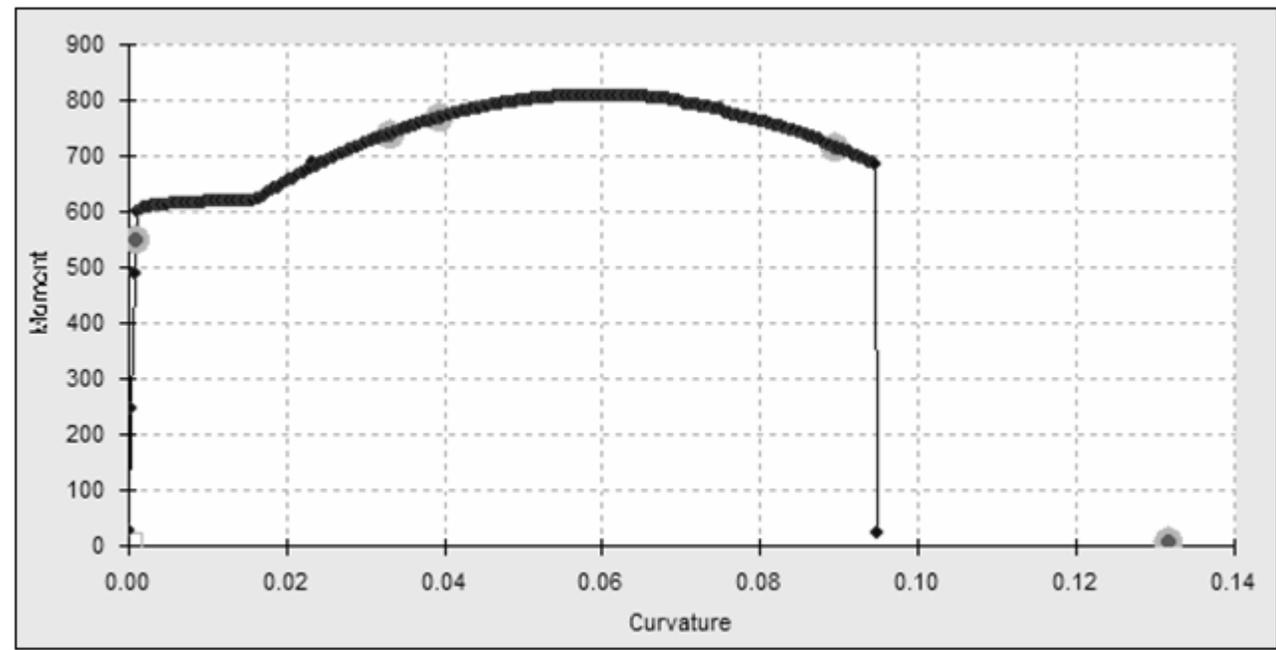
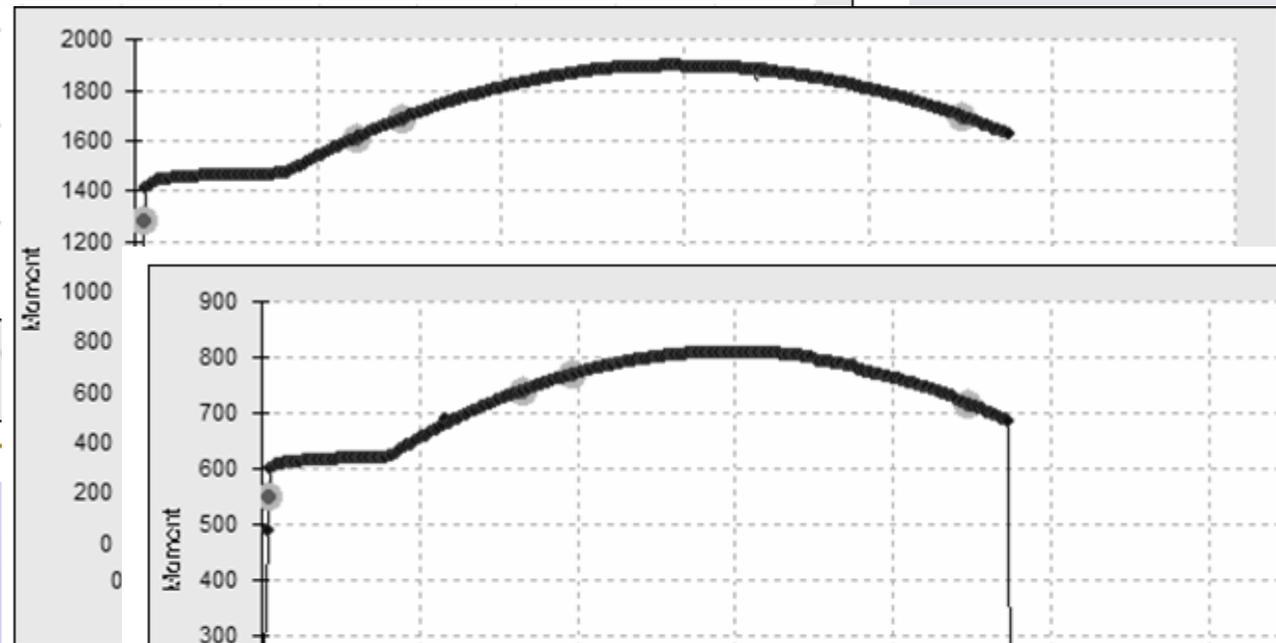
**Fig. 16.3** Legge costitutiva dell'acciaio



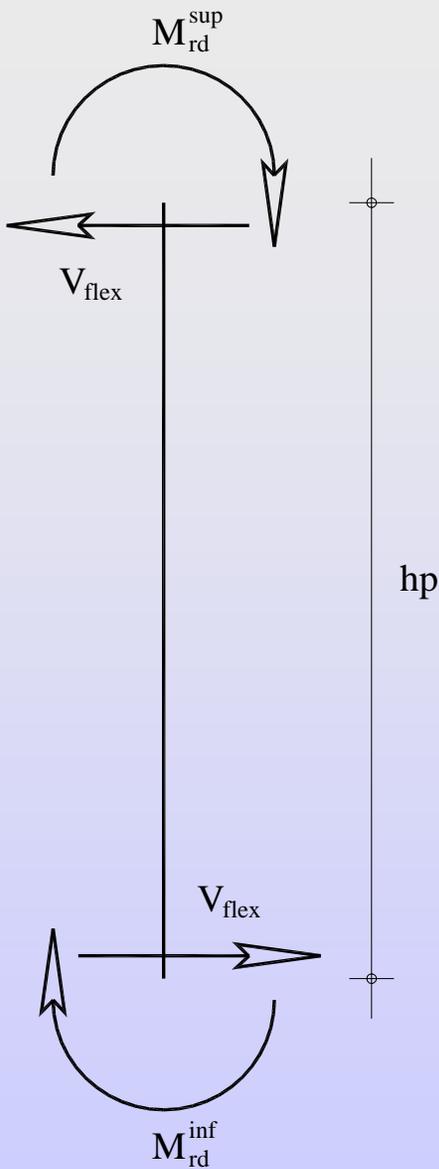
**Fig. 16.4**



**Fig.**



**Fig. 16.7** Legame  $M-\chi$  per la trave, con armatura superiore tesa [KN,m]



$$V_{flex} = \frac{M_{rd}^{sup} + M_{rd}^{inf}}{h_p}$$

$V_{flex} < V_{Rd} \Rightarrow$  Elemento duttile

$V_{flex} > V_{Rd} \Rightarrow$  Elemento fragile

Pilastro tipo P (bordo):

$$V_{flex} = \frac{M_{rd}^{sup} + M_{rd}^{inf}}{h_p} = \frac{15.6 + 15.6}{3.60} = 8.67 t$$

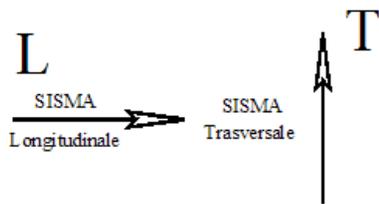
$$V_{Rd} = 3.13 t < V_{flex}$$

Pilastro tipo P (interno):

$$V_{flex} = \frac{M_{rd}^{sup} + M_{rd}^{inf}}{h_p} = \frac{22.3 + 22.3}{3.60} = 12.38 t$$

$$V_{Rd} = 3.13 t < V_{flex}$$

# PILASTRI



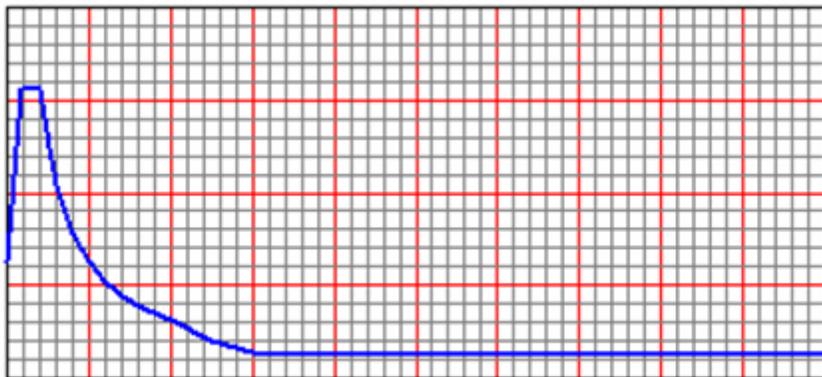
Pil. P	$A_f = 3 \phi 12$ $A_s = 3 \phi 12$ $A_r = 3 \phi 12$	60
SEZ. Superiore e Inferiore	$\phi_{eq} = 12$ 60	4.0

		Dati				Elem. DUTTILI					El. FRAGILI
		$f_c$	$f_y$	$L_v$	N	$M_{Rd}$	$\chi_y$	$\chi_u$	$\theta_y$	$\theta_u$	$V_{Rd}$
		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[m]	[t]	[t·m]	[ $\frac{1}{m}$ ]·10 <sup>3</sup>	[ $\frac{1}{m}$ ]·10 <sup>3</sup>	[rad.]	[rad.]	[t]
Pil. Doppia	25	220	1.80	15	15.6	1.532	216.91	0.00297	0.07102	St. $\phi 6 / 40$ (br. 2)	
Pil. Doppia	25	220		33	22.3	1.613	132.37	0.00303	0.04434	3.13 t	

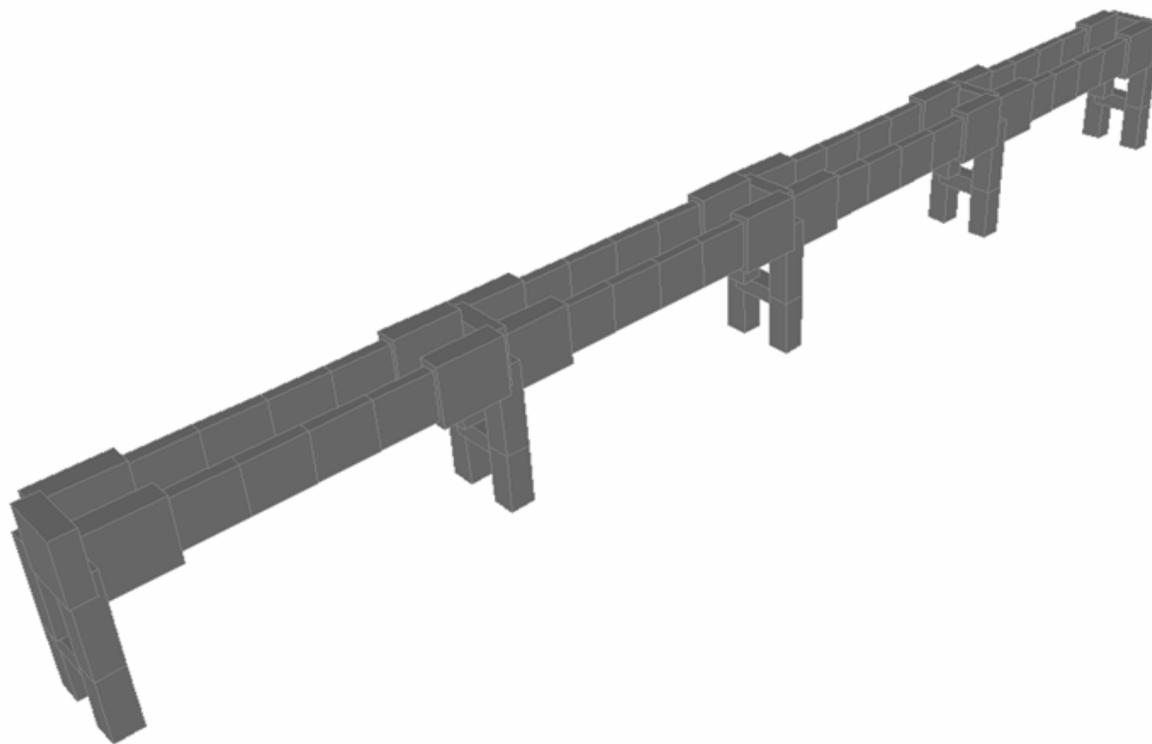
# TRAVI

Trave T	$A_f = 10 \phi 16$ $A_f = 8 \phi 28$	150
	$\phi_{eq} = 22$ 55	4.0

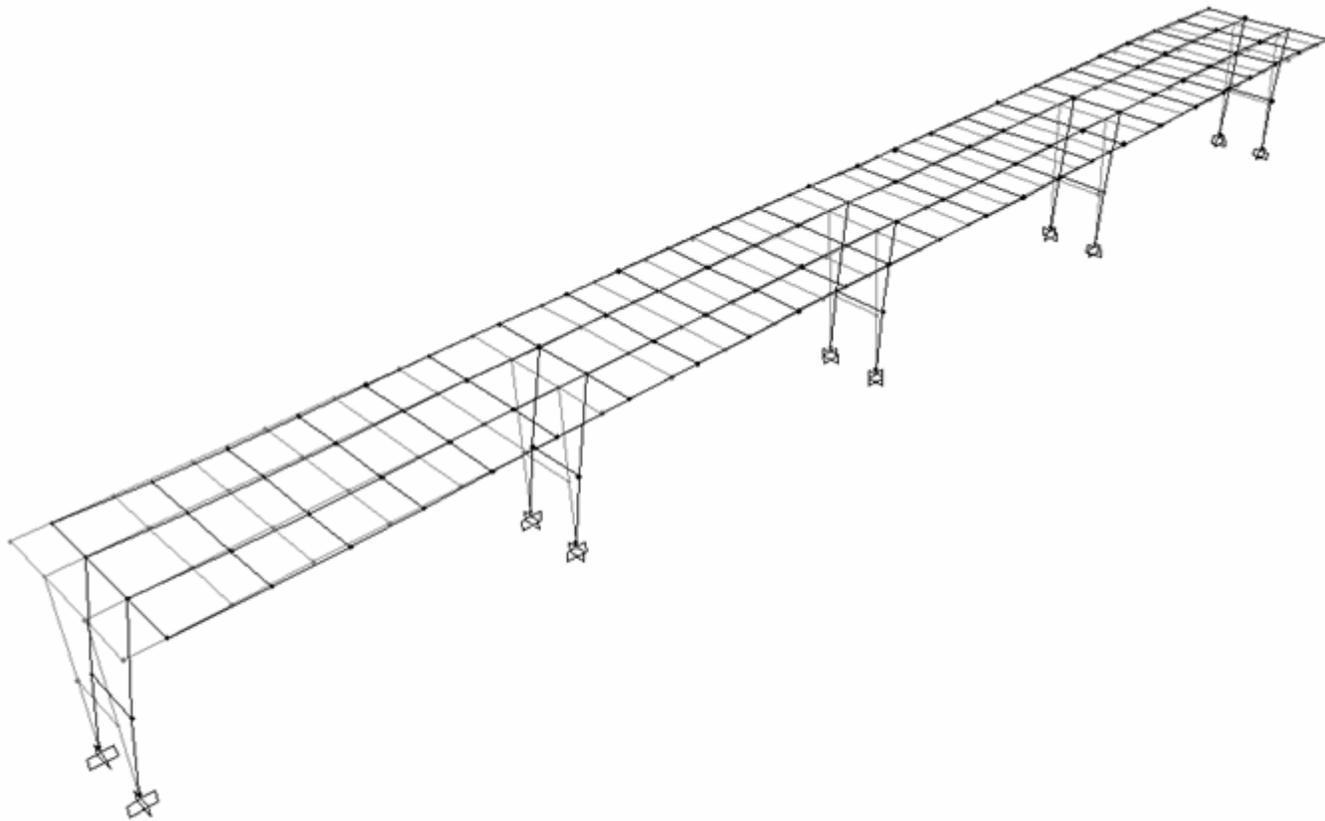
		Dati			Elem. DUTTILI					El. FRAGILI
		$f_c$	$f_y$	$L_v$	$M_{Rd}$	$\chi_y$	$\chi_u$	$\theta_y$	$\theta_u$	$V_{Rd}$
		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[m]	[t·m]	[ $\frac{1}{m}$ ]·10 <sup>3</sup>	[ $\frac{1}{m}$ ]·10 <sup>3</sup>	[rad.]	[rad.]	[t]
fibre tese INFERIORI	25	220	4.50	192.8	0.88	91.54	0.00341	0.07396	St. $\phi 12 / 40$ (br. 8)	
fibre tese SUPERIORI	25	220		76.9	0.79	87.27	0.00326	0.07056	33.3 t	



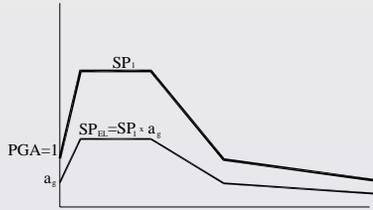
**Fig. 16.9** *Spettro di risposta secondo OPCM, Zona 3 Suolo A*



**Fig. 16.12** *Vista "estrusa" degli elementi frame*



**Fig. 16.13** *Primo modo della struttura (direzione longitudinale)*



$$\alpha = \frac{K_s}{K_b} = 1$$

barre nervate  
0.75

1  
staffe chiuse

Analisi Lineare con SPETTRO ELASTICO

		CAPACITA'					SPETTRO (PGA=1)				Elem. DUTTILE	Elem. FRAGILE	(PGA) <sub>DL</sub>		(PGA) <sub>DS</sub>		(PGA) <sub>CO</sub>			
Pilastro	Sez.	N <sub>p</sub> <sup>(t)</sup>	M <sub>Rd</sub> <sup>(tm)</sup>	V <sub>Rd</sub> <sup>(t)</sup>	δ <sub>c</sub> θ <sub>y</sub> H <sub>p</sub>	δ <sub>u</sub> αθ <sub>u</sub> H <sub>p</sub>	N <sub>1</sub>	M <sub>1</sub>	V <sub>1</sub>	δ <sub>1</sub>			δ <sub>1</sub> <sup>PGA=1</sup> (cm)	*	δ <sub>c</sub> -δ <sub>o</sub> δ <sub>1</sub>	V <sub>Rd</sub> -V <sub>o</sub> V <sub>1</sub>	3/4δ <sub>u</sub> -δ <sub>o</sub> δ <sub>1</sub>	V <sub>Rd</sub> -V <sub>o</sub> V <sub>1</sub>	δ <sub>u</sub> -δ <sub>o</sub> δ <sub>1</sub>	V <sub>Rd</sub> -V <sub>o</sub> V <sub>1</sub>
							N <sup>PGA=1</sup> (t)	M <sup>PGA=1</sup> (tm)	V <sup>PGA=1</sup> (t)	N <sub>p</sub> <sup>(t)</sup>					M <sub>Rd</sub> <sup>(tm)</sup>	V <sub>Rd</sub> <sup>(t)</sup>	δ <sub>c</sub> -δ <sub>o</sub> δ <sub>1</sub>	V <sub>Rd</sub> -V <sub>o</sub> V <sub>1</sub>	3/4δ <sub>u</sub> -δ <sub>o</sub> δ <sub>1</sub>	V <sub>Rd</sub> -V <sub>o</sub> V <sub>1</sub>
<b>P<sup>bordo</sup></b> Hp = 3.60 m	Sup.	15.2	15.6	3.13	1.07	19.17	41.66	83.19	50.0	1.45	*	===	0.062	===	0.062	===	0.062			
	Inf.	===	===	===			97.18	===				0.062	===	0.062						
<b>P<sup>est.</sup></b> Hp = 3.60 m	Sup.	33.9	22.3	3.13	6.79	27.1	64.00	93.94	52.3	1.45	*	===	0.059	===	0.059	===	0.059			
	Inf.	===	===	===			101.9	===				0.059	===	0.059						

Minimi Long. 0.059 0.059 0.059

		CAPACITA'					SPETTRO (PGA=1)				Elem. DUTTILE	Elem. FRAGILE	(PGA) <sub>DL</sub>		(PGA) <sub>DS</sub>		(PGA) <sub>CO</sub>			
Pilastro	Sez.	N <sub>p</sub> <sup>(t)</sup>	M <sub>Rd</sub> <sup>(tm)</sup>	V <sub>Rd</sub> <sup>(t)</sup>	δ <sub>c</sub> θ <sub>y</sub> H <sub>p</sub>	δ <sub>u</sub> αθ <sub>u</sub> H <sub>p</sub>	N <sub>1</sub>	M <sub>1</sub>	V <sub>1</sub>	δ <sub>1</sub>			δ <sub>1</sub> <sup>PGA=1</sup> (cm)	*	δ <sub>c</sub> -δ <sub>o</sub> δ <sub>1</sub>	V <sub>Rd</sub> -V <sub>o</sub> V <sub>1</sub>	3/4δ <sub>u</sub> -δ <sub>o</sub> δ <sub>1</sub>	V <sub>Rd</sub> -V <sub>o</sub> V <sub>1</sub>	δ <sub>u</sub> -δ <sub>o</sub> δ <sub>1</sub>	V <sub>Rd</sub> -V <sub>o</sub> V <sub>1</sub>
							N <sup>PGA=1</sup> (t)	M <sup>PGA=1</sup> (tm)	V <sup>PGA=1</sup> (t)	N <sub>p</sub> <sup>(t)</sup>					M <sub>Rd</sub> <sup>(tm)</sup>	V <sub>Rd</sub> <sup>(t)</sup>	δ <sub>c</sub> -δ <sub>o</sub> δ <sub>1</sub>	V <sub>Rd</sub> -V <sub>o</sub> V <sub>1</sub>	3/4δ <sub>u</sub> -δ <sub>o</sub> δ <sub>1</sub>	V <sub>Rd</sub> -V <sub>o</sub> V <sub>1</sub>
<b>P<sup>bordo</sup></b> Hp = 3.60 m	Sup.	15.2	15.6	3.13	1.07	19.17	58.56	36.55	28.5	1.10	*	===	0.110	===	0.110	===	0.110			
	Inf.	===	===	===			38.90	===				0.110	===	0.110						
<b>P<sup>est.</sup></b> Hp = 3.60 m	Sup.	33.9	22.3	3.13	6.79	27.1	64.00	86.48	65.6	1.10	*	===	0.048	===	0.048	===	0.048			
	Inf.	===	===	===			91.51	===				0.048	===	0.048						

Minimi Trasv. 0.067 0.067 0.067

# Scheda di sintesi per le verifiche di sicurezza

Scheda di sintesi delle verifiche di sicurezza per edifici pubblici in cemento armato e muratura

## PRIMA PARTE

### 1.1 DATI GENERALI

Indirizzo  n.   
Comune  Frazione/Loc.   
Cod. ISTAT reg.  Cod. ISTAT prov.  Cod. ISTAT com.   
Foglio  Mappale  Particelle

### 1.2 RILIEVO FOTOGRAFICO

Prospetto

Prospetto

Prospetto

Prospetto

2.1

### RILIEVO GRAFICO

Localizzazione (planimetria 1:500 dell'isolato, ortofoto...)

Pianta P.T.

3.1 CARATTERISTICHE GENERALI	
Indicatori di vulnerabilità	Istruzioni
<p><b>Dati geometrici</b></p> <p>Lx: <input type="text"/> Ly: <input type="text"/></p> <p>Altezza minima: <input type="text"/> Altezza max: <input type="text"/></p> <p>Numero piani f.t.: <input type="text"/> Numero piani int.: <input type="text"/></p> <p>Area coperta: <input type="text"/> <input type="checkbox"/> Ipogeo</p>	<p>Tutte le misure vanno riportate in metri [m] o metri quadrati [m<sup>2</sup>].</p> <p><b>Area strutt. vert.:</b> area occupata dalle strutture portanti verticali al piano terra</p> <p>Lx: lunghezza max in direzione x Ly: lunghezza max in direzione y</p> <p><b>Numero piani f.t.:</b> numero di piani fuori terra <b>Numero piani int.:</b> numero di piani interrati</p>
<p><b>Morfologia dell'unità strutturale</b></p> <p>Edificio in aggregato: <input type="text"/></p> <p>Irregolarità in pianta* <input type="checkbox"/> solai sfalsati <input type="checkbox"/> piano debole</p> <p>Irregolarità in alzata* <input type="checkbox"/> logge o porticati <input type="checkbox"/></p>	<p><b>Tipologie di edificio aggregato:</b></p> <p><b>A1</b> Di testata      <b>A4</b> Edif. isolato</p> <p><b>A2</b> Intercluso      <b>NR</b> Non rilevabile</p> <p><b>A3</b> D'angolo</p>
<p><b>Morfologia del sito</b></p> <p>Morfologia del sito: <input type="text"/></p>	<p><b>Morfologia del sito</b></p> <p><b>S1</b> In piano      <b>S4</b> Controcrinale</p> <p><b>S2</b> In pendenza</p> <p><b>S3</b> In cresta      <b>NR</b> Non rilevabile</p>
<p><b>Manutenzione</b></p> <p>Generale <input type="radio"/> B <input type="radio"/> C      Infissi est. <input type="radio"/> B <input type="radio"/> C <input type="radio"/> A</p> <p>Intonaco / rivestimenti <input type="radio"/> B <input type="radio"/> C      I. idrico sanit. <input type="radio"/> B <input type="radio"/> C <input type="radio"/> A</p> <p>Copertura <input type="radio"/> B <input type="radio"/> C <input type="radio"/> A      I. elettrico <input type="radio"/> B <input type="radio"/> C <input type="radio"/> A</p>	<p><b>Stato di manutenzione</b></p> <p><b>B</b> Buona</p> <p><b>C</b> Cattiva</p> <p><b>A</b> Assente</p>
<p><b>Interventi successivi alla costruzione</b></p> <p>Sopraelevazione <input type="checkbox"/> In muratura <input type="checkbox"/> In c.a.</p> <p>Ampliamento <input type="checkbox"/> In muratura <input type="checkbox"/> In c.a.</p> <p><input type="checkbox"/> miglioramento sismico anno <input type="text"/> <input type="checkbox"/> alterazione murature portanti*</p> <p><input type="checkbox"/> adeguamento sismico anno <input type="text"/> <input type="checkbox"/> opere interne con spostamento o eliminazione di tramezzature*</p> <p><input type="checkbox"/> riparazioni/consolidamenti locali</p>	<p>Nel caso di interventi di miglioramento o di adeguamento sismico indicare l'anno di esecuzione delle opere.</p>
<p><b>Elementi non strutturali</b></p> <p>Vulnerabili <input type="checkbox"/> Vulnerabili <input type="checkbox"/></p> <p><input type="checkbox"/> cornigioni <input type="radio"/> Si <input type="radio"/> No      <input type="checkbox"/> balconi <input type="radio"/> Si <input type="radio"/> No</p> <p><input type="checkbox"/> corridoi <input type="radio"/> Si <input type="radio"/> No      <input type="checkbox"/> persiane / portici in aggetto <input type="radio"/> Si <input type="radio"/> No</p> <p><input type="checkbox"/> parapetti <input type="radio"/> Si <input type="radio"/> No      <input type="checkbox"/> controsoffitti <input type="radio"/> Si <input type="radio"/> No</p>	
<p><b>Esposizione</b></p> <p>Utilizzo prevalente: <input type="text"/></p> <p>Numero medio occ.: <input type="text"/> Percentuale occ.: <input type="text"/></p> <p><input type="checkbox"/> bene culturale D. Lgs. 42/2004      <input type="checkbox"/> disabilitato/abbandonato</p>	<p><b>Utilizzo prevalente:</b></p> <p><b>U1</b> Abitazione      <b>U5</b> Artigianato</p> <p><b>U2</b> Commerciale      <b>U6</b> Uso pubblico</p> <p><b>U3</b> Terziario</p> <p><b>U4</b> Industria      <b>NR</b> Non rilevabile</p>

\* Per la corretta compilazione di questa voce consultare il manuale.

4.1 MURATURA	
Indicatori di vulnerabilità	Istruzioni
<p><b>Strutture verticali</b></p> <p>Tipologia: <input type="text"/> <input type="checkbox"/> muratura a sacco</p> <p>Maschi murari* [% in facciata]: <input type="text"/> Area strutt. verticali*: <input type="text"/></p> <p>Efficaci <input type="checkbox"/> Efficaci <input type="checkbox"/></p> <p><input type="checkbox"/> diafani <input type="radio"/> Si <input type="radio"/> No      <input type="checkbox"/> catene <input type="radio"/> Si <input type="radio"/> No</p> <p><input type="checkbox"/> cantonali <input type="radio"/> Si <input type="radio"/> No      <input type="checkbox"/> cordoli <input type="radio"/> Si <input type="radio"/> No</p>	<p><b>Tipologie di strutture verticali:</b></p> <p><b>M1.1</b> Pietrame irregolare      <b>M3.1</b> Muratura non armata in laterizi</p> <p><b>M1.2</b> Pietra sbazzata o a spacco      <b>M3.2</b> Muratura armata in laterizi</p> <p><b>M1.3</b> Pietra squadrata</p> <p><b>M2</b> Muratura in tufo      <b>NR</b> Non rilevabile</p>
<p><b>Orizzontamenti</b></p> <p>Tipologia: <input type="text"/></p> <p><input type="checkbox"/> fgidi      <input type="checkbox"/> ben collegati</p>	<p><b>Tipologie di orizzontamenti:</b></p> <p><b>O1</b> Struttura in legno      <b>O4</b> Volte in muratura</p> <p><b>O2</b> Struttura in lateroc.</p> <p><b>O3</b> Struttura mista acciaio e muratura      <b>NR</b> Non rilevabile</p>
<p><b>Coperture</b></p> <p>Tipologia: <input type="text"/></p> <p>Inclinazione falda: <input type="text"/></p> <p><input type="checkbox"/> cordoli o catene</p> <p><input type="radio"/> Non spingente <input type="radio"/> Parzialmente spingente <input type="radio"/> Spingente</p>	<p><b>Tipologie di copertura:</b></p> <p><b>C1</b> Struttura in legno      <b>C4</b> Volte in muratura</p> <p><b>C2</b> Struttura in c.a.</p> <p><b>C3</b> Struttura in acciaio      <b>NR</b> Non rilevabile</p>
<p><b>Età dell'unità strutturale</b></p> <p>Classe di età: <input type="text"/> <input type="checkbox"/> Stimata</p>	<p><b>Classi di età</b></p> <p>1 Prima del 1919      6 Dal 1972 al 1981</p> <p>2 Dal 1919 al 1930      7 Dal 1982 al 1987</p> <p>3 Dal 1931 al 1945      8 Dopo il 1987</p> <p>4 Dal 1946 al 1961      9 Ignota</p> <p>5 Dal 1962 al 1971</p>
4.2 CALCESTRUZZO ARMATO	
Indicatori di vulnerabilità	Istruzioni
<p><b>Sistema strutturale</b></p> <p>Tipologia strutturale: <input type="text"/></p>	<p><b>Tipologie di strutture verticali:</b></p> <p><b>RC1</b> Telai in c.a.      <b>RC4</b> Telai in c.a. con tamponamento forte.</p> <p><b>RC2</b> Pareti di taglio in c.a.      <b>RC5</b> Telai e pareti in c.a.</p> <p><b>RC3</b> Telai di spina e mur. perimetrale portante.      <b>NR</b> Non rilevabile</p>
<p><b>Tamponamenti</b></p> <p>Tamponamenti in facciata [%]: <input type="text"/></p>	<p><b>Tamponamenti in facciata:</b> indicare la percentuale di tamponamenti rispetto alla superficie laterale dell'edificio.</p>
<p><b>Età dell'unità strutturale</b></p> <p>Anno di costruzione: <input type="text"/> <input type="checkbox"/> Stimato</p>	
4.3 VALUTAZIONE DEI DANNI	
<p>Strutt. verticali: <input type="radio"/> G <input type="radio"/> L <input type="radio"/> A      Copertura: <input type="radio"/> G <input type="radio"/> L <input type="radio"/> A</p> <p>Solai: <input type="radio"/> G <input type="radio"/> L <input type="radio"/> A      Tamponamenti: <input type="radio"/> G <input type="radio"/> L <input type="radio"/> A</p> <p>Scale: <input type="radio"/> G <input type="radio"/> L <input type="radio"/> A</p>	<p><b>Livello del danno:</b></p> <p><b>G</b> Grave</p> <p><b>L</b> Lieve</p> <p><b>A</b> Assente</p> <p>La valutazione, puramente qualitativa, non costituisce in alcun modo giudizio sulla sicurezza statica della struttura ai fini dell'agibilità.</p>
4.4 NOTE	
<div style="border: 1px solid black; height: 40px;"></div>	

\* Per la corretta compilazione di questa voce consultare il manuale.

## SECONDA PARTE

### 1) Identificazione dell'edificio

Coordinate WGS 84 UTM (fuso 33N-34N)		Coordinate geografiche (ED50)		Punto di rif. sull'edificio	
N	<input type="text"/>	Fuso	Lat. N	<input type="text"/>	<input type="radio"/> Baricentro
E	<input type="text"/>	<input type="text"/> N	Long. E	<input type="text"/>	<input type="radio"/> Spigolo (indicare nel disegno)
Denominazione edificio <input type="text"/>					
Proprietario <input type="text"/>					
Utilizzatore <input type="text"/>					
2) Dati di esposizione		3) Dati geomorfologici			
Numero di persone mediamente presenti durante la fruizione ordinaria dell'edificio <input type="text"/>		Fenomeni franosi			
		<input type="radio"/> Assenti <input type="radio"/> Presenti			

### 4) Descrizione degli eventuali interventi strutturali eseguiti

A	Sopraelevazione	<input type="checkbox"/>
B	Ampliamento	<input type="checkbox"/>
C	Variazione di destinazione che ha comportato un incremento dei carichi originari al singolo piano superiore al 20%	<input type="checkbox"/>
D	Interventi strutturali volti a trasformare l'edificio mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.	<input type="checkbox"/>
E	Interventi strutturali rivolti ad eseguire opere e modifiche, rinnovare e sostituire parti strutturali dell'edificio, allorché detti interventi implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso.	<input type="checkbox"/>
F	Interventi di miglioramento sismico.	<input type="checkbox"/>
G	Interventi di sola riparazione dei danni strutturali.	<input type="checkbox"/>

5) Eventi significativi subiti dalla struttura		6) Perimetrazione secondo PAI Puglia	
Tipo evento	Data	Tipologia intervento	SI <input type="radio"/> - NO <input type="radio"/>
<small>I codici che descrivono la tipologia di evento sono: T=Terremoto; F=Frana; A=Alluvione; I=Incendio o scoppio; C=cedimento fondale.</small>			
1) Codice evento	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Area R4 <input type="checkbox"/> Area R3 <input type="checkbox"/>
2) Codice evento	<input type="text"/>	<input type="text"/>	1) Frana <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
3) Codice evento	<input type="text"/>	<input type="text"/>	2) Alluvione <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>

7) Vita nominale		8) Destinazione d'uso (vedere codici a fondo pagina)	
A	V <sub>N</sub> ≤ 10 anni	<input type="radio"/>	A Originaria
B	V <sub>N</sub> ≥ 50 anni	<input type="radio"/>	B Attuale
C	V <sub>N</sub> ≥ 100 anni	<input type="radio"/>	Codice d'uso <input type="text"/>
Indicare il valore prevalente: <input type="text"/> (kNm <sup>2</sup> )			

CODICE	DESTINAZIONE	CODICE	DESTINAZIONE	CODICE	DESTINAZIONE
S00	Strutture per l'istruzione	S24	A.S.L. (Azienda Sanitaria)	S45	Centro Operativo Misto (COM)
S01	Nido	S25	INAM - INPS e simili	S46	Centro Operativo Comunale (COC)
S02	Scuola materna	S30	Attività collettive civili	S50	Attività collettive militari
S03	Scuola elementare	S31	Stato (uffici tecnici)	S52	Cambioni e Pubblica Sicurezza
S04	Scuola Media inferiore	S32	Stato (uffici amm. e finanziari)	S53	Vigili del Fuoco
S05	Scuola Media superiore	S33	Ragione	S54	Guardia di Finanza
S06	Liceo	S34	Provincia	S55	Corpo Forestale dello Stato
S07	Istituto professionale	S35	Comunità Montana	S60	Attività collettive religiose
S08	Istituto tecnico	S36	Municipio	S61	Servizi parascendistici
S09	Università (Fac. umanistiche)	S37	Sede comunale decentrata	S62	Edifici per il culto
S10	Università (Fac. scientifiche)	S38	Presidenza	S80	Strutture per mobilità e trasporto
S11	Accademia e Conservatorio	S39	Poste e telegrafi	S81	Stazione ferroviaria
S12	Uffici provvedimento e Rettorato	S40	Centro civico - Centro per riunioni	S82	Stazione autobus
S20	Strutture Ospedaliere e sanitarie	S41	Museo - Biblioteca	S83	Stazione aeroportuale
S21	Ospedale	S42	Carceri	S84	Stazione navale
S22	Casa di Cura	S43	Direzione Comando e Controllo (DICO/CMC)		
S23	Presidio sanitario - Ambulanz.	S44	Centro Coordinamento Soccorso (CCS)		

### 10) Azione sismica

1) Classe d'uso:	I <input type="radio"/> II <input type="radio"/> III <input type="radio"/> IV <input type="radio"/>
2) Coefficiente d'uso C <sub>u</sub> :	0,7 <input type="radio"/> 1,0 <input type="radio"/> 1,5 <input type="radio"/> 2,0 <input type="radio"/>
3) Periodo di riferimento per l'azione sismica V <sub>R</sub> :	<input type="text"/>
4) Azione orizzontale massima al sito a <sub>g</sub> :	<input type="text"/>
5) Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F <sub>a</sub> :	<input type="text"/>
6) Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale T <sub>2</sub> :	<input type="text"/>
7) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V <sub>R</sub> per lo stato limite considerato (SLV)	<input type="text"/> %
8) Valori dedotti da:	
8.1) Tabella Allegato B NTC2008	<input type="radio"/>
8.2) Interpolazione Allegato A NTC2008	<input type="radio"/>
8.3) Programma sito CSLP	<input type="radio"/>
8.4) Studio più approfondito:	
8.3.2) Studio regionale	<input type="radio"/>
8.3.3) Studio di letteratura	<input type="radio"/>
8.3.4) Studio effettuato direttamente	<input type="radio"/>

### 11) Categoria di sottosuolo di fondazione

1	Metodologia per l'attribuzione della categoria di suolo di fondazione	1) Sulla base di carte geologiche disponibili		<input type="checkbox"/>			
		2) Sulla base di indagini esistenti		<input type="checkbox"/>			
2	Descrizione indagini effettuate o già disponibili	3) Sulla base di prove in situ effettuate appositamente		<input type="checkbox"/>			
		1) Sondaggi geognostici a distruzione o a carotaggio continuo		<input type="checkbox"/>			
		2) Prova Standard Penetration Test (SPT) o Cone Penetration Test (CPT)		<input type="checkbox"/>			
		3) Prospezione sismica in foro (Down-Hole o Cross-Hole)		<input type="checkbox"/>			
		4) Prova sismica superficiale a rifrazione		<input type="checkbox"/>			
		5) Analisi granulometrica		<input type="checkbox"/>			
		6) Prove triassiali		<input type="checkbox"/>			
		7) Prove di taglio diretto		<input type="checkbox"/>			
8) Altro <input type="text"/>		<input type="checkbox"/>					
3	Eventuali anomalie	1) Presenza di cavità		SI <input type="radio"/> - NO <input type="radio"/>			
		2) Presenza di terreni di fondazione di natura significativamente diversa		SI <input type="radio"/> - NO <input type="radio"/>			
4	Velocità media onde di taglio V <sub>300</sub> <input type="text"/> m/s	5	Resistenza Penetrometrica media N <sub>SPT</sub> <input type="text"/> colpi	6	Resistenza media alla punta q <sub>c</sub> <input type="text"/> kPa	7	Coesione non drenata media c <sub>u</sub> <input type="text"/> kPa
		Susceptibilità alla liquefazione		1) Profondità della falda da piano di campagna		Z <sub>w</sub> <input type="text"/>	
8	SI <input type="radio"/> - NO <input type="radio"/>	2) Profondità della fondazione rispetto al piano di campagna		Z <sub>g</sub> <input type="text"/>			
		3) Presenza di terreni a grana grossa sotto la quota di falda entro i primi 15 m di profondità:		SI <input type="radio"/> - NO <input type="radio"/>			
		Spessore		densità	sciote	medie	dense
		3.1) Sabbie fini m <input type="text"/>		<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
3.2) Sabbie medie m <input type="text"/>		<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>		
3.3) Sabbie grosse m <input type="text"/>		<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>		
9	Categoria sottosuolo di fondazione (NTC2008) <input type="text"/>	1) Fattore S <sub>z</sub> di amplificazione stratigrafica		<input type="text"/>			
		2) Coefficiente C <sub>c</sub>		<input type="text"/>			
		3) Periodo T <sub>c</sub> dello spettro di risposta		<input type="text"/>			



