

Ordine degli Ingegneri di Catanzaro  
aprile 2010

## Criteri generali per la progettazione In zona sismica



***Marisa Pecce***  
***Dipartimento di Ingegneria***  
***Università del Sannio***

## La nuova normativa sismica

### Progetto basato sulla prestazione richiesta (Performance Base Design )

- Un obiettivo prestazionale rappresenta il tipo di risposta strutturale desiderato (assenza di danno, danno solo ad elementi secondari, danni strutturali limitati o gravi, assenza di collasso) per ciascun livello di azione sismica attesa.
- L'obiettivo prestazionale deve essere fissato sulla base del tipo di utilizzo del manufatto, dell'importanza delle funzioni, considerazioni economiche, costo connesso alla riparazione del danno ed alla interruzione del servizio, ecc.

## Principi generali del progetto

- La prestazione della struttura è dovuta alla sua resistenza ed alla sua duttilità
- Se una struttura non è dotata di duttilità si chiama non dissipativa e le azioni di progetto sono quelle calcolate in campo elastico poiché la struttura non ha risorse in campo plastico da sfruttare
- Se la struttura è dotata di duttilità si chiama dissipativa e le azioni di progetto in campo elastico si possono ridurre per considerare il contributo della duttilità
- Nel progetto si dovrebbe amplificare la duttilità quanto più possibile poiché tale proprietà non si traduce in un incremento delle dimensioni degli elementi (maggiore ingombro) ma in una migliore prestazione in caso di sisma
- Per amplificare la duttilità delle strutture in c.a. si deve ottenere la crisi per flessione evitando quella a taglio o i fenomeni di crisi locale (sfilamento delle armature, punzonamento, ecc...)
- Gli elementi che si rompono per primi devono essere i più duttili e quindi i più deboli in termini di resistenza
- La fondazione deve essere resistente e rigida
- I danni si devono diffondere a tutta la struttura quindi si devono evitare irregolarità che comportino concentrazioni del danno
- Le riduzioni di duttilità (ad esempio in strutture molto irregolari per motivi architettonici) si compensano con incrementi di resistenza

## STATO LIMITE ULTIMO

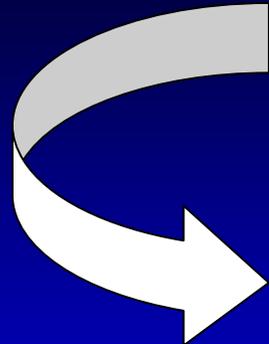
I meccanismi duttili si devono attivare  
prima di quelli fragili



Gerarchia delle resistenze  
dettagli costruttivi, duttilità dei  
materiali, regolarità  
strutturale, sovraresistenza

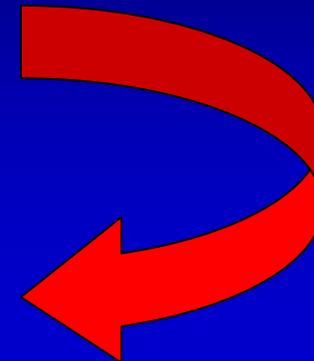
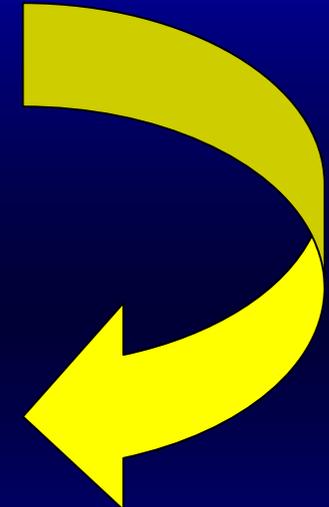


duttilità locale, tipo di  
meccanismo globale



fattore di struttura  $q$   
Capacità di dissipare energia  
in campo plastico

riduzione delle azioni sismiche

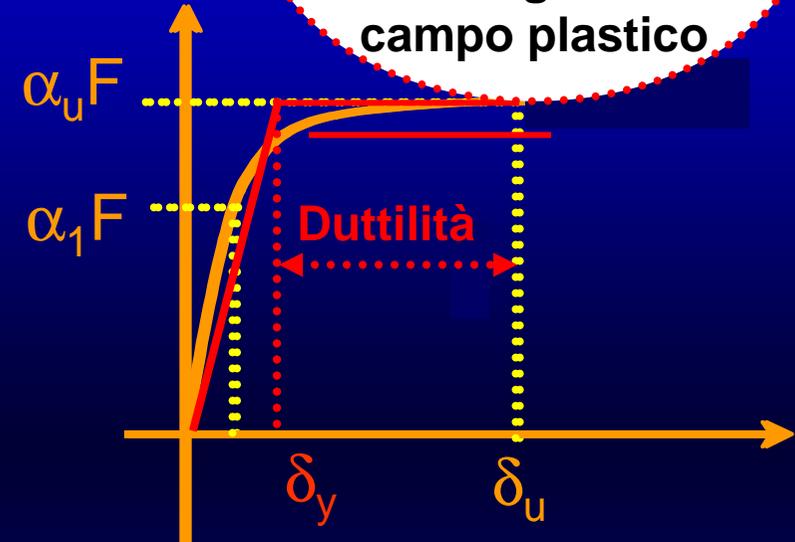


# Misura della capacità

str

DUTTILITA'

Capacità di dissipare energia in campo plastico



-Duttilità

-Gerarchia delle Resistenze

q - FATTORE DI STRUTTURA

$$q = \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

SOVRARESISTENZA

Ulteriore risorsa in campo plastico

## dal DM 2008

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidezza e resistenza nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche. La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2 e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4. Nei casi precisati in § 3.2.5.1 si deve inoltre tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico. Si deve tenere infine conto degli effetti torsionali che si accompagnano all'azione sismica. A tal fine gli orizzontamenti, ove presenti, devono essere dotati di rigidezza e resistenza tali da metterli in grado di trasmettere le forze scambiate tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.

Il sistema di fondazione deve essere dotato di elevata rigidezza estensionale nel piano orizzontale e di adeguata rigidezza flessionale. Deve essere adottata un'unica tipologia di fondazione per una data struttura in elevazione, a meno che questa non consista di unità indipendenti. In particolare, nella stessa struttura deve essere evitato l'uso contestuale di fondazioni su pali o miste con fondazioni superficiali, a meno che uno studio specifico non ne dimostri l'accettabilità o che si tratti di un ponte.

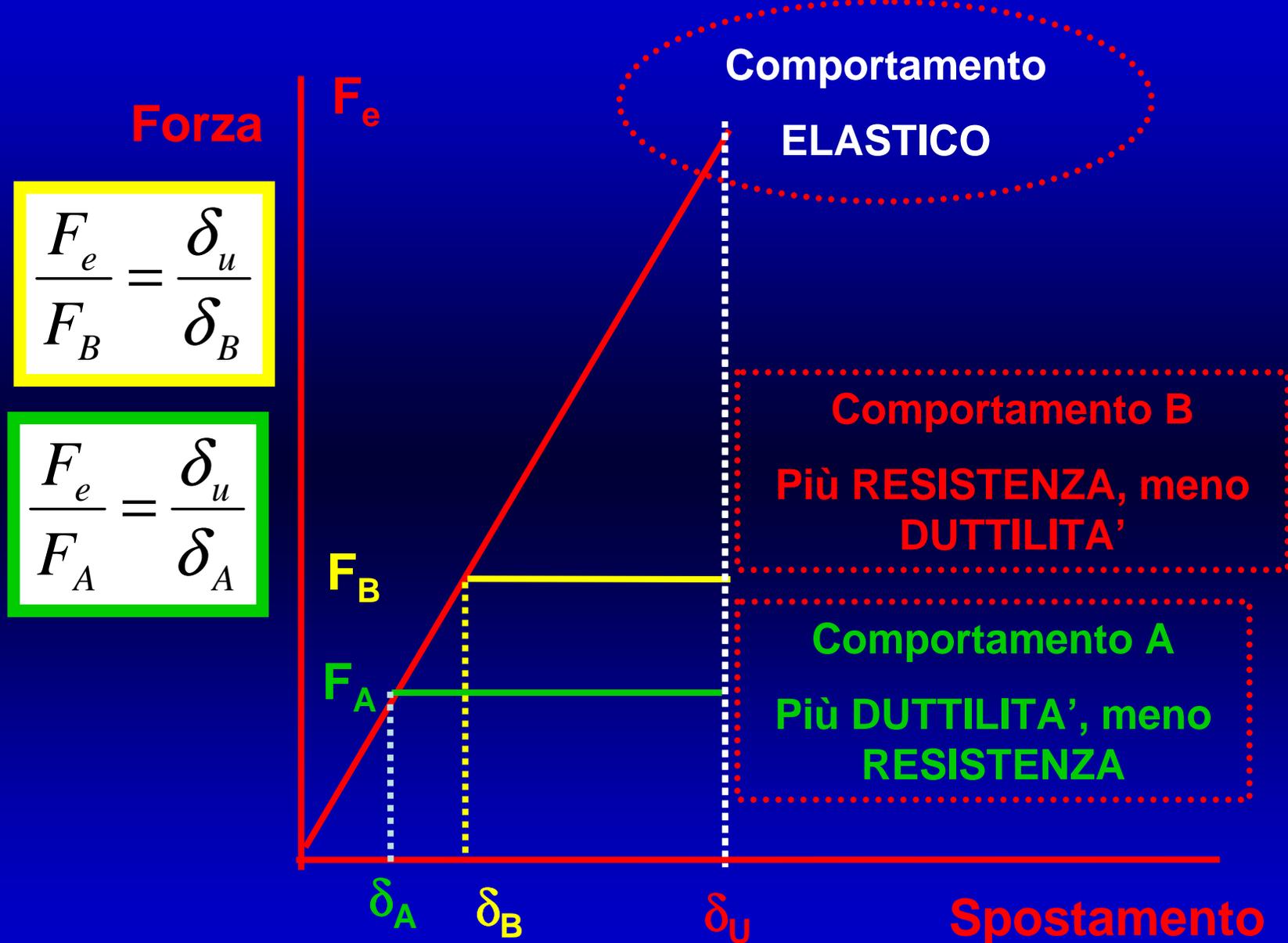
Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi dissipativi, devono essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale non-dissipativo;
- b) comportamento strutturale dissipativo.

Si localizzano dunque le dissipazioni di energia per isteresi in zone a tal fine individuate e progettate, dette "dissipative" o "critiche", effettuando il dimensionamento degli elementi non dissipativi nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze; l'individuazione delle zone dissipative deve essere congruente con lo schema strutturale adottato.

Poiché il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue zone critiche, esse debbono formarsi ove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia.

# Comportamenti sismicamente equivalenti



Forza

$$\frac{F_e}{F_B} = \frac{\delta_u}{\delta_B}$$

$$\frac{F_e}{F_A} = \frac{\delta_u}{\delta_A}$$

Comportamento ELASTICO

Comportamento B  
Più RESISTENZA, meno DUTTILITA'

Comportamento A  
Più DUTTILITA', meno RESISTENZA

Spostamento

## dal DM 2008

Nel comportamento strutturale dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti e comunque sempre quando precisato).

Gli elementi strutturali delle fondazioni, che devono essere dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmesse dalla struttura sovrastante (v. § 7.2.5), devono avere comportamento non dissipativo, indipendentemente dal comportamento strutturale attribuito alla struttura su di esse gravante.

Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttività (CD):

- Classe di duttilità alta (CD" A");
- Classe di duttilità bassa (CD" B").

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

## duttilità (materiali, dettagli costruttivi, regolarità)

- 1- utilizzare materiali con specifici requisiti di duttilità
- 2- progettare le sezioni in modo da ottenere una rottura di tipo duttile dovuta all'acciaio
- 3 - curare i dettagli costruttivi in modo da incrementare la duttilità locale
- 4 - ottenere un meccanismo globale di crisi con una elevata duttilità globale

## gerarchia delle resistenze

(materiali, dettagli costruttivi, regolarità, sovraresistenza)

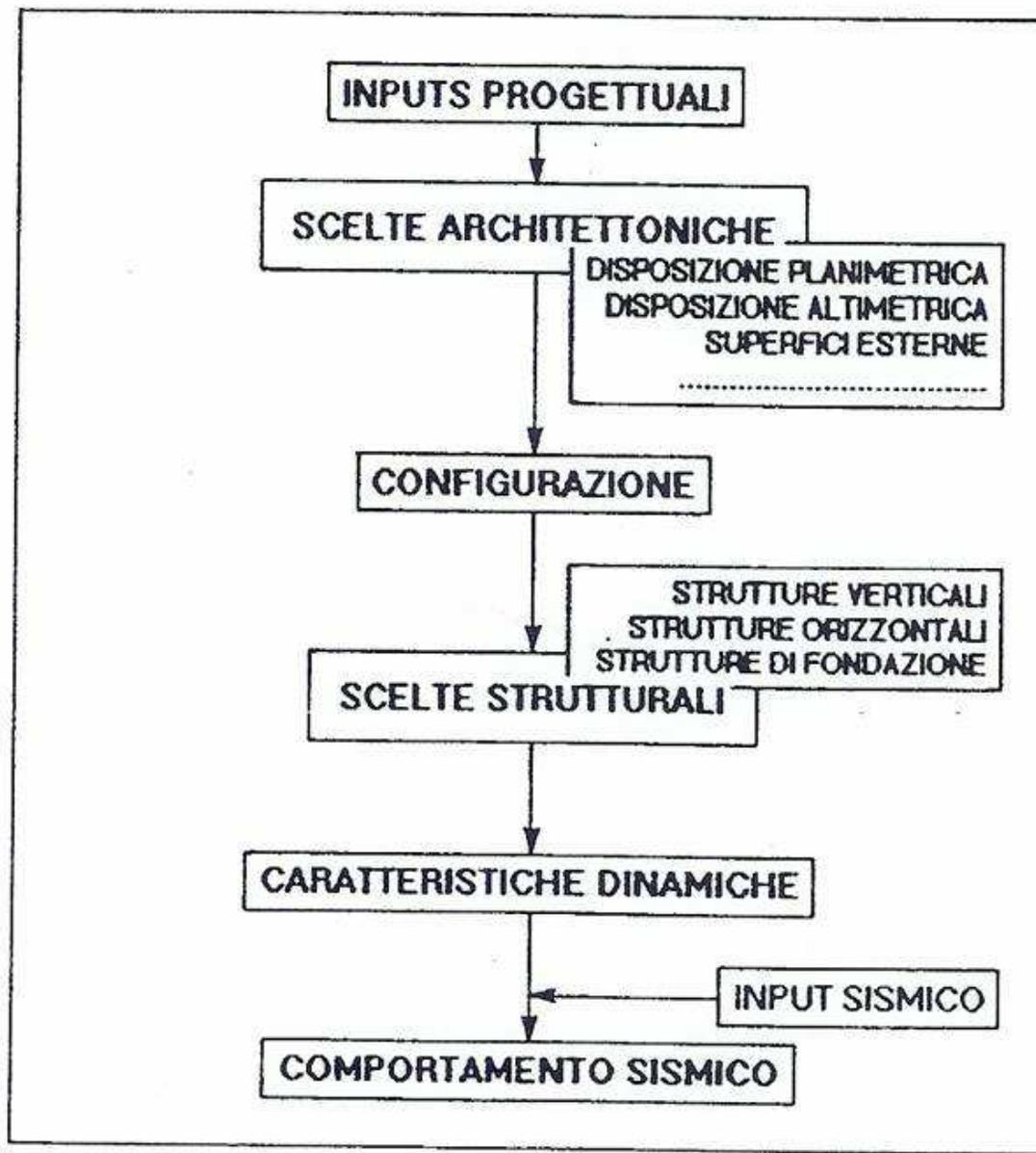
1- si devono amplificare le resistenze relative a crisi di tipo fragile per avere sempre modalità di crisi duttili

es. la resistenza a taglio deve essere maggiore della resistenza a flessione

2- si devono amplificare le resistenze di alcuni elementi strutturali per ottenere un meccanismo globale di collasso con molte zone di plasticizzazione

es. nelle strutture a telaio la resistenza dei pilastri deve essere amplificata per indurre la plasticizzazione delle travi

# PROCESSO DI PROGETTAZIONE



## STATI LIMITE PER AZIONI SISMICHE

### **Gli stati limite di esercizio sono:**

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

### **Gli stati limite ultimi sono:**

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

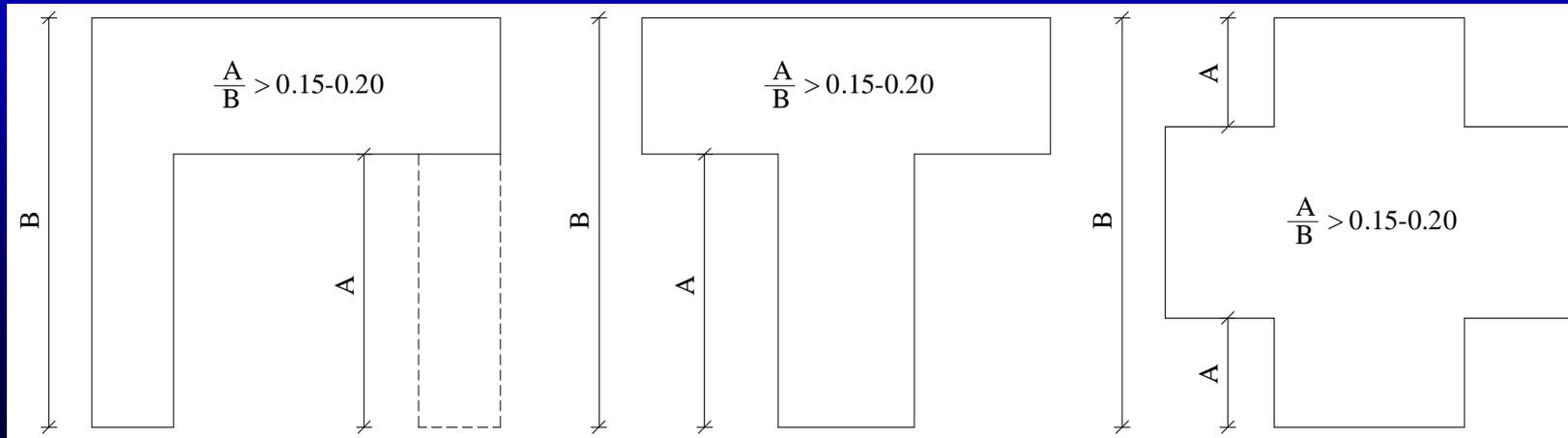
**In generale la regolarità consente di non avere concentrazioni di danno sfruttando tutte le risorse della struttura**

## **Regolarità in pianta**

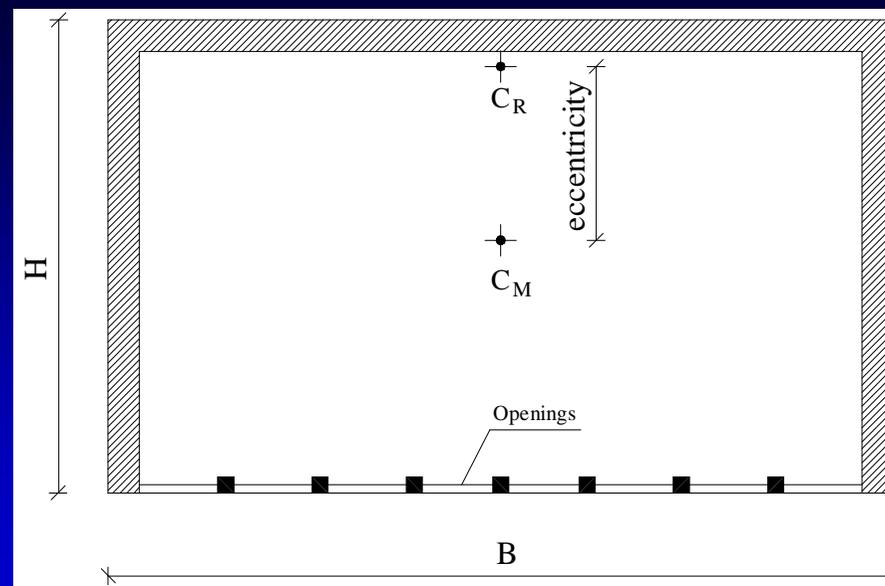
**Un edificio è REGOLARE IN PIANTA se sono rispettate tutte le seguenti condizioni:**

- a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità**
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4**
- c) eventuali rientri o sporgenze non superano il 25% della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro o della sporgenza**
- d) Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti**

## Regolarità in pianta



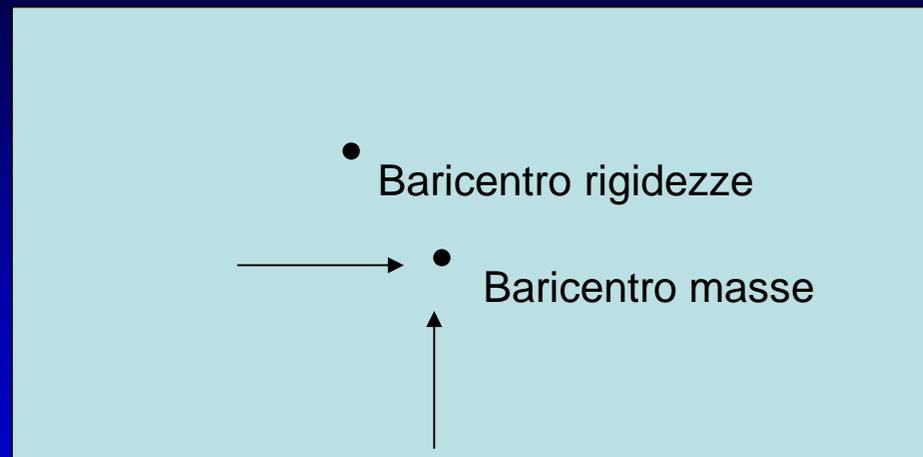
Limiti per irregolarità in pianta di edifici.



Irregolarità in pianta dovuta alla discontinuità di elementi strutturali sismo-resistenti.

L'impalcato rigido rappresenta una maggiore regolarità ma comunque vi possono essere effetti torsionali

- Le forze di inerzia sono applicate in corrispondenza degli impalcati dove si concentra la maggior parte della massa degli edifici in c.a.
- Le forze di inerzia si possono considerare applicate nel baricentro delle masse mentre le reazioni esercitate dagli elementi strutturali sono applicate nel baricentro delle rigidezze
- Quando baricentro delle masse e delle rigidezze non coincidono nascono delle azioni torcenti sulla struttura



**Le irregolarità sia in pianta che in elevazione non consentono una uniforme distribuzione del danno e quindi un corretto sfruttamento delle risorse (resistenza e duttilità) della struttura**



*1999 Kocaeli, Turkey*



*1999 North Athens, Greece*

## Diaframmi orizzontali

Verificare che siano in grado di trasmettere nel loro piano le forze derivanti dall'analisi dell'edificio amplificate del 30%

Il comportamento a diaframma è reso più efficace se le connessioni sono solo su appositi supporti. Un'appropriata cappa di cemento armato gettato in opera può migliorare significativamente la rigidità dei diaframmi.

Le forze di trazione devono essere portate da apposite armature disposte lungo il perimetro del diaframma e nelle connessioni interne con gli altri elementi prefabbricati. Se si prevede una cappa di cemento armato gettato in opera, dette armature possono essere posizionate nella cappa stessa.

Le forze di taglio lungo le connessioni piastra-piastra o piastra-trave devono essere moltiplicate per un fattore maggiorativo pari a 1,30.

Gli elementi di sostegno, sia al di sotto che al di sopra del diaframma, devono essere adeguatamente connessi ad esso; a tal fine non si considerano le forze di attrito dovute alle forze di compressione esterne.

## Impalcati Rigidi

- un esempio di schema per i diaframmi è quello di trave appoggiata (fig. 7.8) con una dimensione prevalente e con due sottostrutture alle estremità (pareti o telai tompagnati) molto più rigide di quelle intermedie.

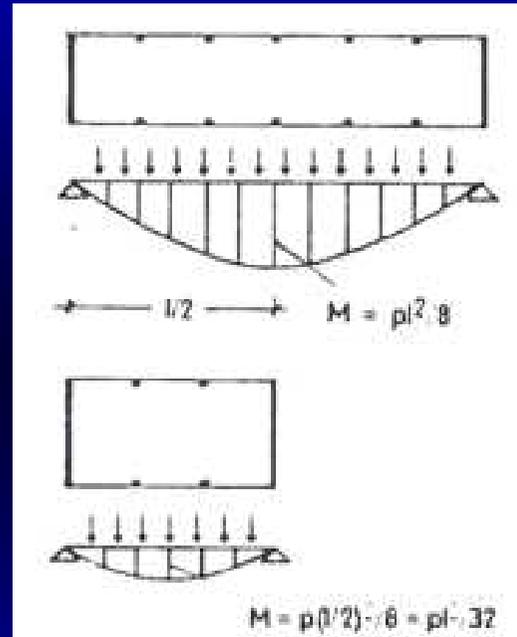


Figura 7.8. – Comportamento prevalente degli impalcati di edifici.

- Dalle relazioni fondamentali della flessione (formula monomia  $\sigma=M/W$ ) emerge che il valore delle massime tensioni cresce con il quadrato della dimensione principale ( $l$ ) del diaframma. Onde prevenire rotture localizzare, si dispongono in genere armature nei solai e nelle travi perimetrali.

## Impalcati Rigidi

- Nella **fig. 7.10** sono riassunti alcuni possibili effetti dovuti alla forma degli impalcati



**Figura 7.10.** – Alcuni effetti dovuti alla forma dei diaframmi

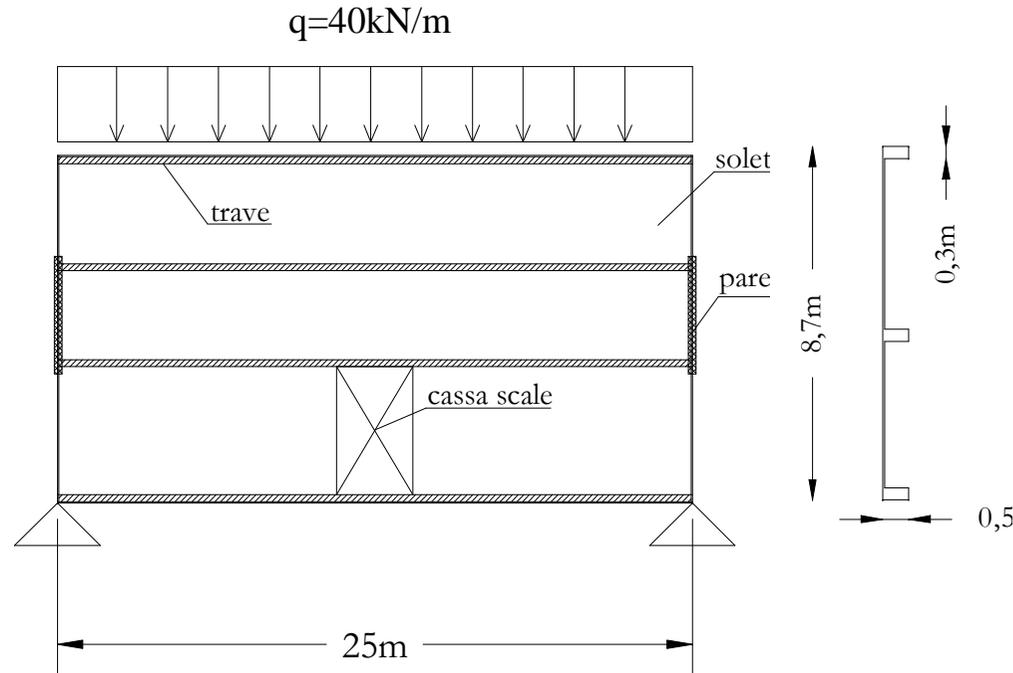
- Le zone di indebolimento sono localizzate in corrispondenza degli angoli e delle riduzioni di sezioni dovuti alla presenza di nuclei scala e/o ascensori.

## Esempio di verifica a flessione del diaframma orizzontale

La sezione maggiormente sollecitata è quella di mezzeria ( $M_s = ql^2/8$ ).

Tale sezione è ridotta dalla presenza della scala (che ne riduce la lunghezza a 8,7 m)

La sezione è spessa 4 cm ed è armata con una rete elettrosaldada  $\phi 8/30''$ .



**Schema di calcolo del solaio nel piano orizzontale**

**Sezione di mezzeria del solaio**

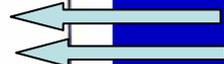
Considerando la presenza di sole 3 travi, vale a dire non portando in conto la presenza della trave esterna dal lato della cassa scale ed ipotizzando per ogni trave solo i ferri di parete che non lavorano per la flessione.

La verifica a taglio si fa considerando l'armatura della soletta

1) ENTITA'

MINORE RESISTENZA

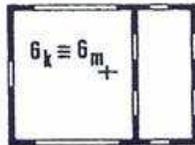
- \* MAGGIORI DANNI STRUTTURALI
- \* MINORI FORZE IN FONDAZIONE



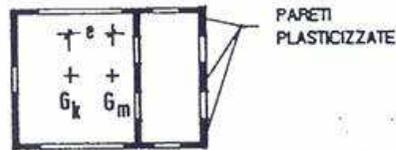
2) DISTRIBUZIONE IN PIANTA (IN RELAZIONE ALLE RIGIDENZE)

AUMENTO DISTANZA CENTRI MASSA - RIGIDENZA  
IN SITUAZIONI ANELASTICHE

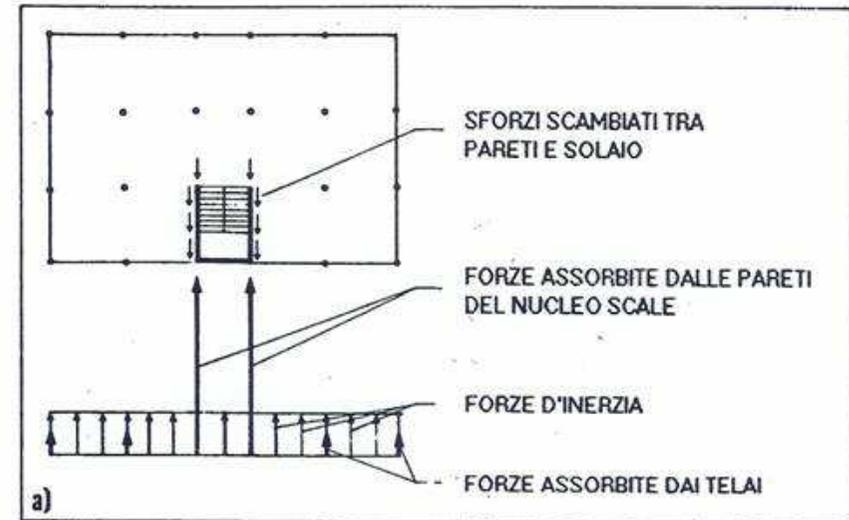
- \* NOTEVOLE DUTTILITA' RICHIESTA ALLE SOTTOSTRUTTURE PERIMETRALI E/O PIU' DEBOLI
- \* AUMENTO EFFETTI TORSIONALI



TUTTO ELASTICO



ALCUNE PARETI PLASTICIZZATE



3) DISTRIBUZIONE IN ELEVAZIONE (IN RELAZIONE ALLE RIGIDENZE)

BRUSCHE VARIAZIONI

- \* ACCENTUAZIONE DELLE DEFORMAZIONI ANELASTICHE NEI PIANI PIU' DEBOLI

4) DISTRIBUZIONE TRA ELEMENTI (IN RELAZIONE ALLE RIGIDENZE)

COMBINAZIONI SFAVOREVOLI DEL RAPPORTO  
RIGIDENZA/RESISTENZA DI ELEMENTI STRUTTURALI COLLEGATI

- \* RICHIESTE ECCESSIVE DI DUTTILITA' LOCALE, ROTTURE FRAGILI

Fig. 9 - Effetti di entità e distribuzione della resistenza della struttura verticale

## ASSEMBLAGGIO DI PARETI



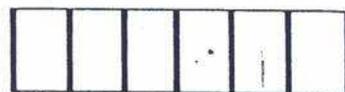
### CARATTERISTICHE

- \* RIGIDEZZA
- \* RESISTENZA
- \* DUTTILITA'

NOTEVOLE  
NOTEVOLE  
DISCRETA - BUONA

### PROBLEMI

- \* PARETI DISPOSTE PREVALENTEMENTE O ESCLUSIVAMENTE SECONDO UNA SOLA DIREZIONE



UNA DIREZIONE DEBOLE

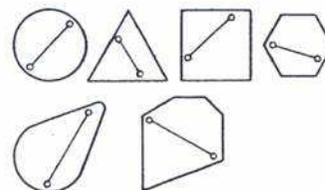
- \* COLLEGAMENTI TRAVI - PARETI ORTOGONALI

FESSURAZIONI, ROTTURE FRAGILI

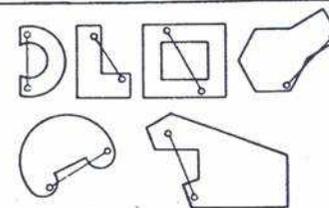
### SOLUZIONI

- \* CURA NELLA DISPOSIZIONE DELLE PARETI E DI EVENTUALI CONTROVENTI NELLA DIREZIONE DEBOLE
- \* CURA NEI PARTICOLARI COSTRUTTIVI

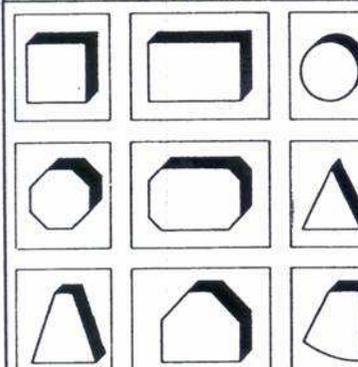
### FORME SEMPLICI



### FORME COMPLESSE



### PIANTA SEMPLICE



### PIANTA COMPLESSA

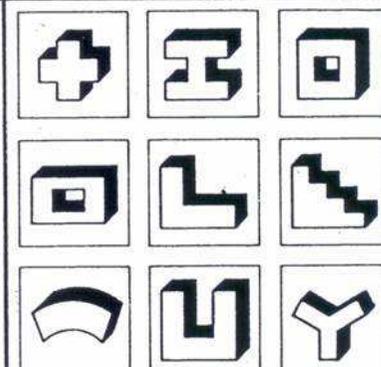
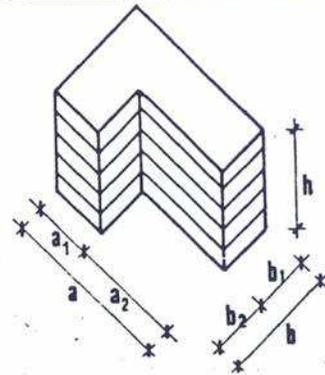


Fig. 19 - Caratteristiche, problemi e possibili soluzioni

**- DIMENSIONI CARATTERISTICHE**

- |            |            |   |                                  |
|------------|------------|---|----------------------------------|
| ASSOLUTE : | GLOBALI    | - | $a, b, h$                        |
|            | RIENTRANZE | - | $a_2, b_2, h$                    |
|            | SPORGENZE  | - | $a_1, a_2, b_1, b_2, h$          |
| RELATIVE : | GLOBALI    | - | $a/b, h/b$                       |
|            | RIENTRANZE | - | $a_2/a, b_2/b$                   |
|            | SPORGENZE  | - | $b_1/a_2, a_2/b_1, h/a_1, h/b_1$ |



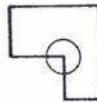
**- COMPORTAMENTO D'INSIEME**

IN GENERALE CENTRI DI MASSA E DI RIGIDEZZA NON COINCIDONO  
PEGGIORA ALL'ACCENTUARSI DELLE RIENTRANZE

**- PROBLEMI**

OLTRE A QUELLI VISTI PER LE FORME SEMPLICI CON RAPPORTI DIMENSIONALI ESASPERATI:

- \* CONCENTRAZIONI DI TENSIONI NELLE ZONE D'ANGOLO DEI DIAFRAMMI
- \* EFFETTI TORSIONALI



**- SOLUZIONI**

- \* RIDUZIONE DELLE RIENTRANZE
- \* SUDDIVISIONE IN CORPI DI FORMA SEMPLICE MEDIANTE GIUNTI
- \* ADOZIONE DI STRUTTURE PERIMETRALI RIGIDE



Fig. 22 - Problematica della forma complessa-semplice

## Regolarità in altezza

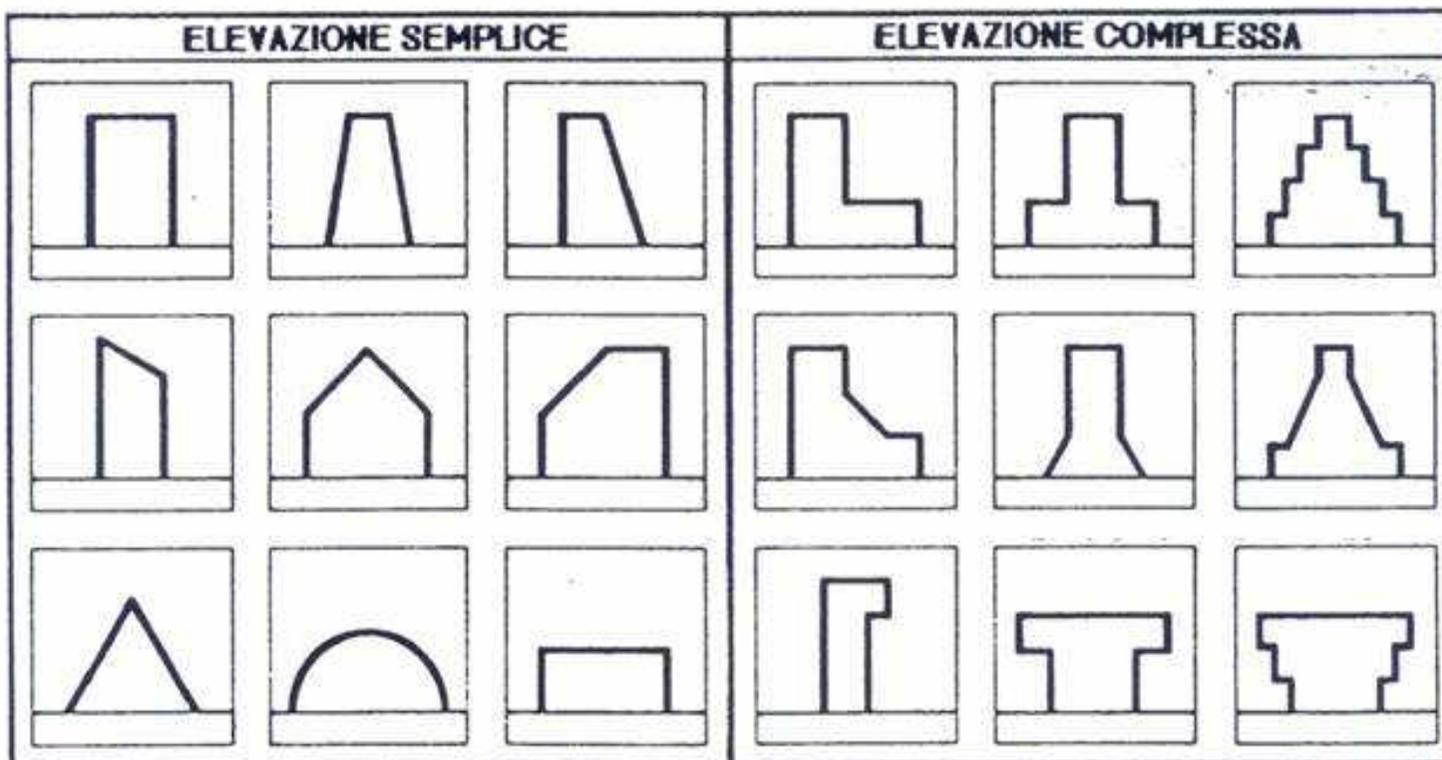
- e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- f) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- g) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva<sup>3</sup> e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- h) graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

## Regolarità in altezza

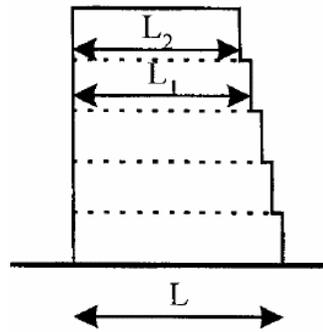


Piramidi egiziane, moderne a Indianapolis e piramidi invertite a Dallas negli USA.

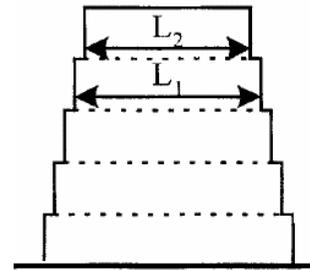
# Regolarità in altezza



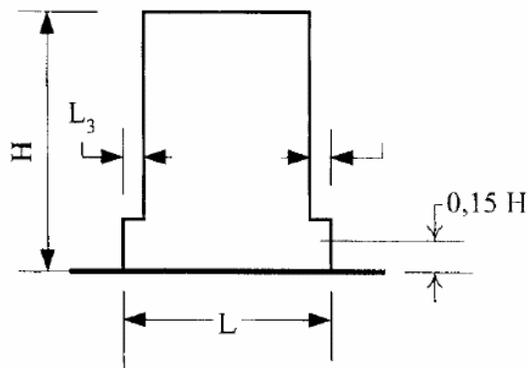
# Regolarità geometrica



$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10 \quad \frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$$

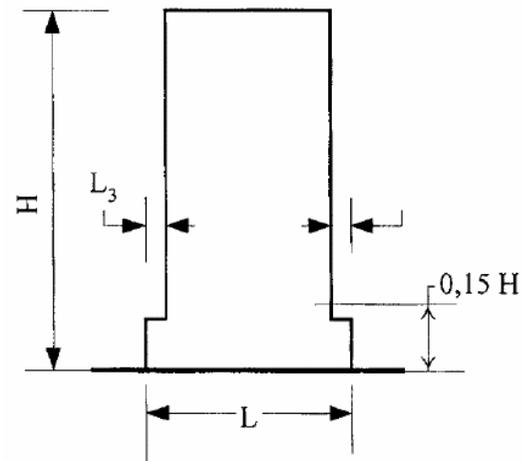


$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$$



$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$$

(setback occurs above 0,15H)



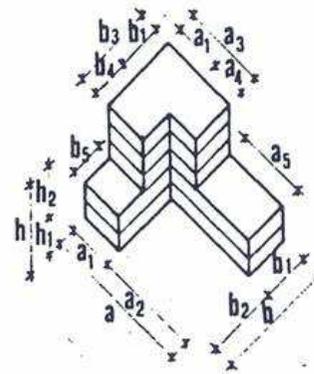
$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$$

(setback occurs below 0,15H)

- DIMENSIONI CARATTERISTICHE

ASSOLUTE: GLOBALI -  $a, b, h$   
RIENTRANZE -  $a_2, b_2, a_5, b_5, \dots$   
SPORGENZE -  $a_1, h_2, b_4, \dots$

RELATIVE: GLOBALI -  $a/b, h/b, \dots$   
RIENTRANZE -  $a_2/a, h_2/h, \dots$   
SPORGENZE -  $a_1/b_2, \dots$



- COMPORAMENTO D'INSIEME

E' CARATTERIZZATO DISTRIBUZIONI DISUNIFORMI DI MASSE E RIGIDENZE.  
IN GENERALE PEGGIORA ALL'ACCENTUARSI DELLE RIENTRANZE

- PROBLEMI

PROBLEMI DEI TIPI GIA' ESAMINATI PER LE ALTRE FORME, A SECONDA DELL'ASPETTO PREVALENTE, E COMUNQUE COMPLICATI DALLA COESISTENZA DELLE RIENTRANZE IN PIANTA E IN ELEVAZIONE

- SOLUZIONI

- \* SUDDIVISIONE IN CORPI MENO COMPLESSI MEDIANTE GIUNTI
- \* PROGETTAZIONE STRUTTURALE TENDENTE A LIMITARE GLI EFFETTI TORSIONALI
- \* RINFORZO DELLE ZONE DI DIAFRAMMA PIU' SOLLECITATE
- \* RIDUZIONE DELLE RIENTRANZE
- \* CALCOLO CON ANALISI DINAMICA

Fig. 24 - Problematica della forma complessa-complessa

# Regolarità delle masse

## 1) ENTITA'

AUMENTO MASSA

\* AUMENTO FORZE D'INERZIA

$$F_I = -m \cdot a$$

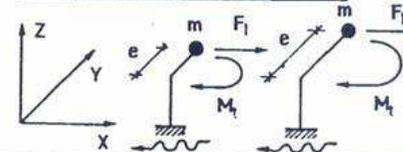


## 2) DISTRIBUZIONE IN PIANTA

AUMENTO DISTANZA CENTRI MASSA - RIGIDEZZA

\* AUMENTO EFFETTI TORSIONALI

$$M_t = F_I \cdot e$$

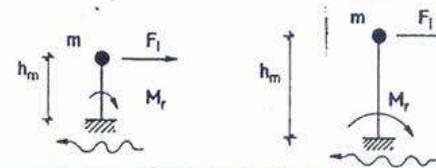


## 3) DISTRIBUZIONE IN ELEVAZIONE

AUMENTO DISTANZA CENTRO MASSA TOTALE - FONDAZIONE

\* AUMENTO MOMENTO RIBALTANTE

$$M_r = F_I \cdot h_m$$



## 4) BRUSCHE VARIAZIONI IN ELEVAZIONE

MODI DI VIBRAZIONE INUSUALI

\* DISTRIBUZIONE ANOMALA DELLE ACCELERAZIONI (FORZE D'INERZIA)

$$\begin{aligned} F_{I3} &= -m_3 \cdot a_3 \\ F_{I2} &= -m_2 \cdot a_2 \\ F_{I1} &= -m_1 \cdot a_1 \end{aligned}$$

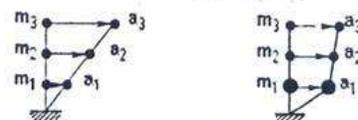


Fig. 6 - Effetti di entità e distribuzione delle masse

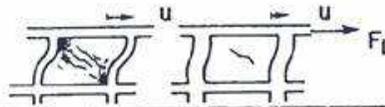
# Regolarità delle rigidezze

## 1) ENTITA'

MINORE RIGIDEZZA

- \* MAGGIORI DEFORMAZIONI
- \* MAGGIORI DANNI AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

$$u = F_l / k$$



## 2) DISTRIBUZIONE IN PIANTA

AUMENTO DISTANZA CENTRI MASSA - RIGIDEZZA

- \* AUMENTO EFFETTI TORSIONALI

$$M_t = F_l * e$$

ALCUNE SOTTOSTRUTTURE MOLTO PIU' RIGIDE DELLE ALTRE

- \* RIDUZIONE DUTTILITA' GLOBALE
- \* NOTEVOLI SFORZI ALL'ATTACCO DIAFRAMMA-SOTTOSTRUTTURA

## 3) DISTRIBUZIONE IN ELEVAZIONE

BRUSCHE VARIAZIONI

- \* MODI DI VIBRAZIONE ANOMALI
- \* DISTRIBUZIONE ANOMALA DELLE ACCELERAZIONI (FORZE D'INERZIA)
- \* ACCENTUAZIONE DELLE DEFORMAZIONI NEI PIANI MENO RIGIDI



## 4) DISTRIBUZIONE TRA I VARI ELEMENTI STRUTTURALI

ERFATE COMBINAZIONI RIGIDEZZA/RESISTENZA DI ELEMENTI STRUTTURALI COLLEGATI (TRAVI-COLONNE, TRAVI-PARETI)

- \* RICHIESTE ECCESSIVE DI DUTTILITA' LOCALE

Fig. 7 - Effetti di entità e distribuzione della rigidezza della struttura verticale

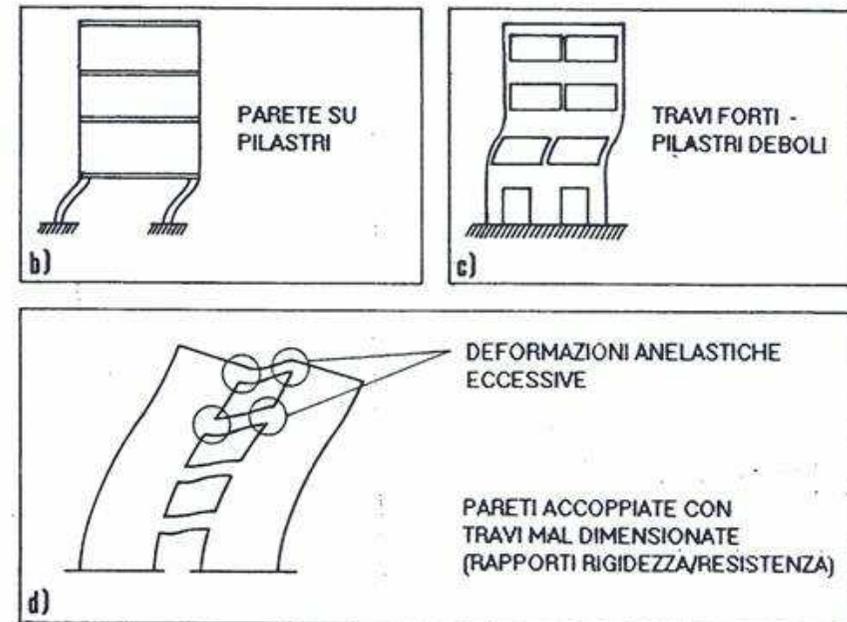
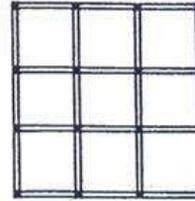


Fig. 8 - Effetti della distribuzione della rigidezza tra i vari elementi strutturali

## ASSEMBLAGGIO DI TELAI



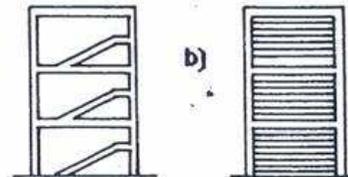
### CARATTERISTICHE

* RIGIDEZZA	SCARSA	-	DISCRETA
* RESISTENZA	DISCRETA	-	BUONA
* DUTTILITA'	DISCRETA	-	NOTEVOLE

### PROBLEMI

- \* IRRIGIDIMENTI IMPREVISTI      ECCENTRICITA' MASSA-RIGIDEZZA

- a) TRAVI INCLINATE
- b) ELEMENTI "NON STRUTTURALI"



- \* DEFORMAZIONI ECCESSIVE      DANNI ALLE PARTI NON STRUTTURALI

### SOLUZIONI

- \* SEPARAZIONE DELLE PARTI RIGIDE MEDIANTE GIUNTI (a)
- \* SEPARAZIONE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI DALLA STRUTTURA (b)
- \* POSIZIONAMENTO CORRETTO DEGLI ELEMENTI PIU' RIGIDI E LORO CONSIDERAZIONE NEL CALCOLO STRUTTURALE

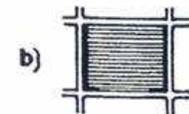
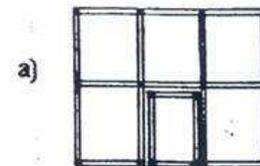


Fig. 16 - Caratteristiche, problemi e possibili soluzioni

## Altre irregolarità

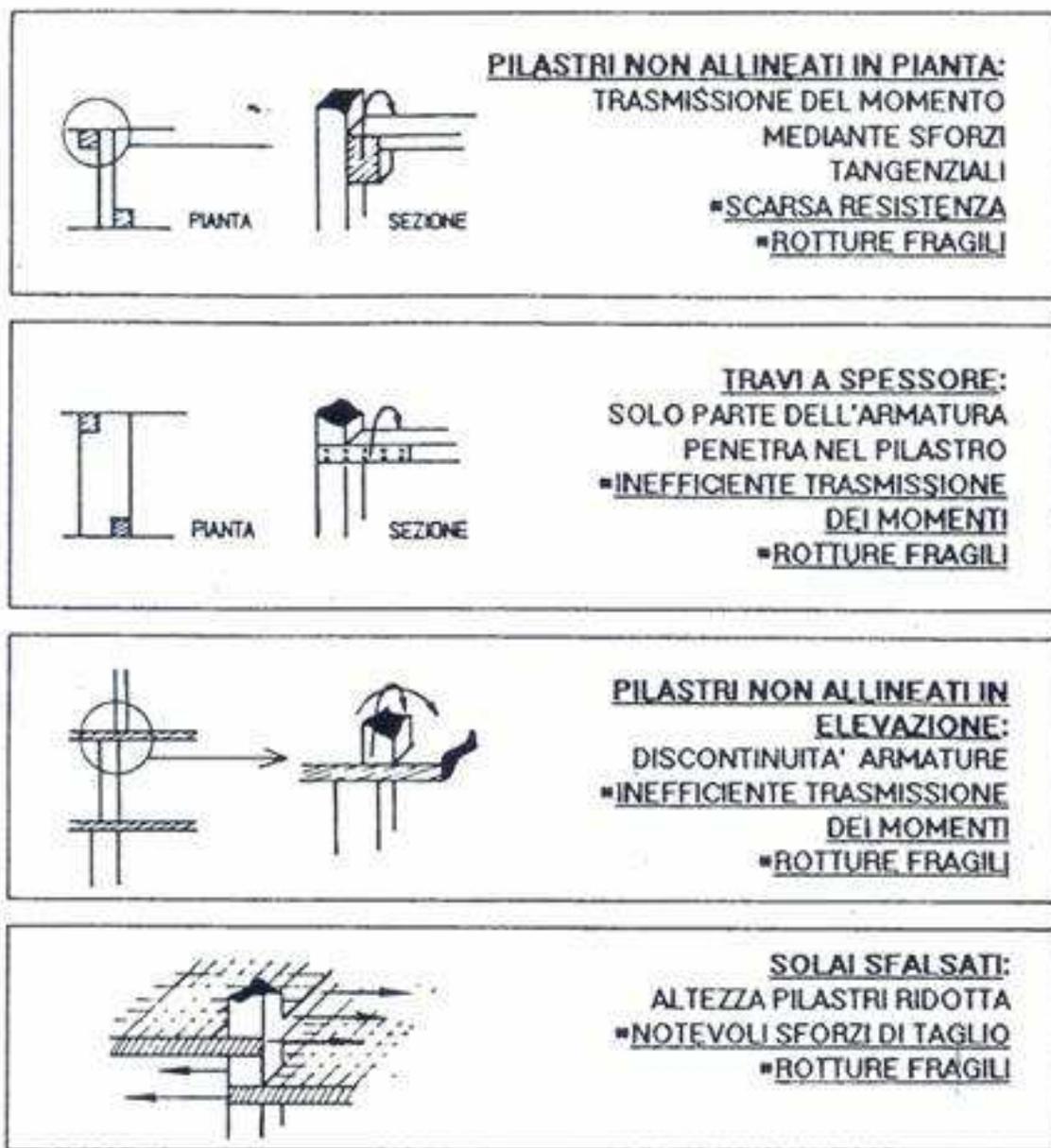


Fig. 10 - Effetti della mancanza di continuità ed allineamento degli elementi strutturali

# Importante l'effetto delle tamponature



Fig. 12 - Effetti negativi dell'interazione telai - tamponature

## Meccanismo di Piano soffice



Tipici meccanismi da piano soffice di telai in c.a.

*Kobe, Giappone (1995)*

## Terremoto dell'Aquila

Irregolarità in altezza: piano soffice

fino al danneggiamento delle tamponature, l'energia in ingresso viene dissipata solo dalle colonne del piano soffice, che quasi immediatamente si rompono alle estremità.



Pettino (AQ)

Foto di Bursi, Dusatti, Pucinotti

# Terremoto dell'Aquila

**PRIMA**



**DOPO**



**Pettino (AQ)**

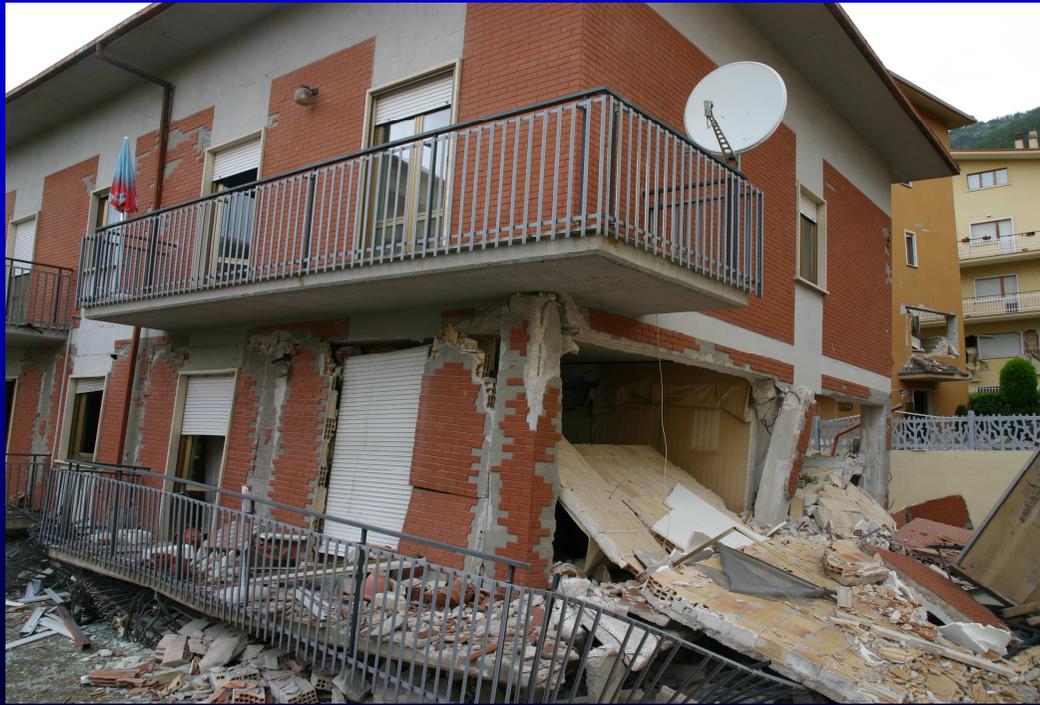
*Foto di Bursi, Dusatti, Pucinotti*





**Terremoto dell'Aquila**

## Terremoto dell'Aquila



**Il piano porticato non ha funzionato neanche per gli ospiti dell'Hotel Duca degli Abruzzi dell'Aquila.**



**PRIMA**



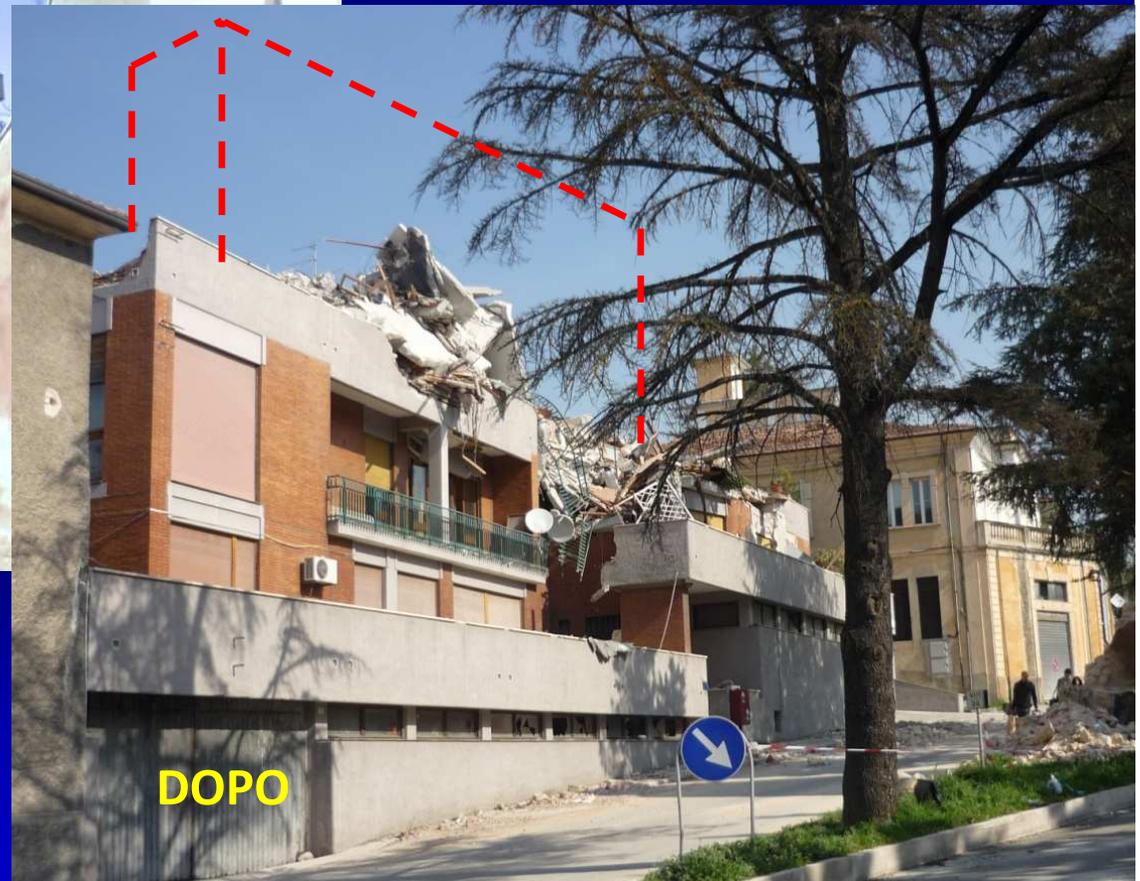
**DOPO**



**Non ha funzionato neanche per l'Hotel Duca degli Abruzzi**

# Terremoto dell'Aquila

## piano soffice intermedio



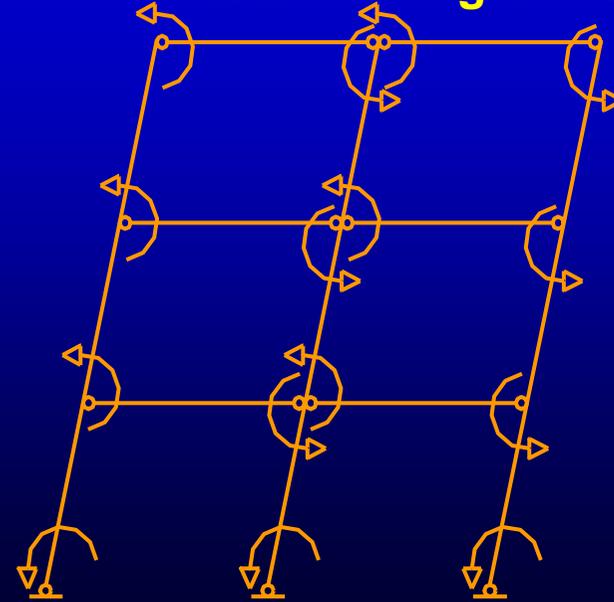
## Il meccanismo di piano



presenta un numero limitato di zone plasticizzate e un minore rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  (sovraresistenza)

Le cerniere dei pilastri hanno generalmente una minore capacità di rotazione per la presenza di sforzo normale che può essere incrementata mediante confinamento (staffatura)

## Il meccanismo globale



presenta un numero elevato di zone plasticizzate e un elevato rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  (sovraresistenza)

Le cerniere delle travi hanno generalmente una elevata capacità di rotazione soprattutto se sono snelle (elevato rapporto Momento/taglio) e con sezioni a debole armatura

## Terremoto di Kobe - 1995



## Indicazioni del DM per evitare il meccanismo di piano

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura “irregolare” a struttura “regolare”, né il contributo alla rigidezza totale sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% della analoga rigidezza degli elementi principali.

Con l'esclusione dei soli tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm, gli elementi costruttivi senza funzione strutturale il cui danneggiamento può provocare danni a persone, devono essere verificati, insieme alle loro connessioni alla struttura, per l'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati.

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6.

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in altezza deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significativa riduzione del numero di tali elementi rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito si intende soddisfatto incrementando di un fattore 1,4 le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con riduzione dei tamponamenti.

**Sono stati numerosi i crolli di tompagni e tramezzi a L'Aquila**





Walter Salvatore, Silvia Caprili, Valerio Barberi

## indicazioni del DM 2008

In ogni caso gli effetti degli elementi costruttivi senza funzione strutturale sulla risposta sismica dell'intera struttura vanno considerati nei modi e nei limiti ulteriormente descritti, per i diversi sistemi costruttivi, nei paragrafi successivi.

Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando agli elementi detti una forza orizzontale  $F_a$  definita come segue:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a \quad (7.2.1)$$

dove

$F_a$  è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

$W_a$  è il peso dell'elemento;

$S_a$  è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1)

$q_a$  è il fattore di struttura dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per  $q_a$  si possono assumere i valori riportati in Tab. 7.2.I.

In mancanza di analisi più accurate  $S_a$  può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \quad (7.2.2)$$

dove:

$\alpha$  è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità  $g$ ;

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;

$T_a$  è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

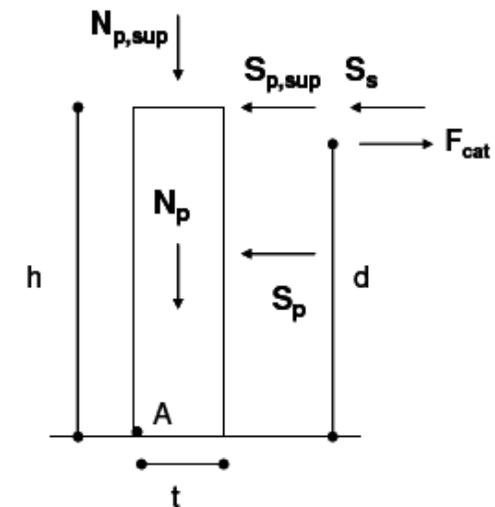
$T_1$  è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

$Z$  è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (v. § 3.2.2);

$H$  è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione

Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre  $Z=0$ .

Il valore del coefficiente sismico  $S_a$  non può essere assunto minore di  $\alpha S$ .



## 7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, etc.).

Nella definizione del modello alcuni elementi strutturali, considerati “secondari”, e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora essi possiedano rigidezza e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello.

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza.

Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

### **7.3.7 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano rispettivamente in termini di resistenza, di contenimento del danno e di mantenimento della funzionalità.

#### **7.3.7.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza**

Per costruzioni di Classe III e IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione ( $E_d$ ) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo *SLD* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) ed attribuendo ad  $\eta$  il valore di  $2/3$ , sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto ( $R_d$ ). calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale nel Cap. 4 con riferimento alle situazioni eccezionali.

### 7.3.7.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLD* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito

- a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_r < 0,005 h \quad (7.3.16)$$

- b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano  $d_{rp}$ , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h \quad (7.3.17)$$

$d_r$  è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4,

$h$  è l'altezza del piano.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a  $0,005 h$  (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLO* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

### **7.3.7.3 Verifiche degli impianti in termini di mantenimento della funzionalità**

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV, si deve verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni (a seconda che gli impianti siano più vulnerabili per effetto dei primi o delle seconde) prodotti dalle azioni relative allo *SLO* non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi.

## Frequenti i danni alle controsoffittature e agli impianti

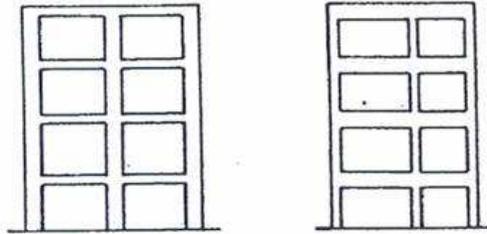


## Facoltà di Ingegneria Edificio nuovo



# Tipologie strutturali

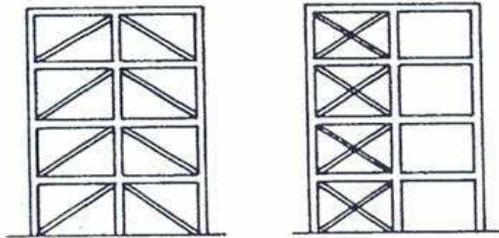
1) TELAI



a)

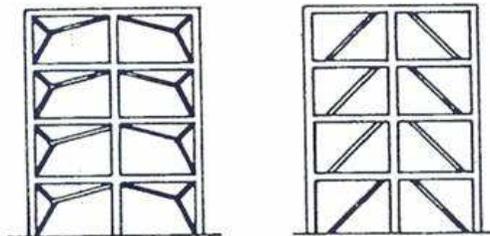
b)

2) TELAI CONTROVENTATI



a)

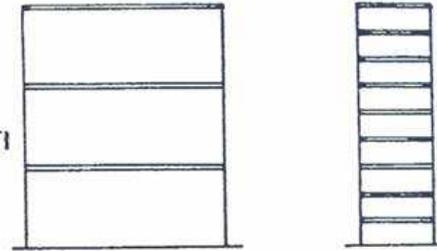
b)



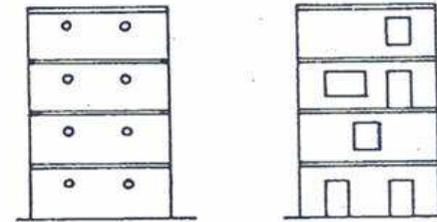
c)

d)

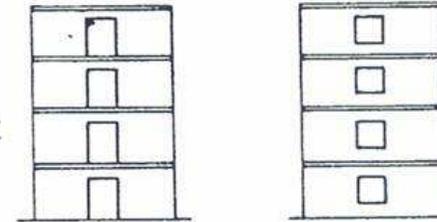
3) PARETI INDIPENDENTI



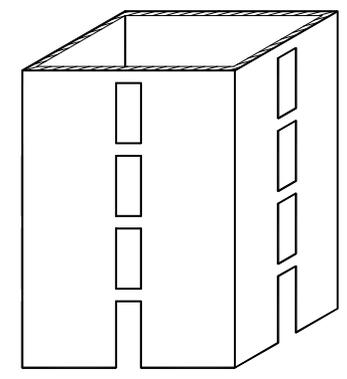
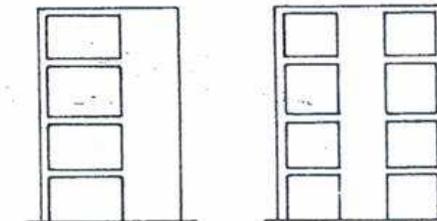
4) PARETI FORATE



5) PARETI ACCOPPIATE



6) PARETI - TELAI



nucleo

Le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dalle presenti norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

- *strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale;
- *strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale<sup>4</sup>;
- *strutture miste telaio-pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*;
- *strutture deformabili torsionalmente*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione  $r/l_s > 0,8$ , nella quale:  
 $r^2 =$  rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano  
 $l_s^2 = (L^2 + B^2)/12$  (L e B dimensioni in pianta del piano)
- *strutture a pendolo inverso*, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale<sup>5</sup>.

### 7.4.3.2 Fattori di struttura

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1.

I massimi valori di  $q_0$  relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità considerate (CD "A" e CD "B") sono contenuti nella tabella seguente.

Tabella 7.4.I – Valori di  $q_0$

Tipologia	$q_0$	
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0\alpha_w/\alpha_1$	$4,5\alpha_w/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0\alpha_w/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Le strutture a pareti estese debolmente armate devono essere progettate in CD "B". Strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD "B" a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_w/\alpha_1$ :

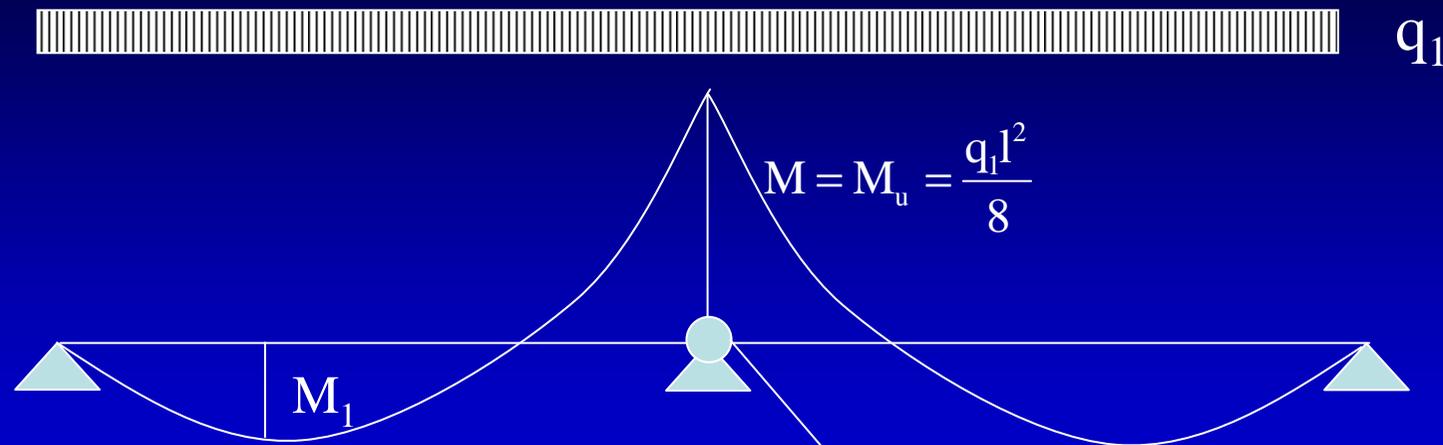
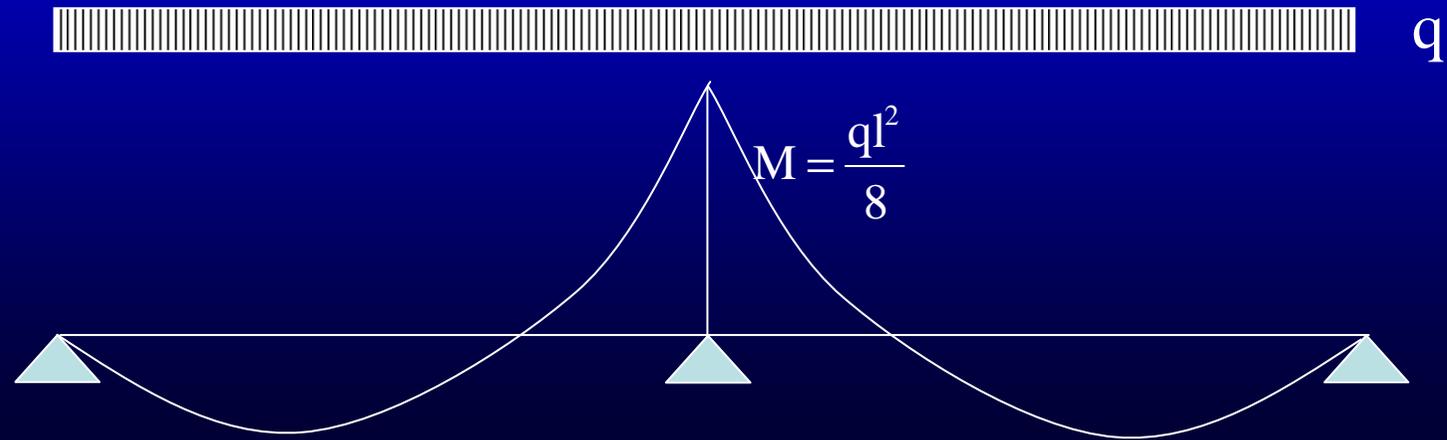
a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,3$

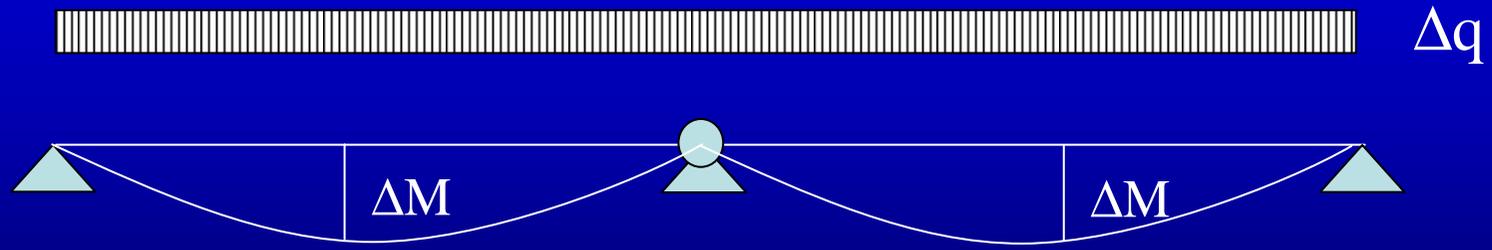
b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$

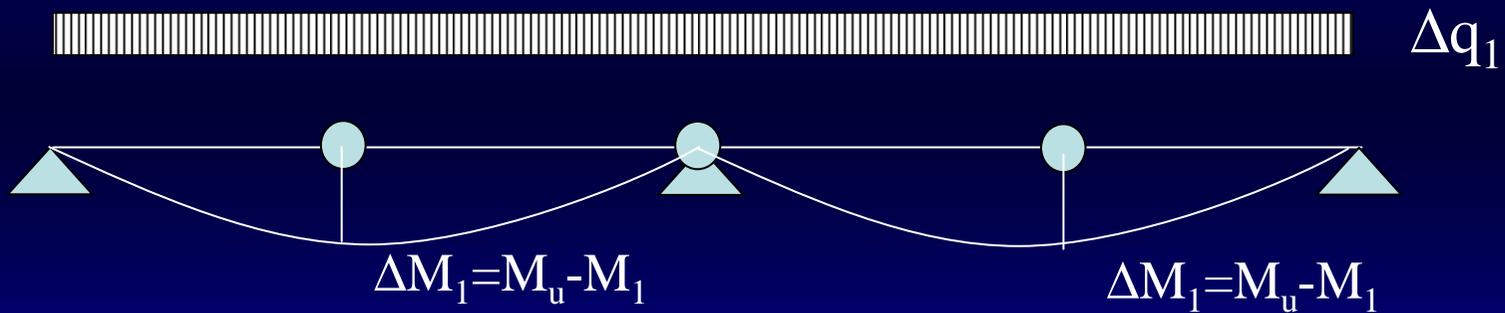
# Comportamento non lineare



cerniera plastica



meccanismo



se la cerniera centrale può ruotare (duttività disponibile)  
 se la sezione di campata può resistere sufficientemente

$$q_u = q_1 + \Delta q_1$$

$$\alpha_u / \alpha_1 = q_u / q_1$$

## Comportamento degli elementi



**Elevata duttilità**



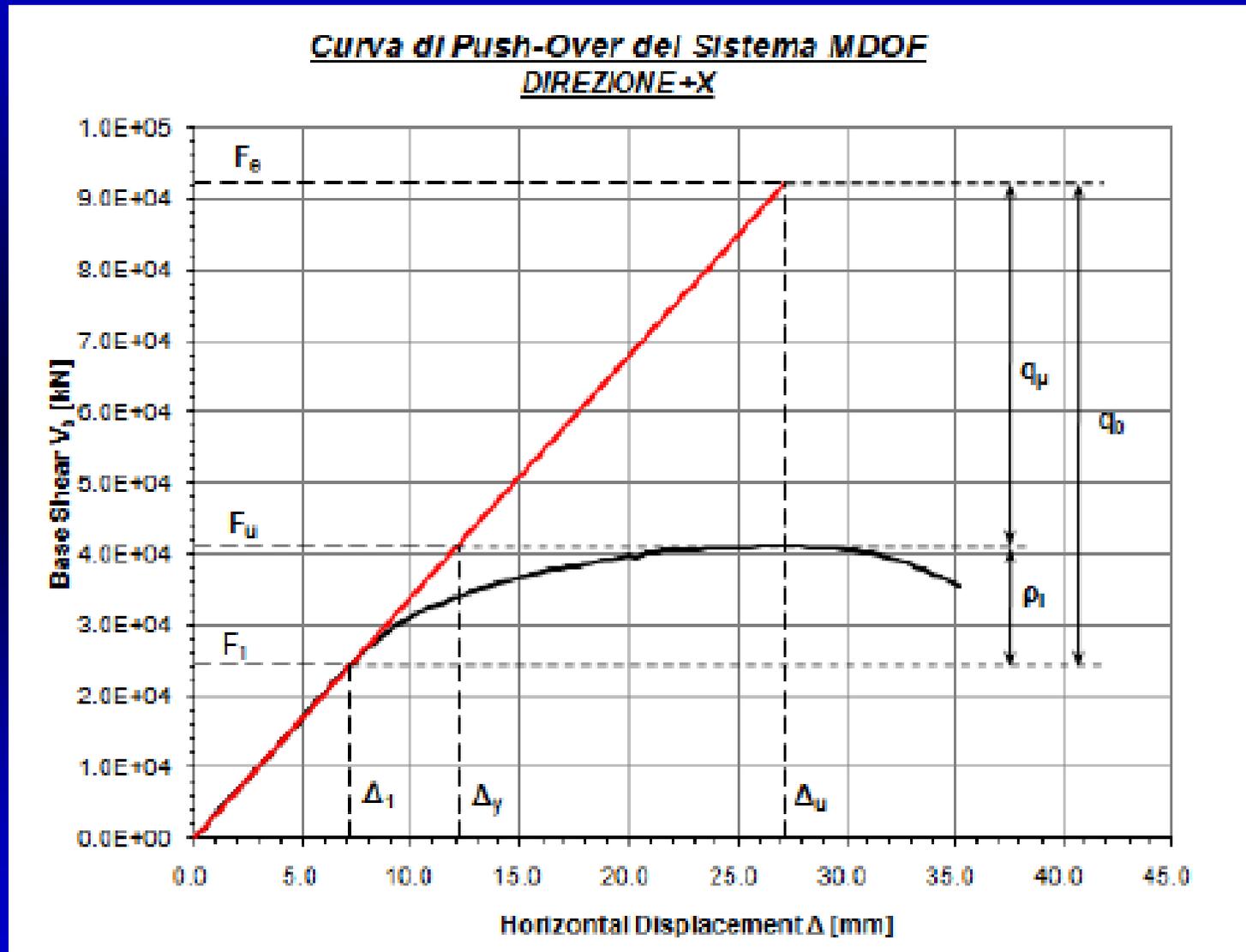
## Meccanismo locale



Tipico collasso dovuto a ridotta iperstaticità (telai solo di perimetro).

*Northridge, USA (1994)*

# Il fattore di struttura



### 7.2.5 REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un  $\gamma_{Rd}$  pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura  $q$  pari a 1.

Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Le travi di fondazione in c.a. devono avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2 %, sia inferiormente che superiormente, per l'intera lunghezza.

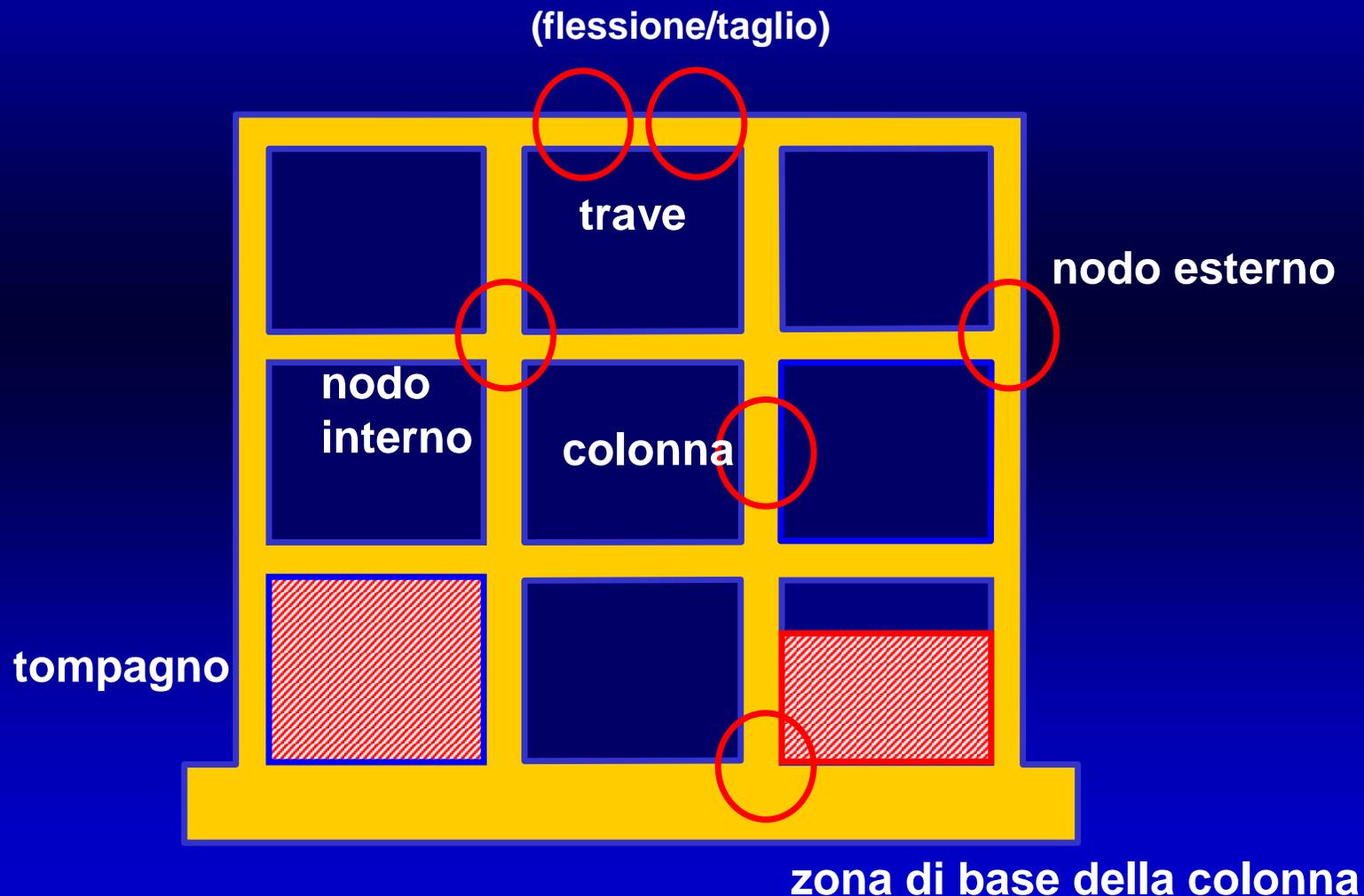
I pali in calcestruzzo devono essere armati per tutta la lunghezza, con un'area non inferiore allo 0,3% di quella del calcestruzzo.

Nei casi in cui gli effetti dell'interazione cinematica terreno-struttura siano considerati rilevanti, sui pali deve essere assunta la condizione di sollecitazione più sfavorevole estesa a tutta la lunghezza del palo.

L'impiego di pali inclinati è da evitare. Nei casi in cui sia necessario farne uso, i pali devono essere dimensionati per sopportare con adeguato margine sicurezza le sollecitazioni che derivano dall'analisi del complesso fondazione-terreno in condizioni sismiche.

È da evitare la formazione di cerniere plastiche nei pali di fondazione. Qualora non fosse possibile escluderne la formazione, le corrispondenti sezioni devono essere progettate per un comportamento duttile e opportunamente confinate. L'armatura perimetrale di confinamento dei pali di fondazione, di diametro non inferiore a 8 mm, deve essere costituita da spirale continua per tutti i tratti interessati da potenziali cerniere plastiche. In tali tratti, assunti di dimensione almeno pari a 3 volte il diametro, e comunque per uno sviluppo, a partire dalla testa del palo, di almeno 10 diametri, l'armatura longitudinale deve avere area non inferiore all'1% di quella del calcestruzzo.

La duttilità globale dipende dalla duttilità locale che può essere concentrata in zone critiche dove si formano quindi le cosiddette cerniere plastiche, la cui duttilità è legata alla capacità rotazionale in campo plastico.



**Il concetto di *gerarchia delle resistenze* è nuovo per il progettista italiano e va dunque ben espresso. In sintesi, qualora sussista la possibilità di rotture alternative, deve sempre avvenire prima quella con meccanismo duttile;**

**in altri termini il progettista deve innalzare opportunamente la soglia di resistenza delle possibili rotture caratterizzate da meccanismi fragili.**

**In questo modo il comportamento della struttura è governato dal meccanismo duttile, in quanto il meccanismo fragile, ancora lontano dalla soglia di resistenza, non si può attivare.**

**Ciò garantisce complessivamente un comportamento duttile.**

## Gerarchia delle resistenze o capacity design

Per focalizzare meglio questo concetto si consideri una struttura elementare sottoposta ad uno sforzo di trazione crescente, in particolare una catena costituita da due anelli

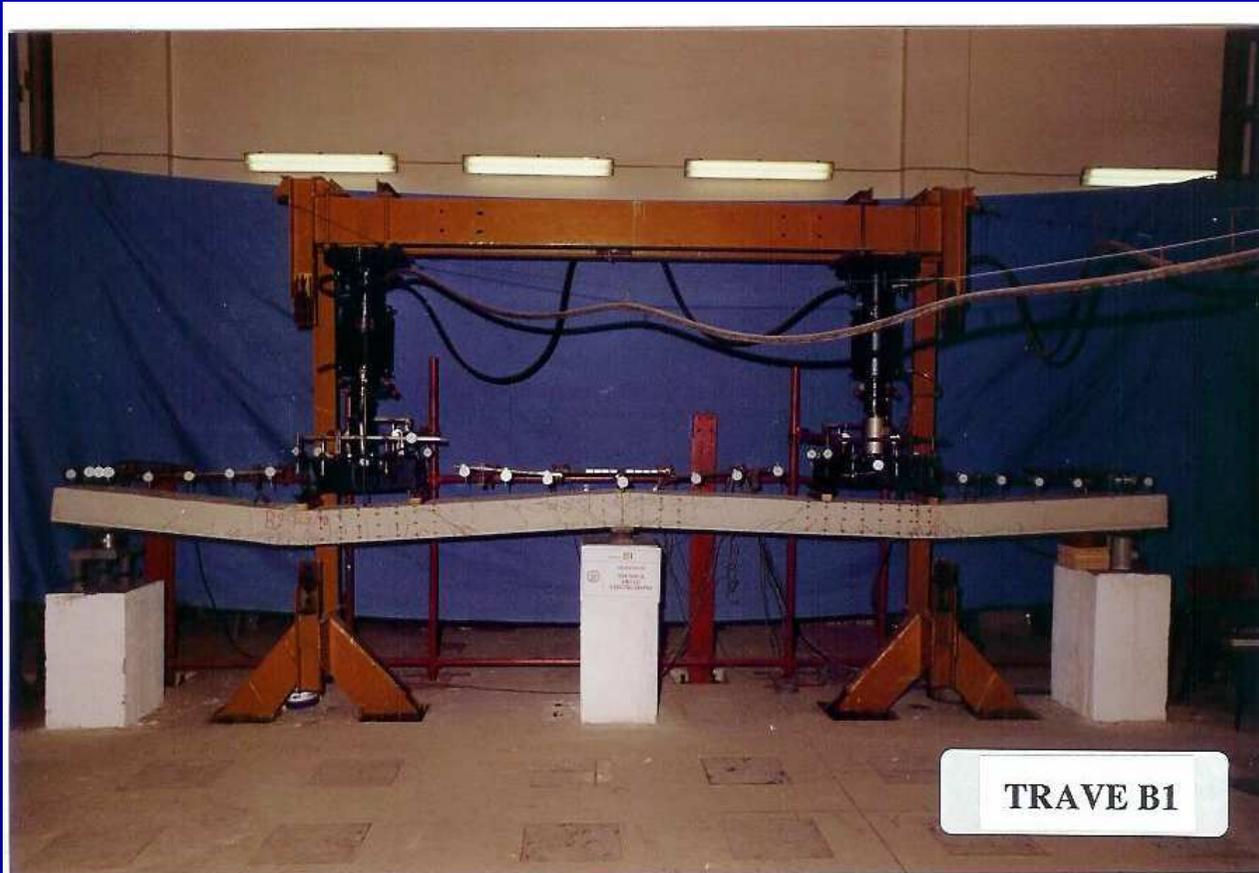


**Nelle strutture la gerarchia delle resistenze va garantita a tutti i livelli strutturali: dei materiali, delle sezioni, degli elementi e dell'intera struttura; ad ogni livello va verificato quale sia il meccanismo duttile e quale quello fragile, e la progettazione deve condurre al sovradimensionamento dei meccanismi fragili.**

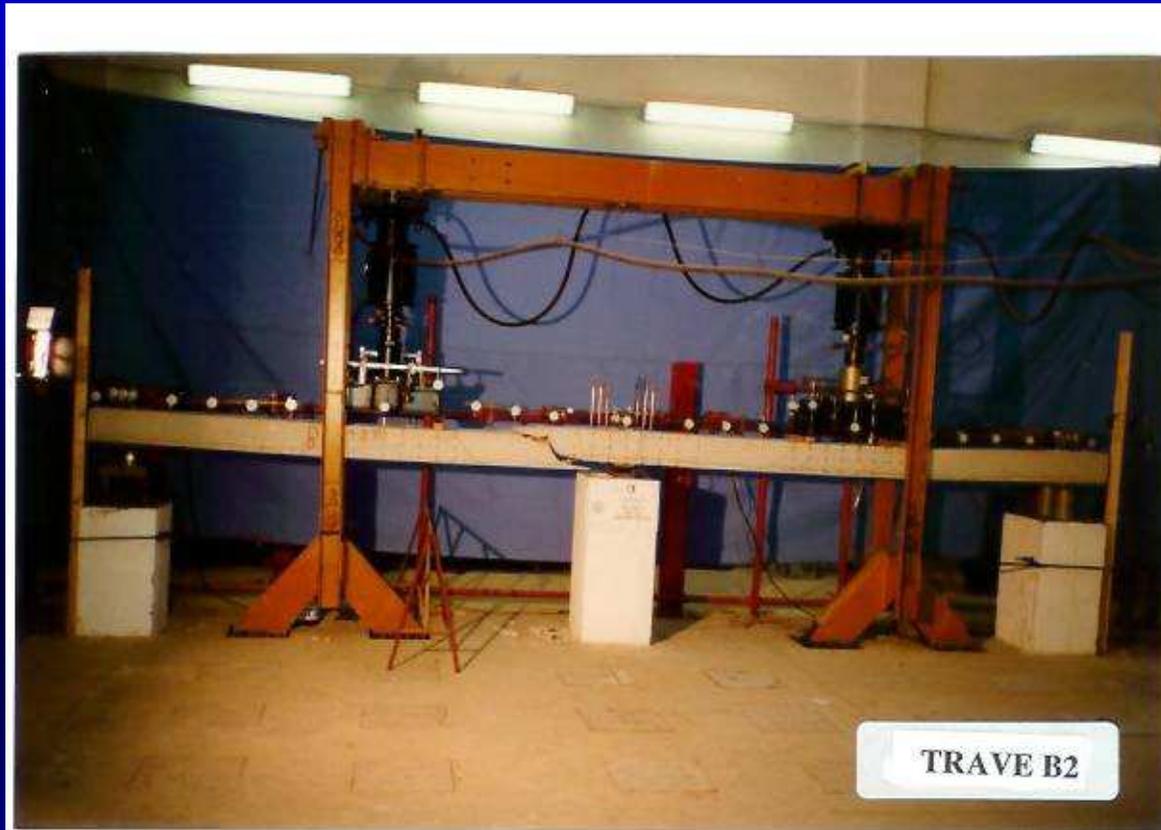
Se fra  
ele

quello  
ramo

Se  
duttile, il comportamento è condizionato dall'anello fragile e dunque al crescere del carico si verifica una rottura improvvisa della catena.



**TRAVE B1**



TRAVE B2



## Sintesi dei criteri

- I nodi non devono rompersi quindi sono progettati in modo che la resistenza sia maggiore di quella dei pilastri e delle travi che convergono nel nodo
- I pilastri devono avere una resistenza maggiore delle travi che ad essi sono collegati perché devono plasticizzarsi dopo, ma comunque devono avere una certa duttilità e quindi la resistenza a taglio deve essere maggiorata rispetto a quella per flessione
- Le travi devono essere meno resistenti dei pilastri perché devono plasticizzarsi prima e devono avere una elevata duttilità e quindi la resistenza a taglio deve essere maggiorata
- La fondazione si progetta solo per avere resistenza maggiore degli elementi in essa convergenti poiché non deve plasticizzarsi

- zona critica nel nodo trave-  
colonna
- Sistema colonna debole-trave forte
- Zona critica nella colonna



Turchia, Agosto 1999

## Rottura dei nodi e instabilità della barre



**L'Aquila**

attenzione anche ai nodi interni

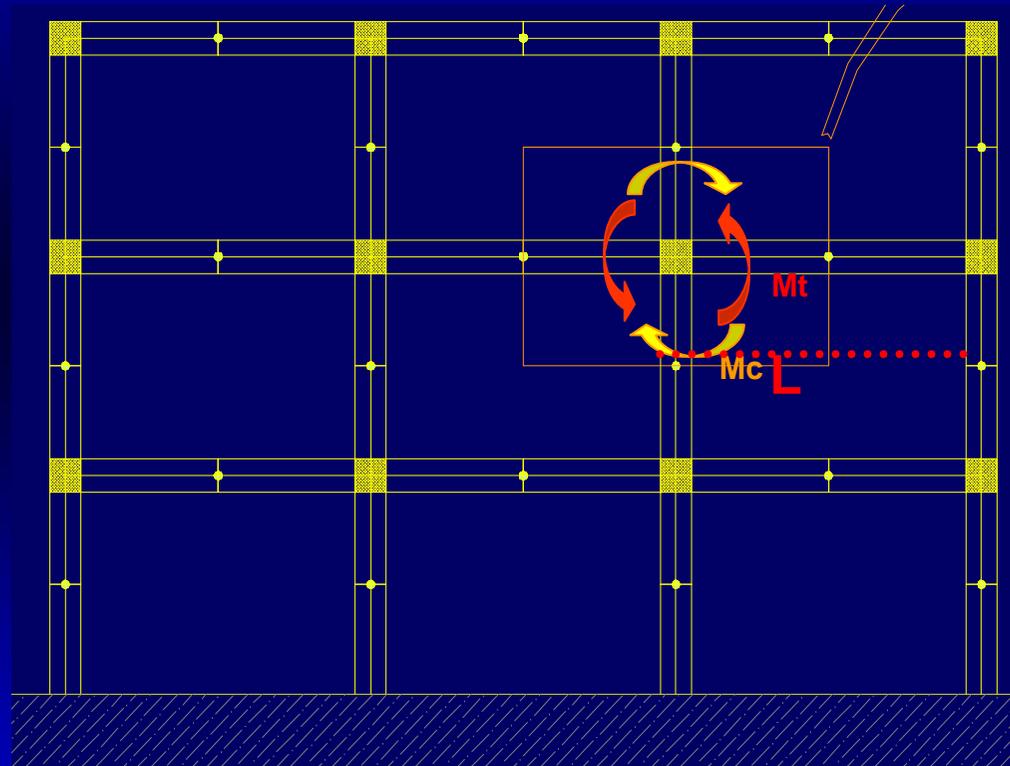


*Kocaeli, Turchia (1999)*



***Telai ad Alta duttilità: gerarchia delle resistenze  
plasticizzazione trave prima della colonna  
crisi per flessione prima di quella per taglio***

**I momenti flettenti nelle colonne si amplificano rispetto a quelli delle travi**



## Sollecitazioni nei pilastri

### Gerarchia delle resistenze pilastro-trave

In particolare uno dei modi per soddisfare tale formula consiste nell'amplificare i momenti flettenti di calcolo dei pilastri derivanti dall'analisi per un fattore di amplificazione  $\alpha$ , dato dall'espressione:

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{C,Sd}} \quad \text{dalla circolare} \quad (C7.2.1)$$

$\gamma_{Rd} = 1,30$  per le strutture in CD "A" e  $\gamma_{Rd} = 1,10$  per le strutture in CD "B",

$M_{C,Sd}$  è il momento sollecitante del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$  è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

Nel caso in cui si sia adottato il modello elastico incrudente di fig. 4.1.2 a, i momenti  $M_{C,Sd}$   $M_{b,Rd}$  si determinano come specificato nel § 4.1.2.1.2, assumendo la deformazione massima dell'acciaio  $\epsilon_s = 1\%$ .

Nella (7.4.4) si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri che nelle travi, tra loro concordi. Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra ed al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al denominatore della formula (7.4.4) va posto il solo valore maggiore, il minore va sommato ai momenti di plasticizzazione delle travi.

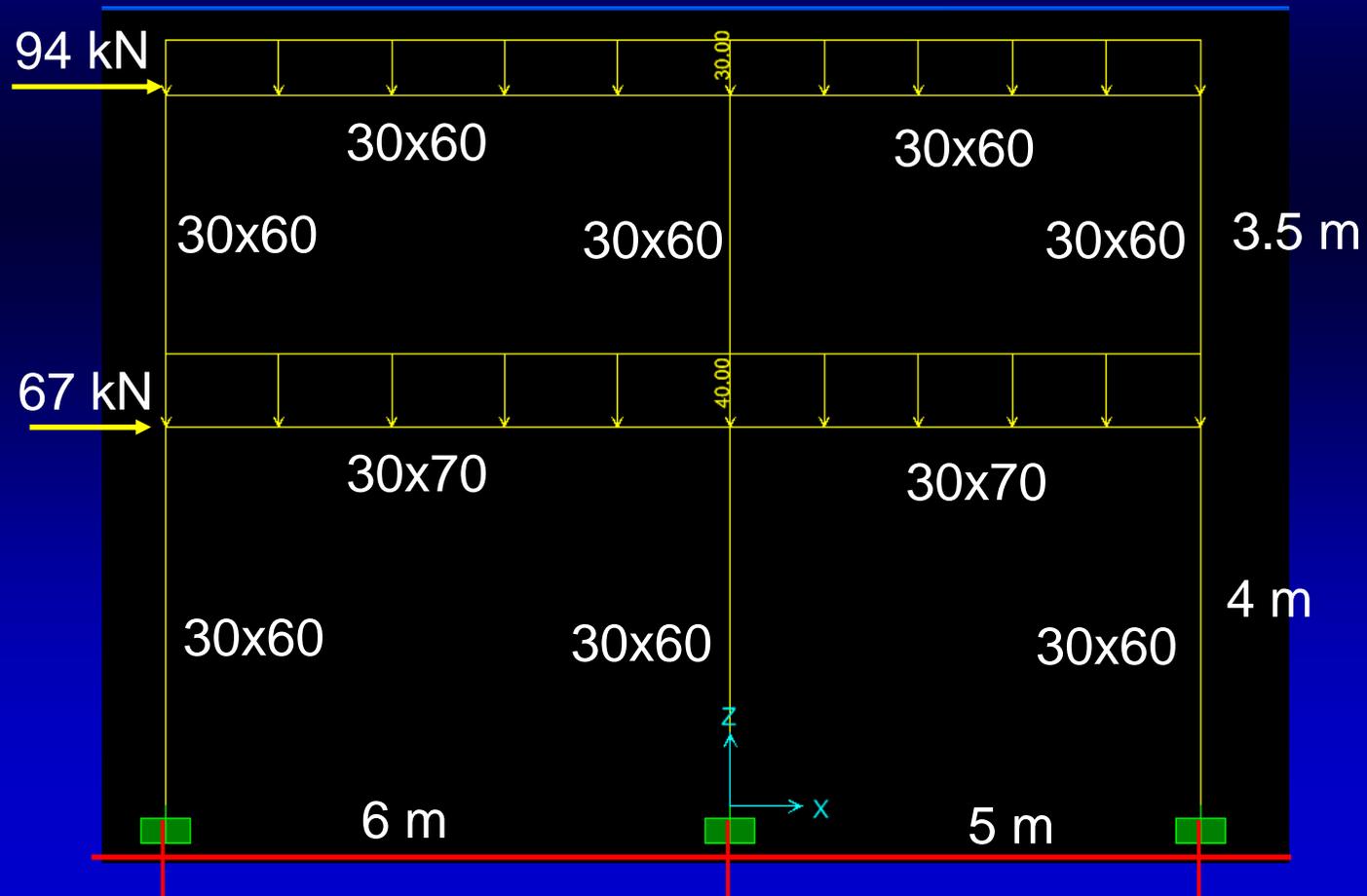
Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come momento di calcolo il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento  $M_{C,Rd}$  della sezione di sommità del pilastro.

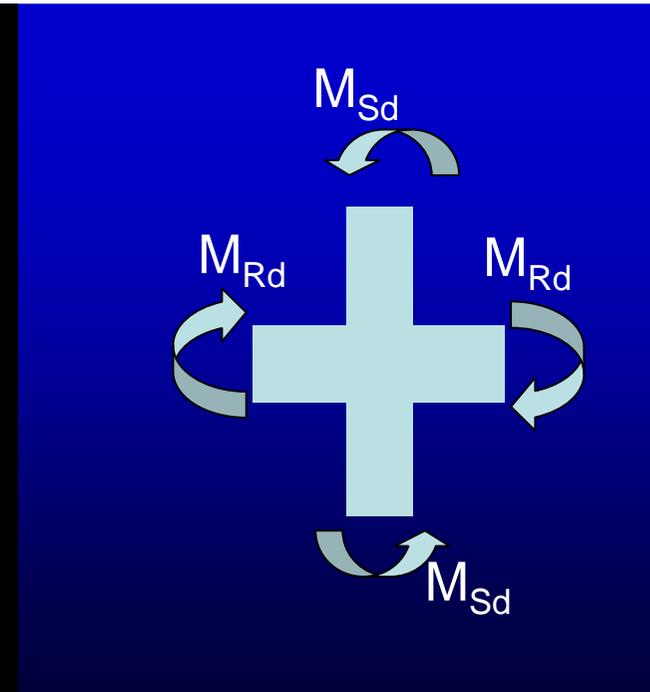
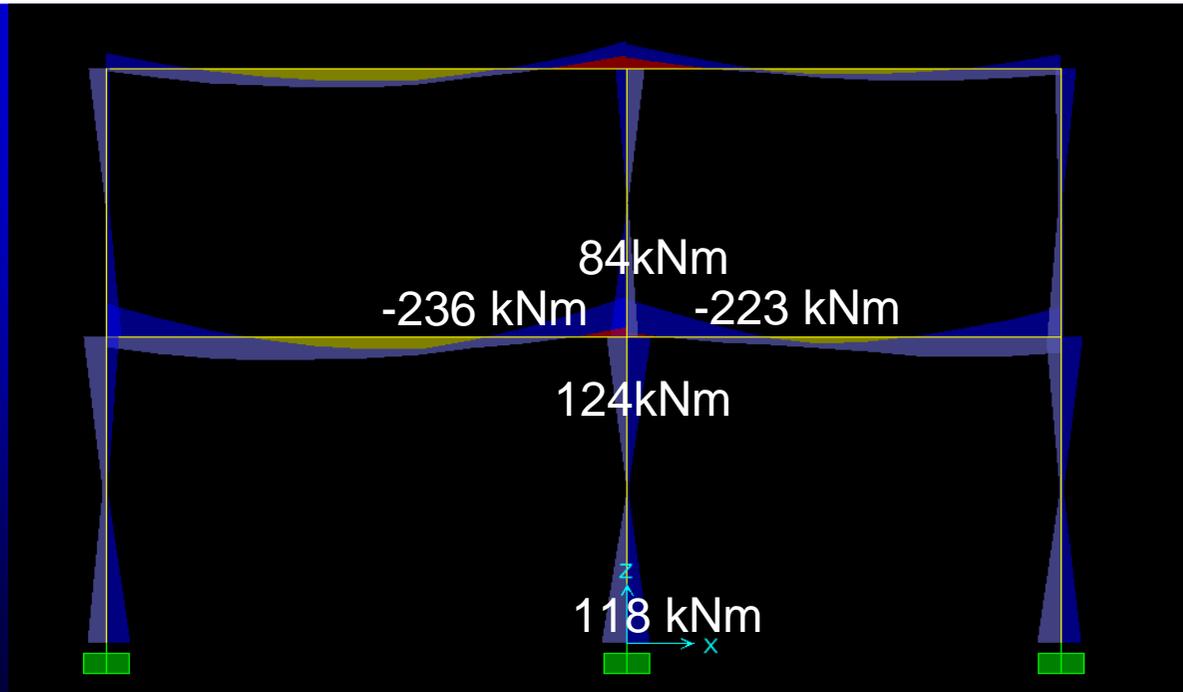
Il suddetto criterio di gerarchia delle resistenze non si applica alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.

# Esempio

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
475	0.258	2.303	0.369

$$q_0 = 3.0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3.0 \cdot 1.3 = 3.90 \quad \text{dove: } \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.3 \quad K_R = 1.0, \text{ quindi: } q = k_R \cdot q_0 = 1.0 \cdot 3.90 = 3.90$$





**Progetto travi ad armatura simmetrica 5φ 16 – Mu = 240kNm sia positivo che negativo**

**Classe B**  $\alpha = 1.1 \cdot \frac{240 + 240}{84 + 124} = 2.53$

**Classe A**  $\alpha = 1.3 \cdot \frac{240 + 240}{84 + 124} = 3$

Progettando le travi ad armatura non simmetrica si può ottenere un coefficiente più basso perché i momenti resistenti delle travi che si sommano sono quello negativo e quello positivo e quindi possono essere molto diversi.

In questo caso non c'è momento positivo sulle travi in appoggio e quindi l'armatura inferiore sarebbe quella minima pari alla metà di quella superiore 2 φ 18, da cui

$$\alpha = 1.1 \cdot \frac{240 + 130}{84 + 124} = 2$$

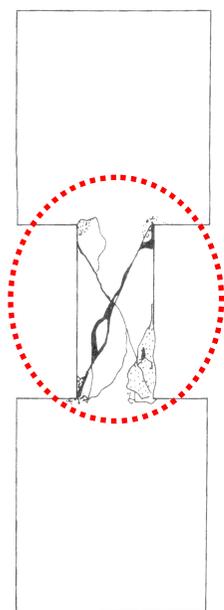
**Il momento resistente alla testa del pilastro è molto più grande di quello al piede (circa alfa volte), pertanto all'attacco in fondazione si considera quello amplificato**

## Amplificazione del taglio

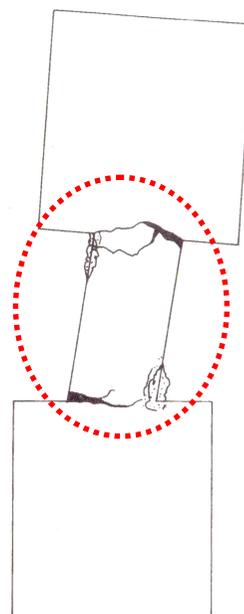
Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore  $M_{C,Rd}^s$  ed inferiore  $M_{C,Rd}^i$  secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p} \quad (7.4.5)$$

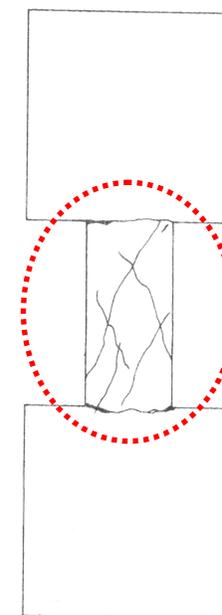
nella quale  $l_p$  è la lunghezza del pilastro. Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, le sollecitazioni di taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento sono calcolati utilizzando la relazione (7.4.5), dove l'altezza  $l_p$  è assunta pari alla estensione della parte di pilastro priva di tamponamento.



*a. Conventional steel reinforcement:  
hoops and longitudinal bars*



*b. Cross-inclined steel  
reinforcement*



*c. Multiple cross-inclined (truss)  
reinforcement*

## La rottura a taglio non consente lo sviluppo della duttilità flessionale



## Irregolarità locali nei pilastri



crisi per taglio poco duttile

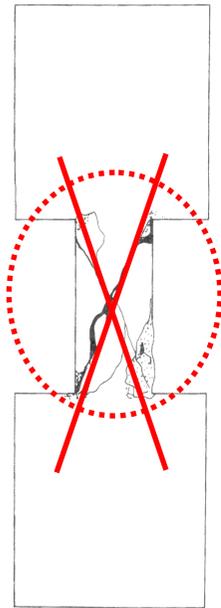
Colonne tozze



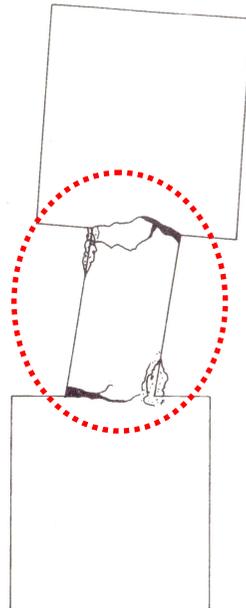
*1999 Kocaeli,  
Turkey*

## Effetto disposizione tamponatura sui pilastri

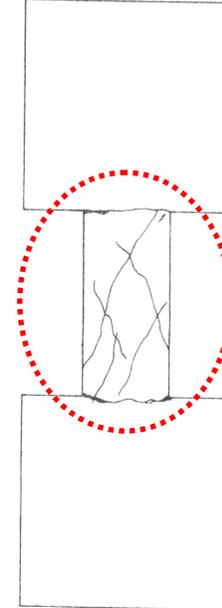
Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, l'armatura risultante deve essere estesa per una distanza pari alla profondità del pilastro oltre la zona priva di tamponamento. Nel caso in cui l'altezza della zona priva di tamponamento fosse inferiore a 1,5 volte la profondità del pilastro, debbono essere utilizzate armature bi-diagonali.



*a. Conventional steel reinforcement:  
hoops and longitudinal bars*



*b. Cross-inclined steel  
reinforcement*



*c. Multiple cross-inclined (truss)  
reinforcement*

Nel caso che la zona priva di tamponamento si trovi solo da un lato del pilastro si deve inserire per tutta questa altezza l'armatura trasversale delle zone critiche.



## Nodi Esterni



Figura 8.10. – Tipico collasso di nodi esterni senza staffatura di telai in c.a.

*Kocaeli, Turchia (1999)*

## Rottura dei nodi e instabilità della barre



**L'Aquila**

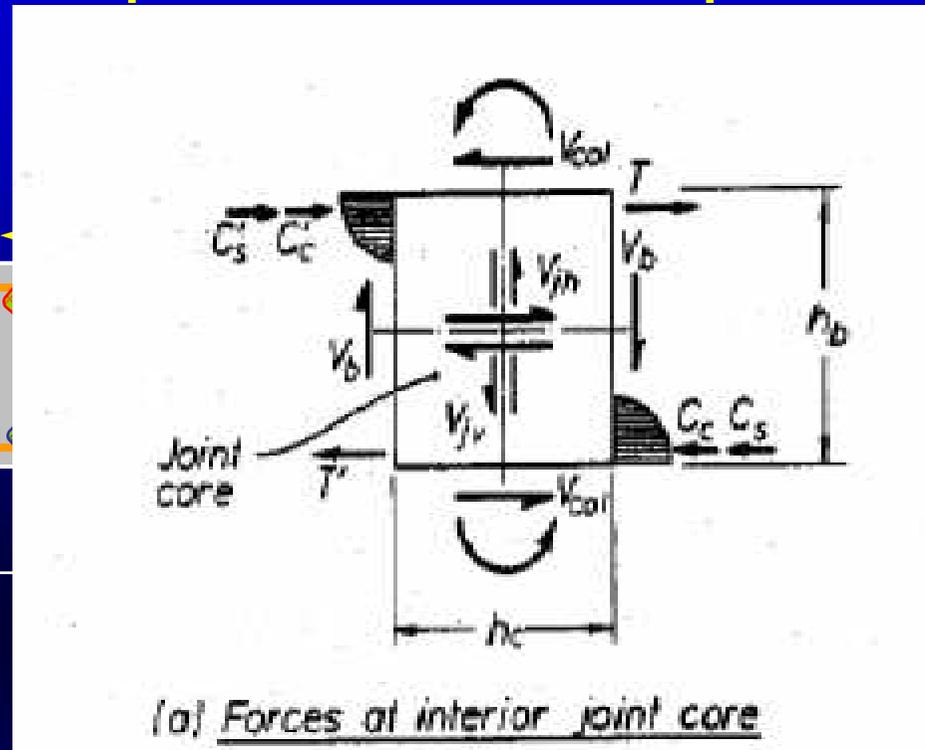
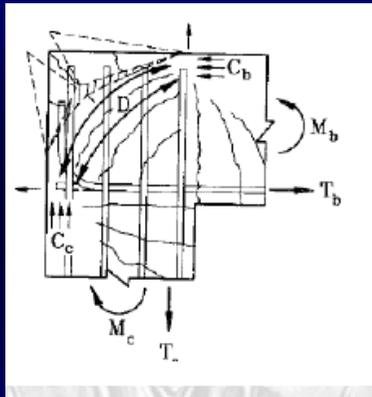
attenzione anche ai nodi interni



*Kocaeli, Turchia (1999)*

# Gerarchia resistenze – nodi più resistenti di travi e pilastri

La resistenza deve essere verificata sia lungo la diagonale tesa che lungo la diagonale compressa:



## Taglio di nodo

In assenza di più accurate valutazioni, la forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C \text{ per nodi interni}$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C \text{ per nodi esterni}$$

in cui  $\gamma_{Rd} = 1,20$ ,  $A_{s1}$  ed  $A_{s2}$  sono rispettivamente l'area dell'armatura superiore ed inferiore della trave e  $V_C$  è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, derivante dall'analisi in condizioni sismiche.

**Ag**

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{V_d}{\eta}}$$

$$\eta = \alpha_s \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ con } f_{ck} \text{ espresso in MPa}$$

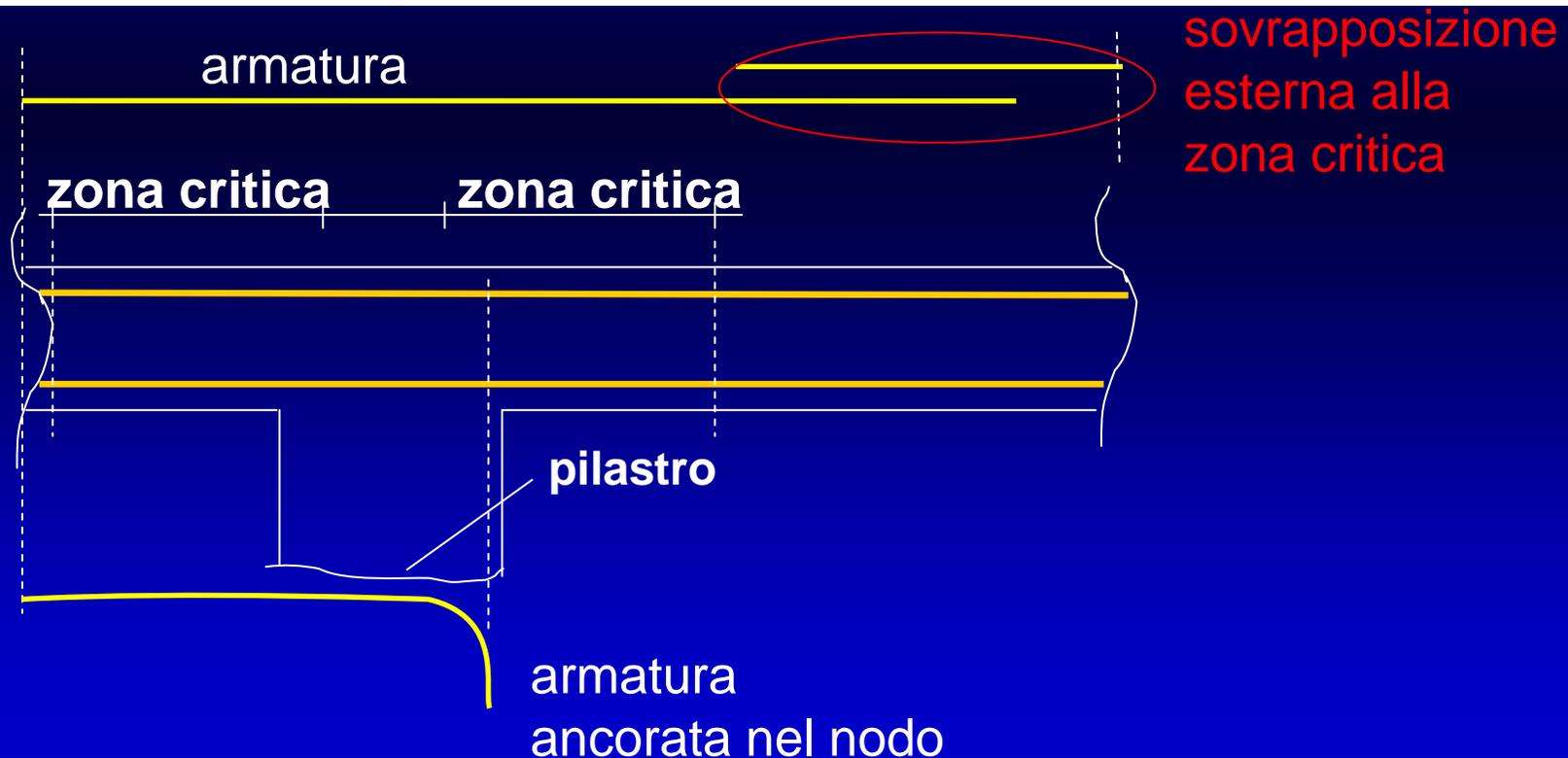
$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + V_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd}$$

## Ancoraggio ferri longitudinali travi

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione con il nodo, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
- la lunghezza di ancoraggio delle armature tese va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a  $1,25 f_{yk}$ , e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona critica, ma deve ancorarsi oltre di essa.



La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo, deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro. Per prevenire lo sfilamento di queste armature il diametro delle barre non inclinate deve essere  $\leq \alpha_{bL}$  volte l'altezza della sezione del pilastro, essendo

$$\alpha_{bL} = \begin{cases} \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho_{comp} / \rho} & \text{per nodi interni} \\ \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8v_d) & \text{per nodi esterni} \end{cases} \quad (7.4.26)$$

dove:  $v_d$  è la forza assiale di progetto normalizzata;

$k_D$  vale 1 o 2/3, rispettivamente per CD"A" e per CD"B";

$\gamma_{Rd}$  vale 1,2 o 1, rispettivamente per CD"A" e per CD"B".

Se per nodi esterni non è possibile soddisfare tale limitazione, si può prolungare la trave oltre il pilastro, si possono usare piastre saldate alla fine delle barre, si possono piegare le barre per una lunghezza minima pari a 10 volte il loro diametro disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura.

per un calcestruzzo C20/25 ed un pilastro di altezza 40 si ha

- Nodi interni – classe A – diametro  $\leq 12$  mm
- Nodi interni – classe B – diametro  $\leq 18$  mm
- Nodi esterni – classe A – diametro  $\leq 16$  mm
- Nodi interni – classe A – diametro  $\leq 20$  mm

**Importanza della distanza tra gli edifici**  
**Effetti di martellamento**



*1999 Kocaeli, Turkey*

# Importanza dei giunti

Walter Salvatore, Silvia Caprili, Valerio Barberi



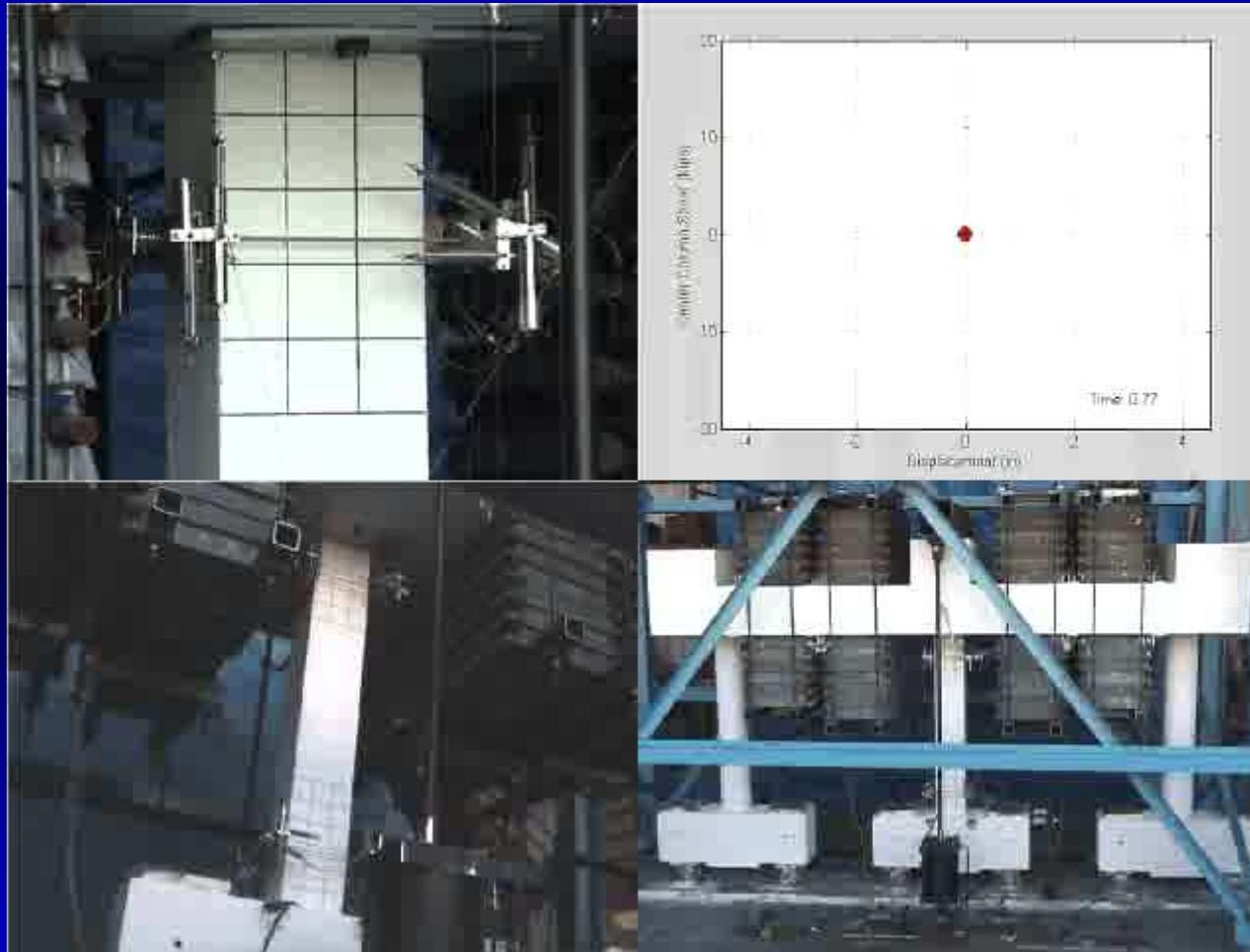
**martellamento**

## DISTANZA TRA LE COSTRUZIONI

La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo *SLV*, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare); in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad 1/100 della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per  $a_g \cdot S / 0,5g \leq 1$ . Qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base, può essere stimato in 1/100 dell'altezza della costruzione moltiplicata per  $a_g \cdot S / 0,5g$ .

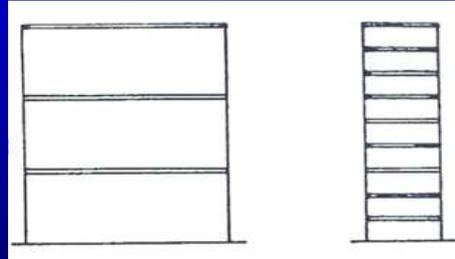
Particolare attenzione va posta al dimensionamento dei distacchi se le costruzioni hanno apparecchi di isolamento sismico tenendo in conto le indicazioni riportate nel § 7.10.4 e nel § 7.10.6.

La duttilità e la corretta progettazione del meccanismo di collasso sono una grande risorsa

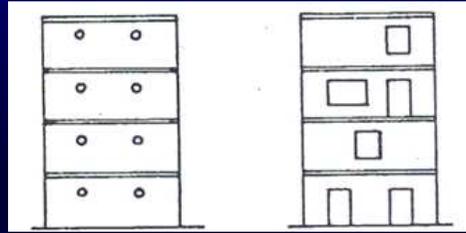


## Tipologie Strutturali con pareti

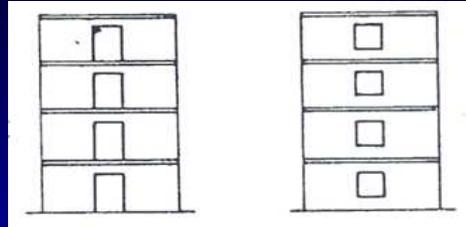
**Pareti**



**Pareti Indipendenti**

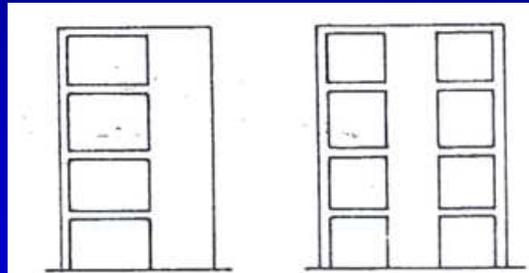


**Pareti Forate**



**Pareti Accoppiate**

**Pareti-Telai**



## Quando usare le pareti

Le pareti riescono ad avere elevate resistenze e quindi lo schema strutturale deve essere indirizzato a concentrare le azioni sismiche solo in alcune parti. Il concetto è equivalente a quello di una struttura controventata

Sono adatte ai casi in cui i pilastri devono essere pochi e di dimensioni contenute, quindi l'azione sismica si affida alle pareti

Particolarmente interessanti nell'adeguamento sismico di strutture esistenti perché consentono di limitare l'intervento solo ad alcune zone

## Limiti geometrici pareti

### 7.4.6.1.4 *Pareti*

Lo spessore delle pareti deve essere non inferiore al valore massimo tra 150 mm, (200 mm nel caso in cui nelle travi di collegamento siano da prevedersi, ai sensi del § 7.4.4.6, armature inclinate), e  $1/20$  dell'altezza libera di interpiano.

Possono derogare da tale limite, su motivata indicazione del progettista, le strutture a funzionamento scatolare ad un solo piano non destinate ad uso abitativo.

Devono essere evitate aperture distribuite irregolarmente, a meno che la loro presenza non venga specificamente considerata nell'analisi, nel dimensionamento e nella disposizione delle armature.

In assenza di analisi più accurate si può assumere che l'altezza delle zone critiche sia la maggiore tra: la larghezza della parete e  $1/6$  della sua altezza.

# Edifici con pareti

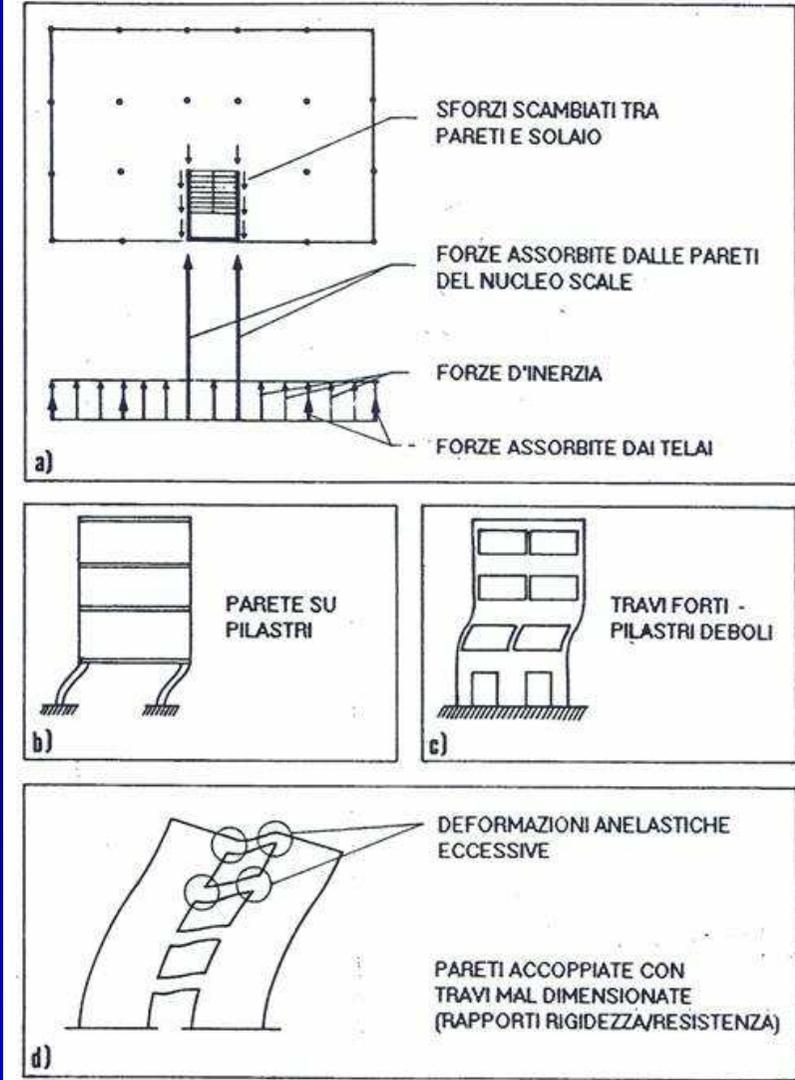
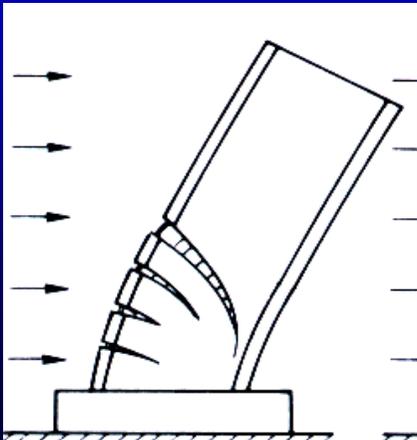
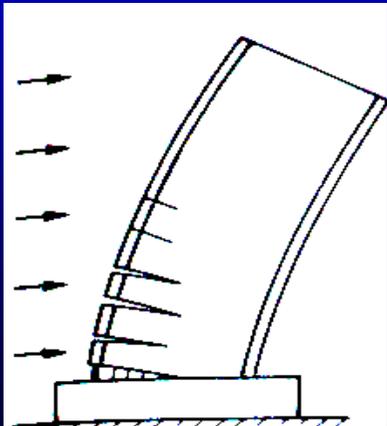


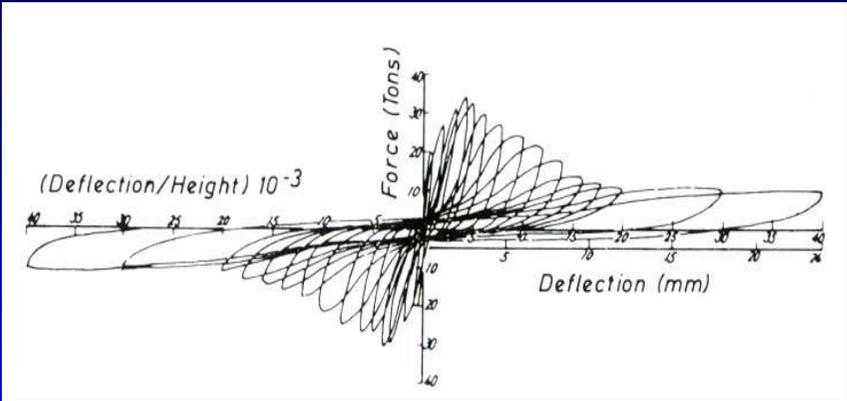
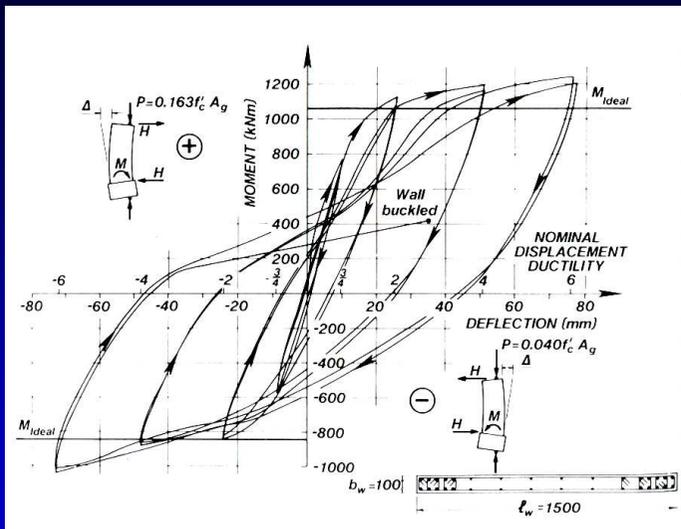
Fig. 8 - Effetti della distribuzione della rigidità tra i vari elementi strutturali

# Edifici con Strutture a Pareti

Modo di Collasso



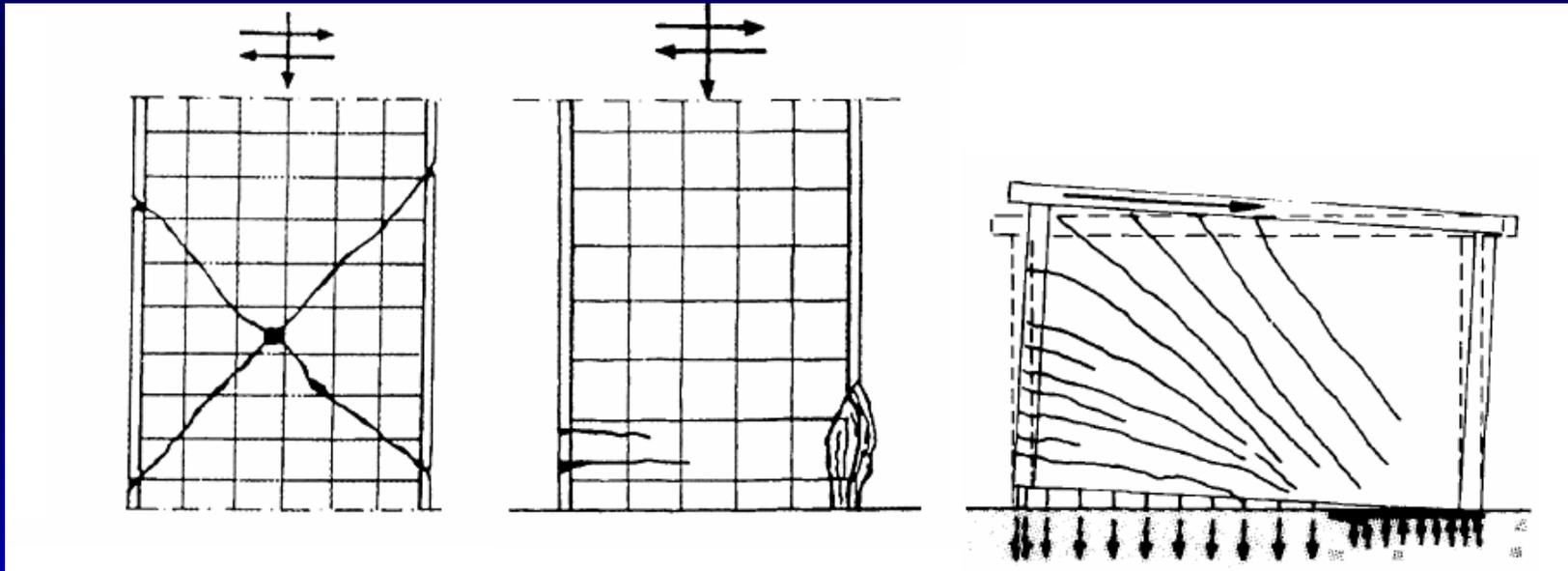
Risposta Ciclica



Comportamento sismico di pareti in regime flessionale (sinistra) e tagliante (destra).

# Meccanismi di crisi

I meccanismi di crisi che si possono verificare per l'elemento parete in cemento armato in occasione di eventi sismici, possono essere governati da sollecitazioni di:



TAGLIO

FLESSIONE

INTERAZIONE  
TAGLIO-FLESSIONE

# ROTTURA A TAGLIO

La rottura a taglio è una rottura di tipo fragile poiché chiama prevalentemente in causa i meccanismi resistenti a trazione e a compressione del calcestruzzo.

Per effetto del taglio si possono avere due differenti meccanismi:

- crisi per formazione di fessure inclinate (Fig.a)
- crisi per formazione di fessure orizzontali (scorrimento) (Fig.b)

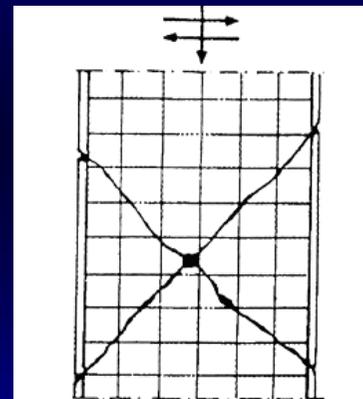


Fig.a

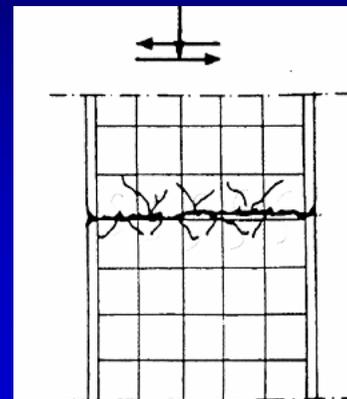
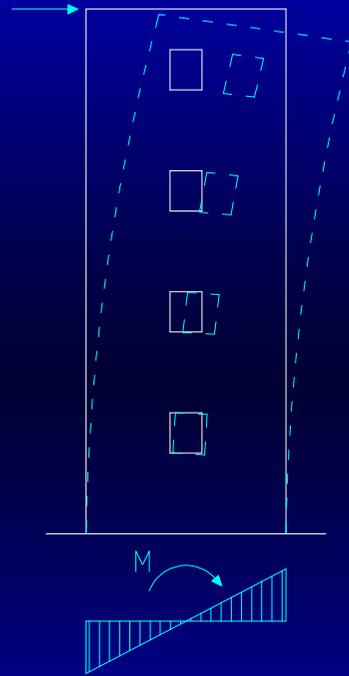


Fig.b

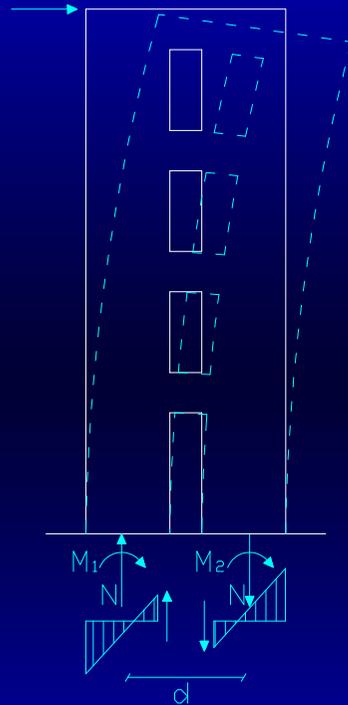
# PARETE FORATE IN C.A.

Parete con fori piccoli



$$M = M_{tot}$$

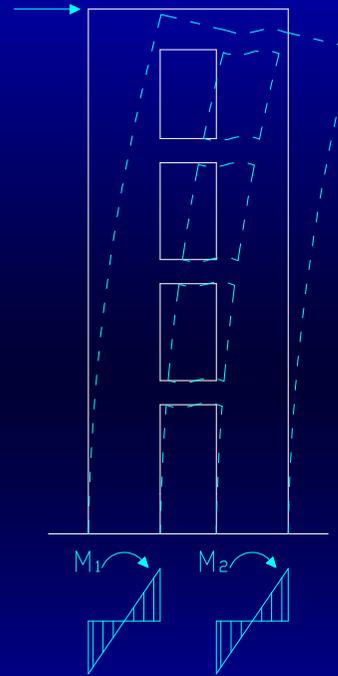
Parete con fori intermedi



$$M_{tot} = M_1 + M_2 + N \cdot d$$

$$N \cdot d = 20\% M_{tot}$$

Parete con fori grandi



$$M_{tot} = M_1 + M_2$$

Alla base si verifica la rottura più o meno duttile a secondo se la crisi riguarda la flessione o il taglio

### 7.4.3.2 Fattori di struttura

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1.

I massimi valori di  $q_0$  relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità considerate (CD "A" e CD "B") sono contenuti nella tabella seguente.

Tabella 7.4.I – Valori di  $q_0$

Tipologia	$q_0$	
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0\alpha_w/\alpha_1$	$4,5\alpha_w/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0\alpha_w/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Le strutture a pareti estese debolmente armate devono essere progettate in CD "B". Strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD "B" a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_w/\alpha_1$ :

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,3$

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$

**La duttilità dei sistemi a parete è dovuta alla plasticizzazione di più pareti nell'ambito dell'edificio e alla duttilità della singola parete**

**La duttilità della parete stessa si ottiene progettandola per attingere la crisi flessionale e utilizzando i particolari costruttivi già visti per i pilastri: staffe nelle zone compresse amplificazione della sollecitazione tagliante**

**Le pareti accoppiate hanno maggiore duttilità perché deve verificarsi la plasticizzazione anche dei traversi**

## Pareti

Si amplificano gli sforzi di taglio sollecitanti per ottenere la crisi flessionale sia in classe A che in classe B

opportune verifiche delle travi di collegamento

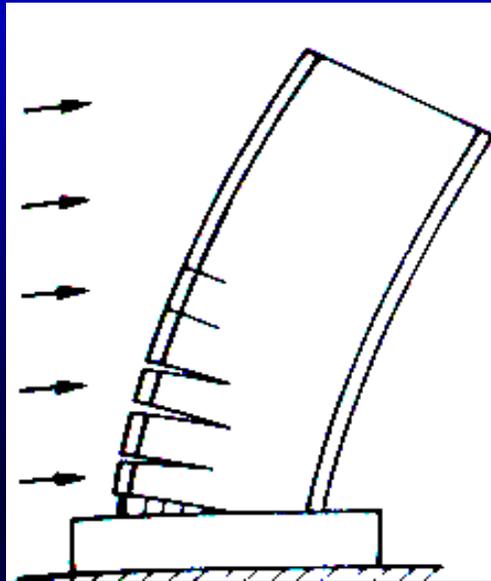
Per tutte le pareti, la forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 40% in CD”B” e il 35% in CD”A” della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

Ad esempio in classe A il coefficiente di amplificazione del taglio dipende da rapporto tra momento resistente e sollecitante

$$1,5 \leq q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)} \leq q \quad \text{per pareti snelle}$$

$$\gamma_{rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q \quad \text{per pareti tozze}$$

## Pareti



classe B

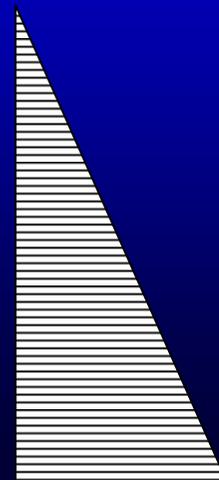


diagramma del  
momento reale

classe A

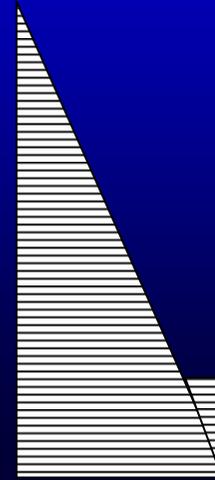


diagramma del  
momento di  
calcolo

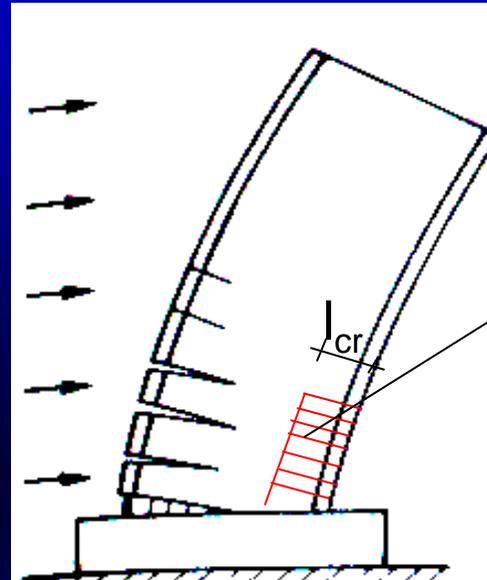


$h_{cr}$

altezza della zona  
inelastica

L'altezza  $h_{cr}$  è data dal più grande dei seguenti valori di: l'altezza della sezione di base della parete ( $l$ ), un sesto dell'altezza dell'edificio ( $H$ ); l'altezza critica da assumere non deve essere comunque maggiore dell'altezza del piano terra nel caso di edificio con numero di piani non superiore a 6 e due volte l'altezza del piano terra per edifici con oltre 6 piani, e non maggiore di due volte l'altezza della sezione di base.

## Pareti



zona confinata

$h_{cr}$

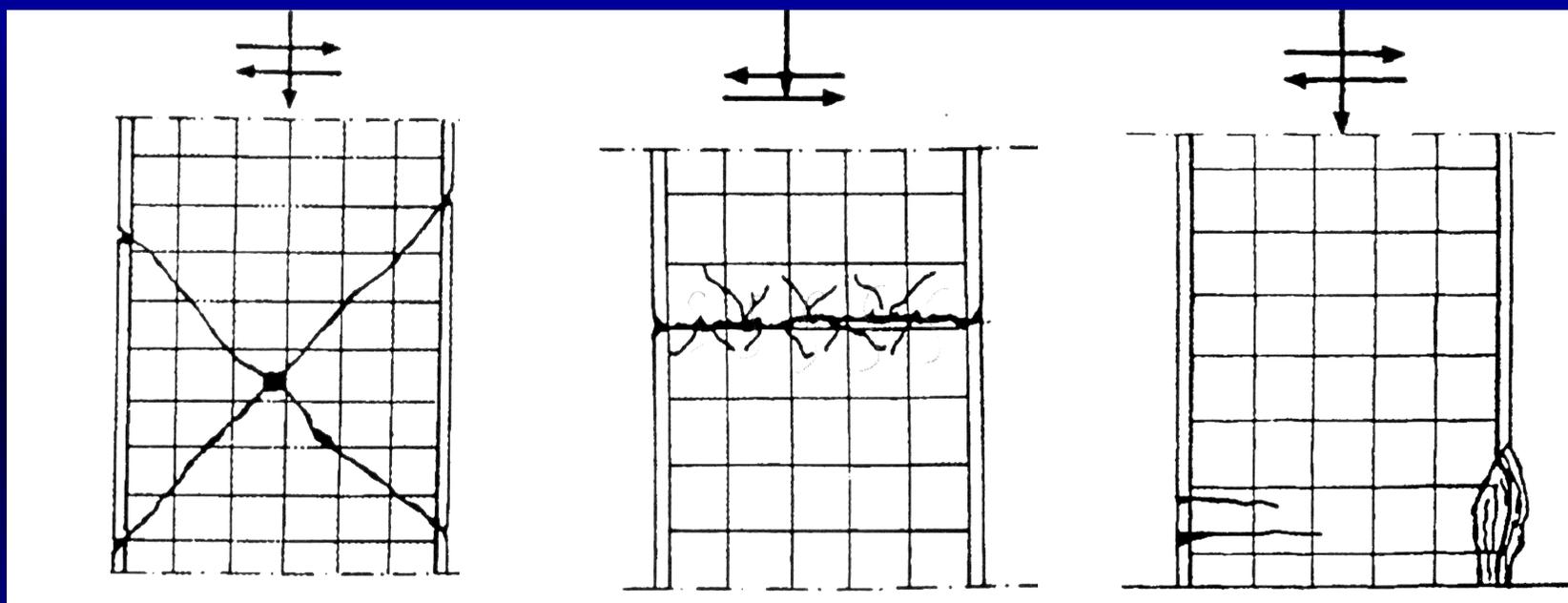
altezza della zona  
inelastica

Nell'altezza della zona inelastica di base  $h_{cr}$ , si definisce una zona “confinata” costituita dallo spessore della parete e da una lunghezza “confinata”  $l_c$  pari al 20% della lunghezza in pianta della parete stessa e comunque non inferiore a 1.5 volte lo spessore della parete.

A questa zona si applicano minimi e dettagli di armatura come quelli dei pilastri

## Pareti – verifiche a taglio

### Tipologia di meccanismi di collasso



taglio

scorrimento

flessione



Per questo tipo di rottura collaborano i ferri diagonali ma si possono inserire anche ferri sagomati

## Esempi Danni Locali in Pareti



Rottura per taglio del trasverso



Rottura per scorrimento

## Verifica a taglio compressione e taglio trazione

### Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima

La determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.1.3, assumendo un braccio delle forze interne  $z$  pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a  $45^\circ$ . Nelle zone critiche tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

### Verifica a taglio trazione dell'armatura dell'anima

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio  $\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} \cdot l_w)$  in cui  $l_w$  è l'altezza della sezione. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di  $\alpha_s$ .

Se  $\alpha_s \geq 2$ , la determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.1.3, assumendo un braccio delle forze interne  $z$  pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a  $45^\circ$ . Altrimenti si utilizzano le seguenti espressioni:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (7.4.15)$$

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + \min N_{Ed} \quad (7.4.16)$$

in cui  $\rho_h$  e  $\rho_v$  sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo,  $f_{yd,h}$  e  $f_{yd,v}$  sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali,  $b_w$  è lo spessore dell'anima,  $N_{Ed}$  è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione),  $V_{Rd,c}$  è la resistenza a taglio degli elementi non armati, determinata in accordo con il § 4.1.2.1.3.1, da assumersi nulla nelle zone critiche quando  $N_{Ed}$  è di trazione.

## Verifica a scorrimento

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (7.4.18)$$

nella quale  $V_{dd}$ ,  $V_{id}$  e  $V_{fd}$  rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo delle armature inclinate presenti alla base, il contributo della resistenza per attrito, e sono dati dalle espressioni:

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{cases} \quad (7.4.19)$$

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos \phi_i \quad (7.4.20)$$

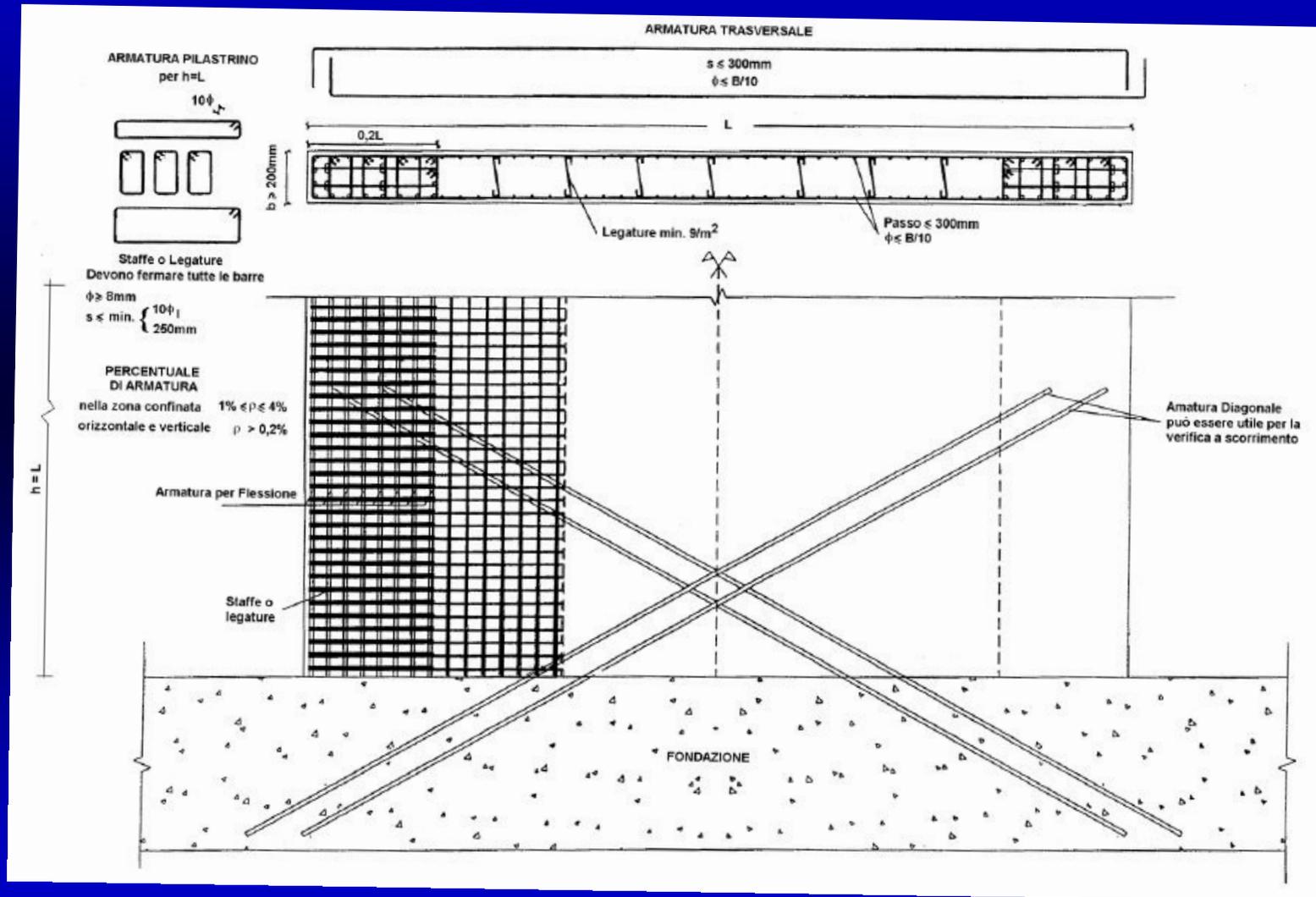
$$V_{fd} = \min \begin{cases} \mu_f \cdot \left[ \left( \sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed}/z \right] \\ 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{cases} \quad (7.4.21)$$

dove  $\eta$  è dato dall'espressione (7.4.9) (in cui  $\alpha_j=0,60$ ),  $\mu_f$  è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (può essere assunto pari a 0,60),  $\sum A_{sj}$  la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento,  $\xi$  l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione,  $A_{sj}$  l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo  $\phi_i$ .

Per le pareti tozze deve risultare  $V_{id} > V_{Ed}/2$ .

La presenza di armature inclinare comporta un incremento della resistenza a flessione alla base della parete che deve essere considerato quando si determina il taglio di calcolo  $V_{Ed}$ .

# Armatura tipo alla base



## travi di collegamento pareti

Travi aventi altezza pari allo spessore del solaio non sono da considerare efficaci ai fini del collegamento.

La verifica delle travi di collegamento è da eseguire con i procedimenti relativi alle travi se è soddisfatto almeno uno dei seguenti requisiti:

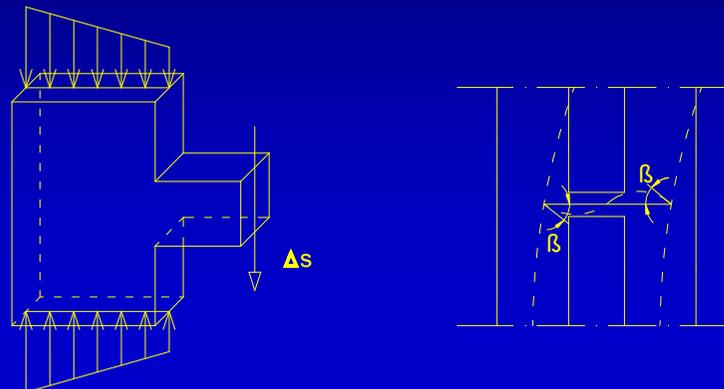
- il rapporto luce netta e altezza è uguale o superiore a 3;
- lo sforzo di taglio di calcolo risulta:

$$V_d \leq f_{ctd} b d$$

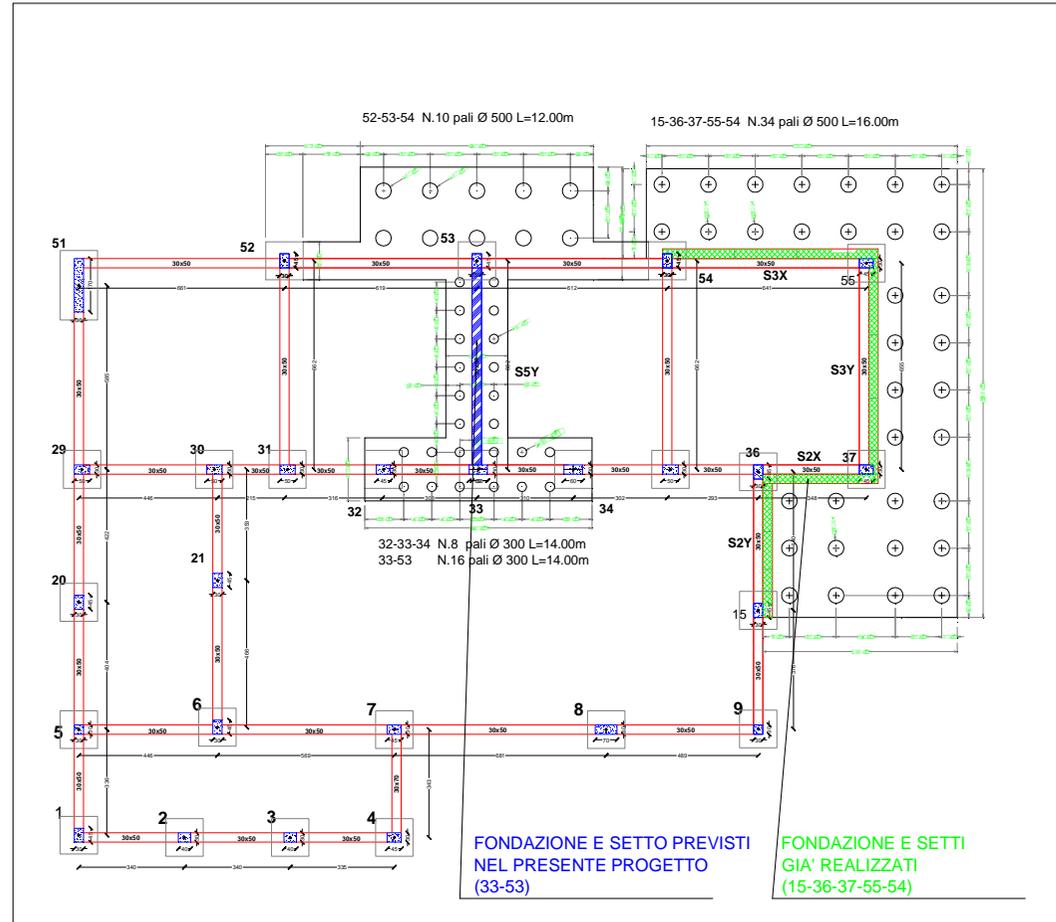
Se le condizioni precedenti non sono soddisfatte lo sforzo di taglio deve venire assorbito da armature ad X, con sezione pari ad  $A_s$  per ciascuna diagonale, che attraversano diagonalmente la trave e si ancorano nelle pareti adiacenti, in modo da soddisfare la relazione:

$$V_d \leq 2A_s f_{yd} \cdot \sin \alpha$$

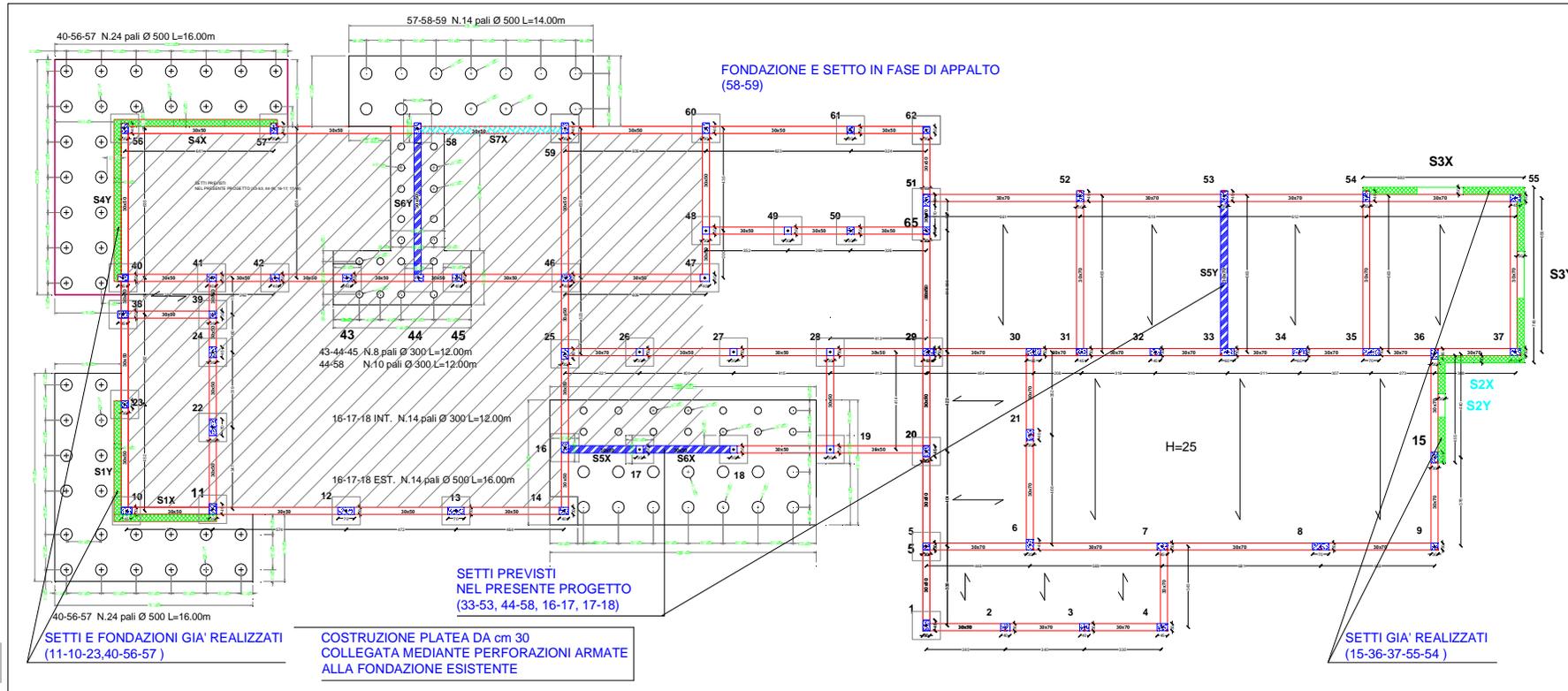
essendo  $\alpha$  l'angolo tra le diagonali e l'asse orizzontale.



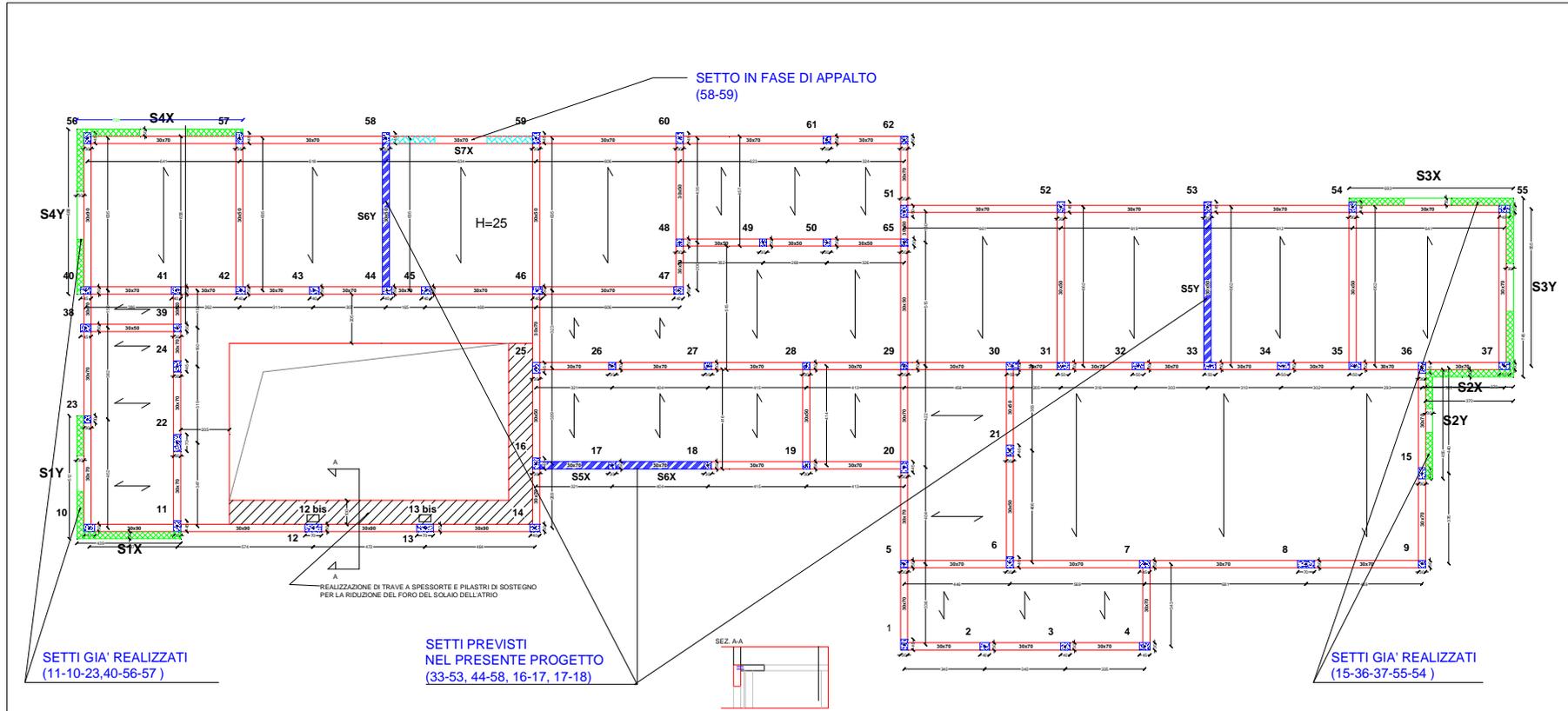
# Fondazione livello inferiore



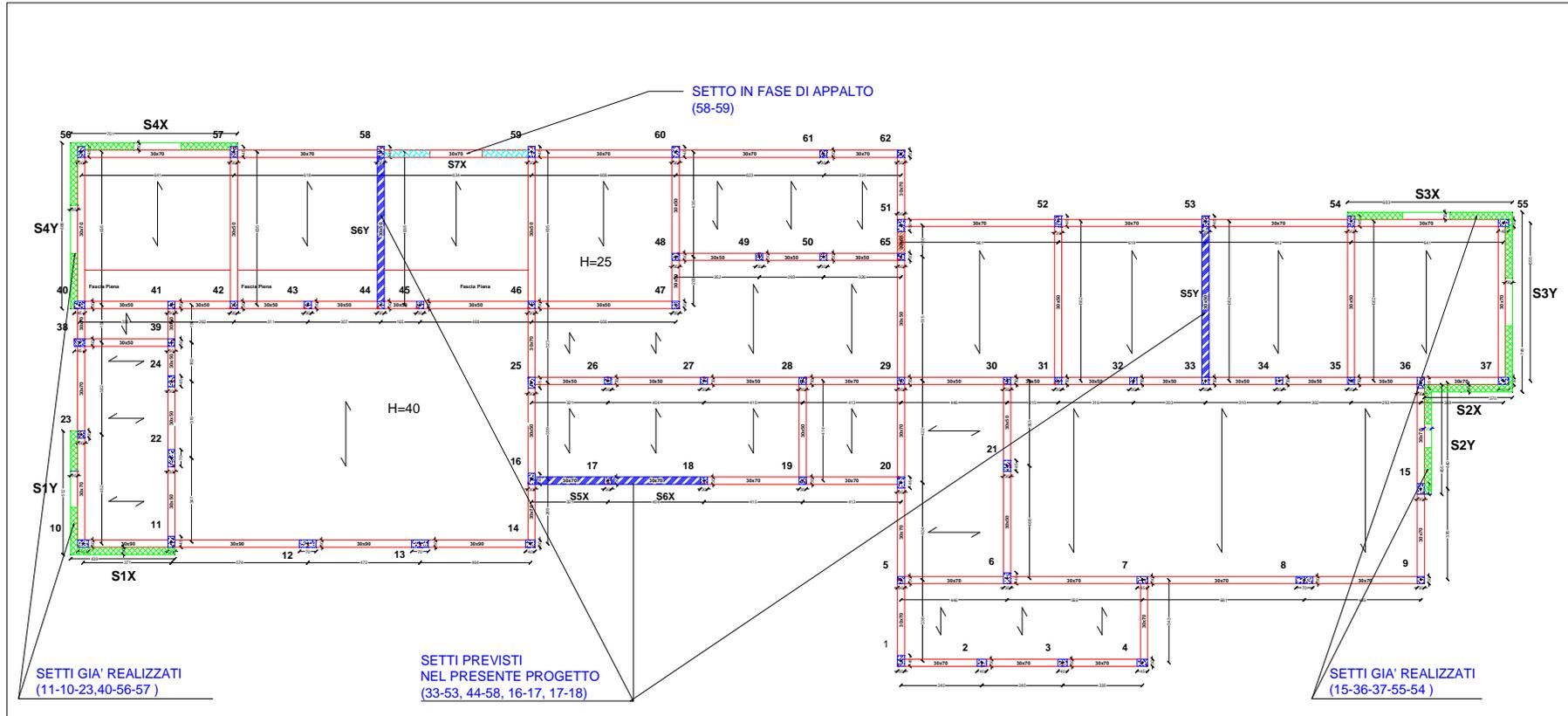
# Fondazione livello superiore

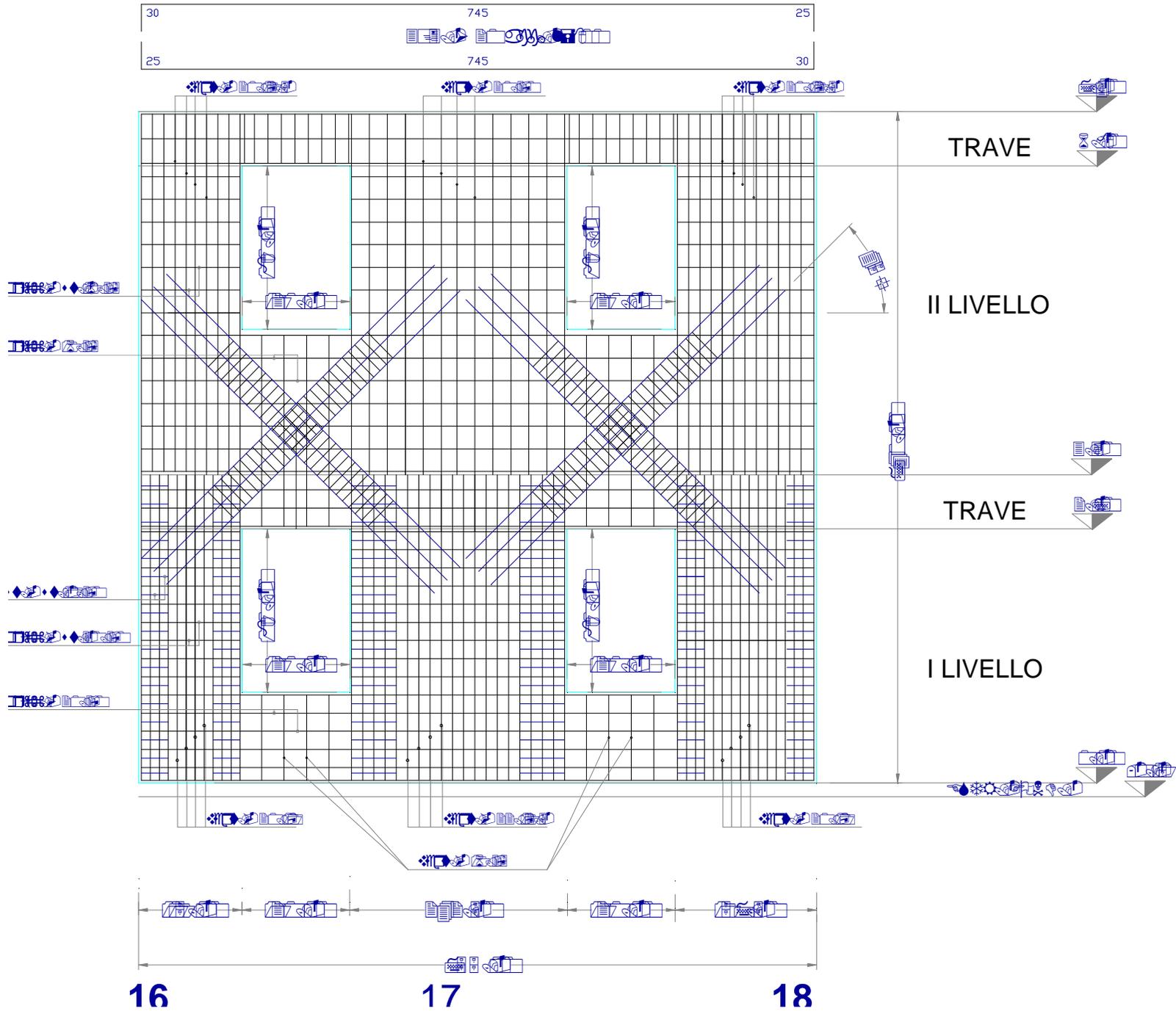


# I piano

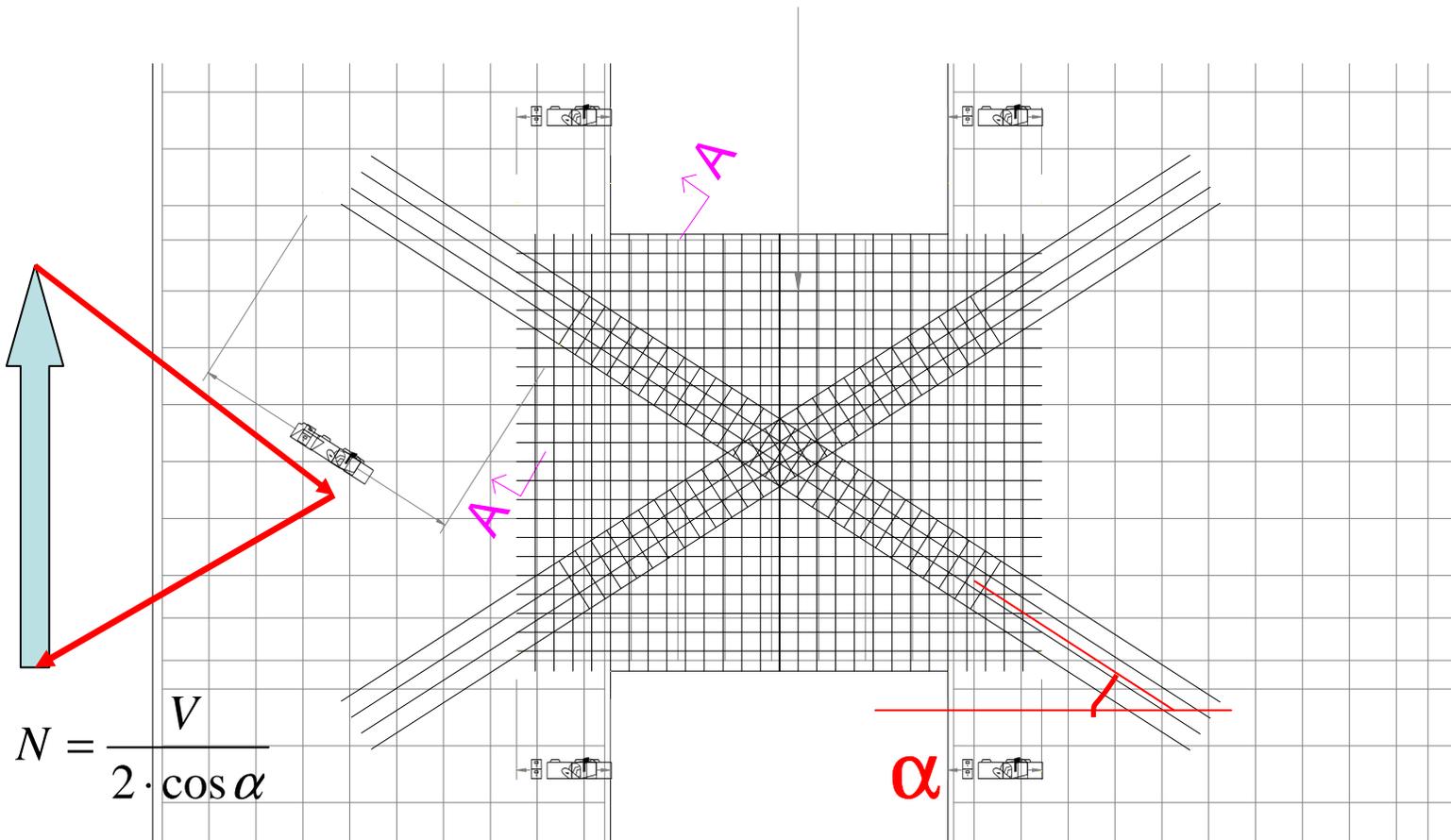


# Il piano





**V**



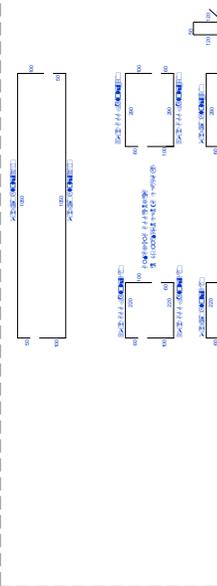
Travi di collegamento pareti



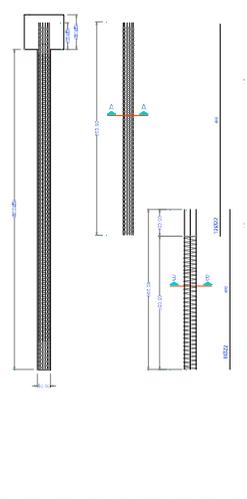
Armature a X



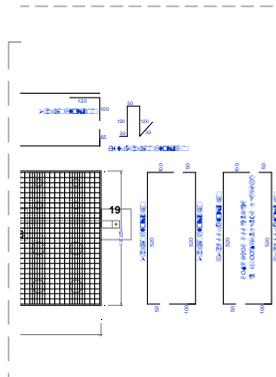
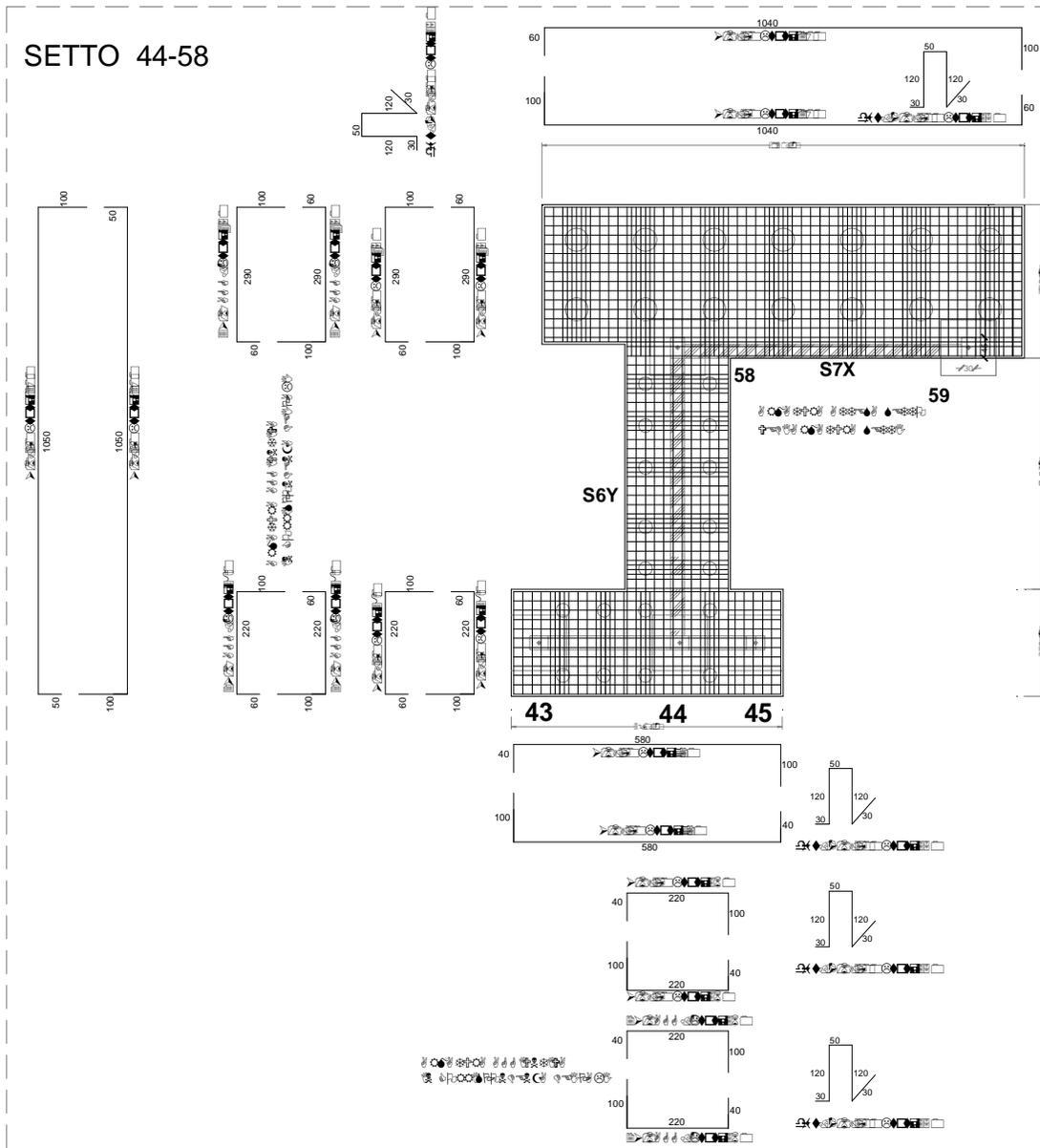
SETTO 44-58



ARMATURA PALO Ø50CM L

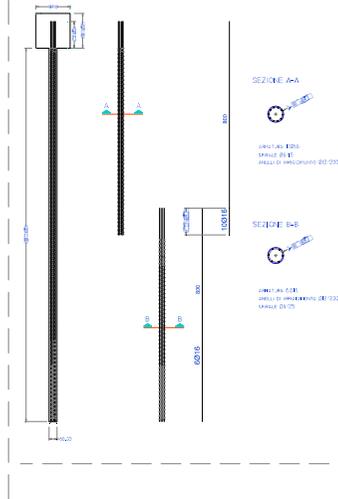


SETTO 44-58



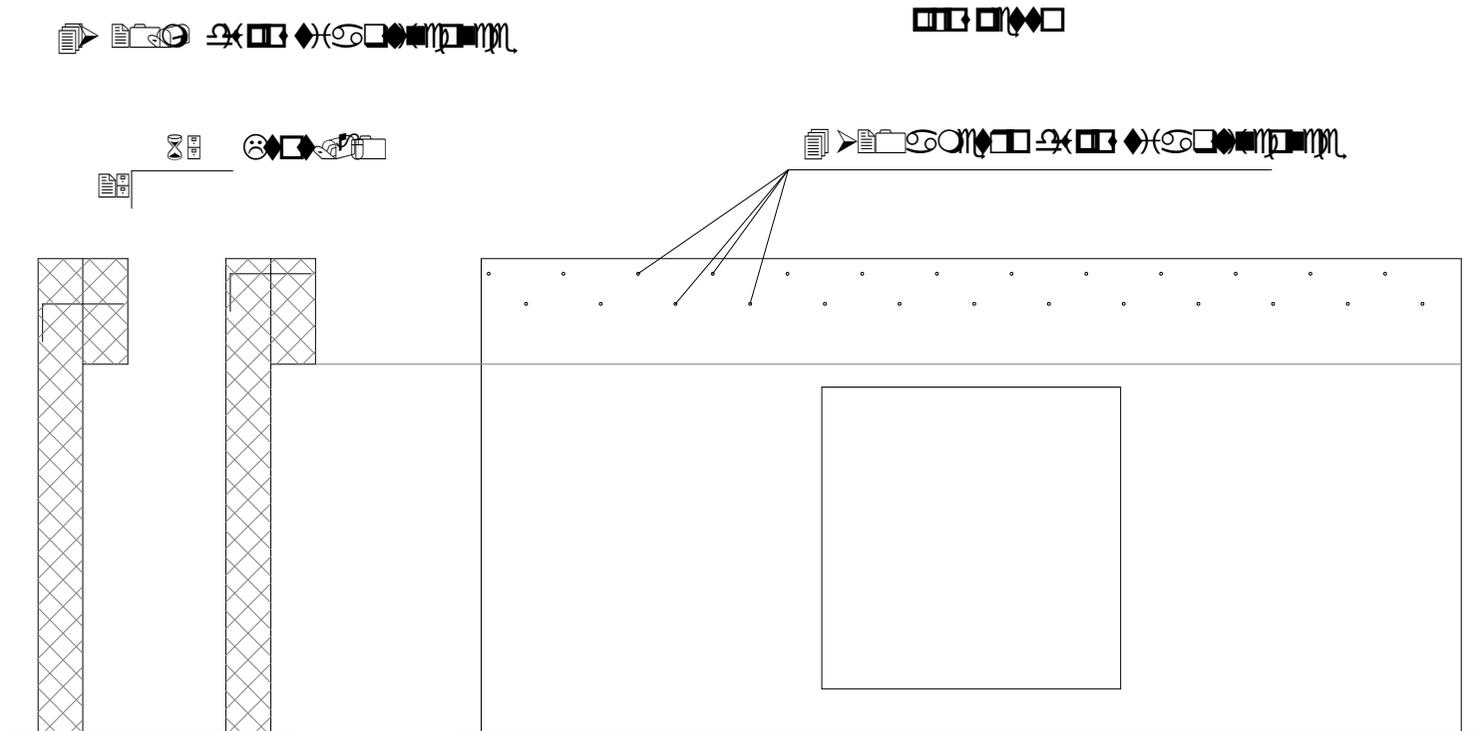
**PROPRIETÀ DEI MATERIALI**  
 CALCESTRUZZO RBK 250  
 ACCIAIO FE B 44 K  
 Barre ad aderenza migliorata  
 Controlato in stabilimento

ARMATURA PALO Ø30CM L=14.00M

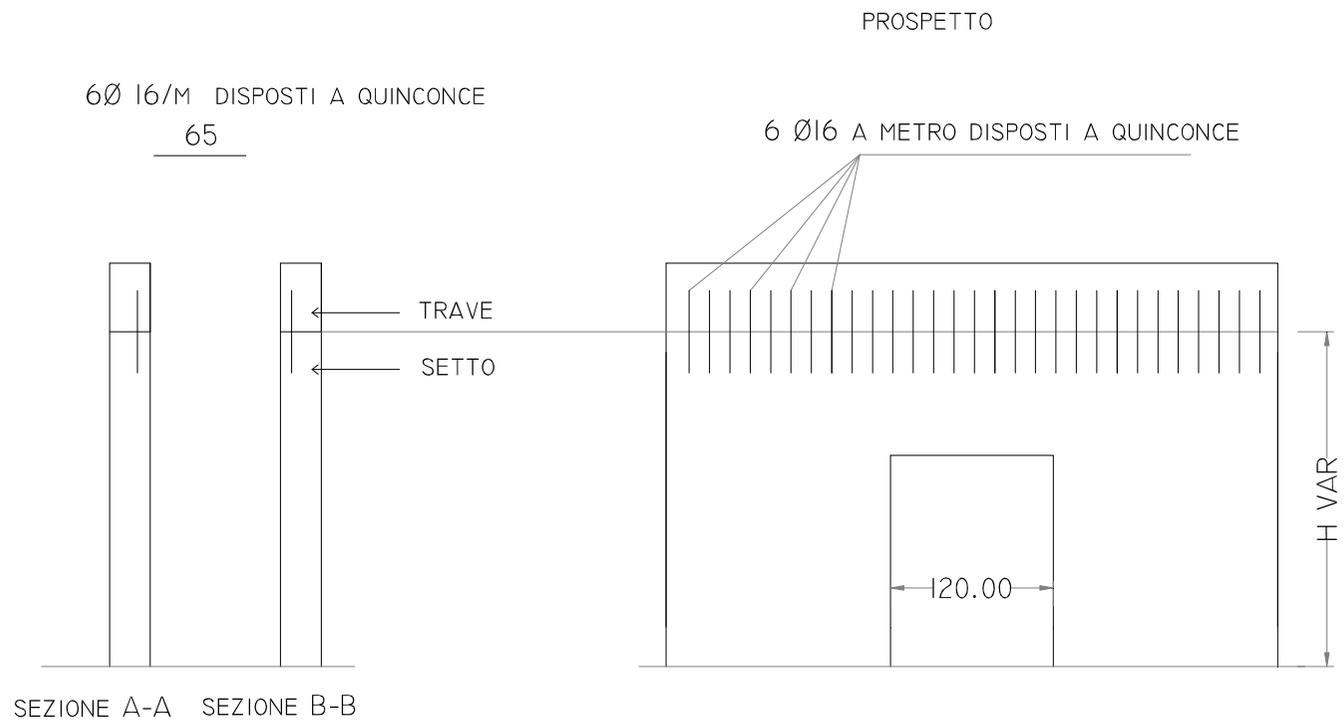


SEZIONE A-A  
 SEZIONE B-B  
 SEZIONE C-C

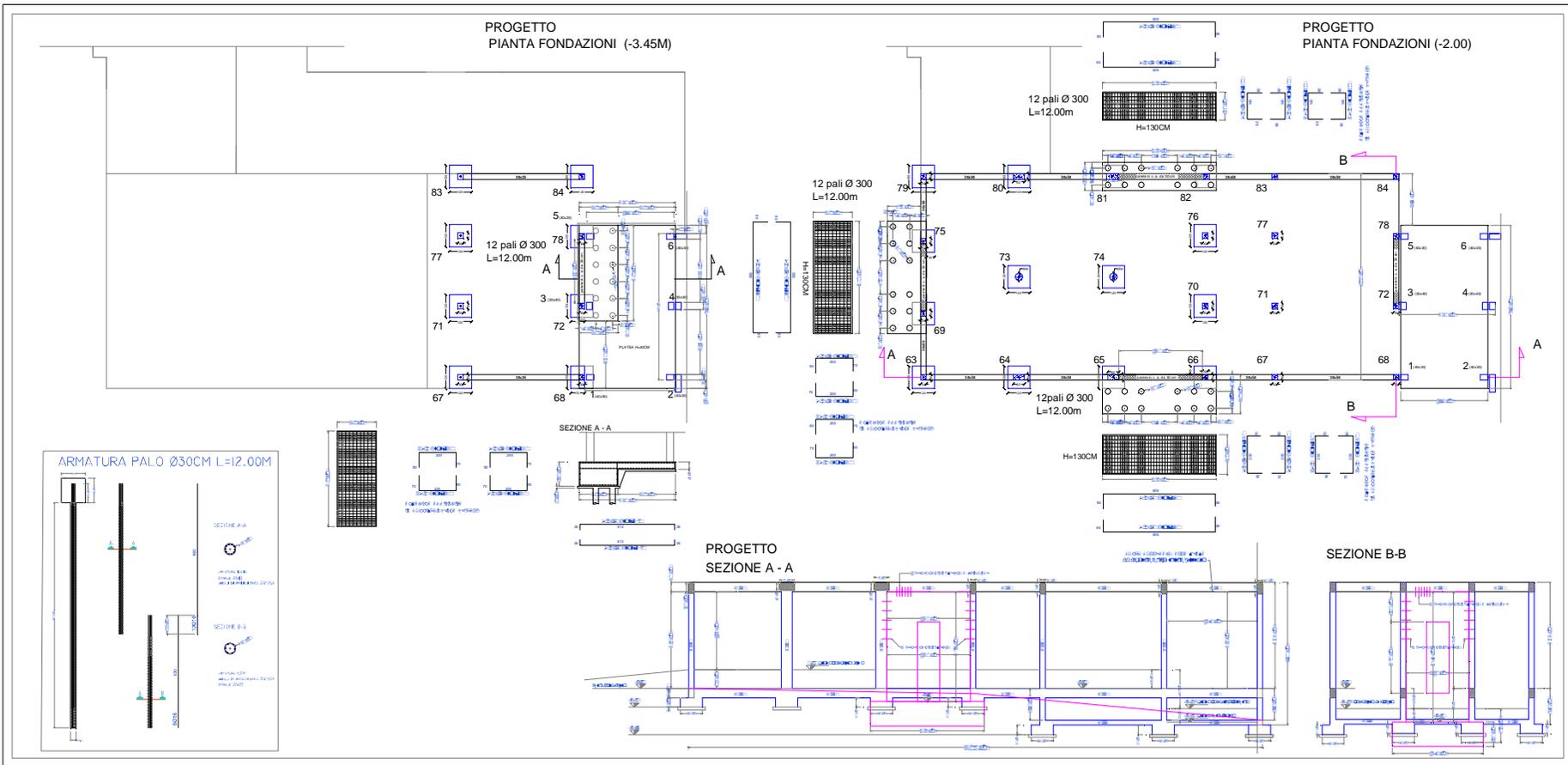
# Collegamento parete alla trave di piano



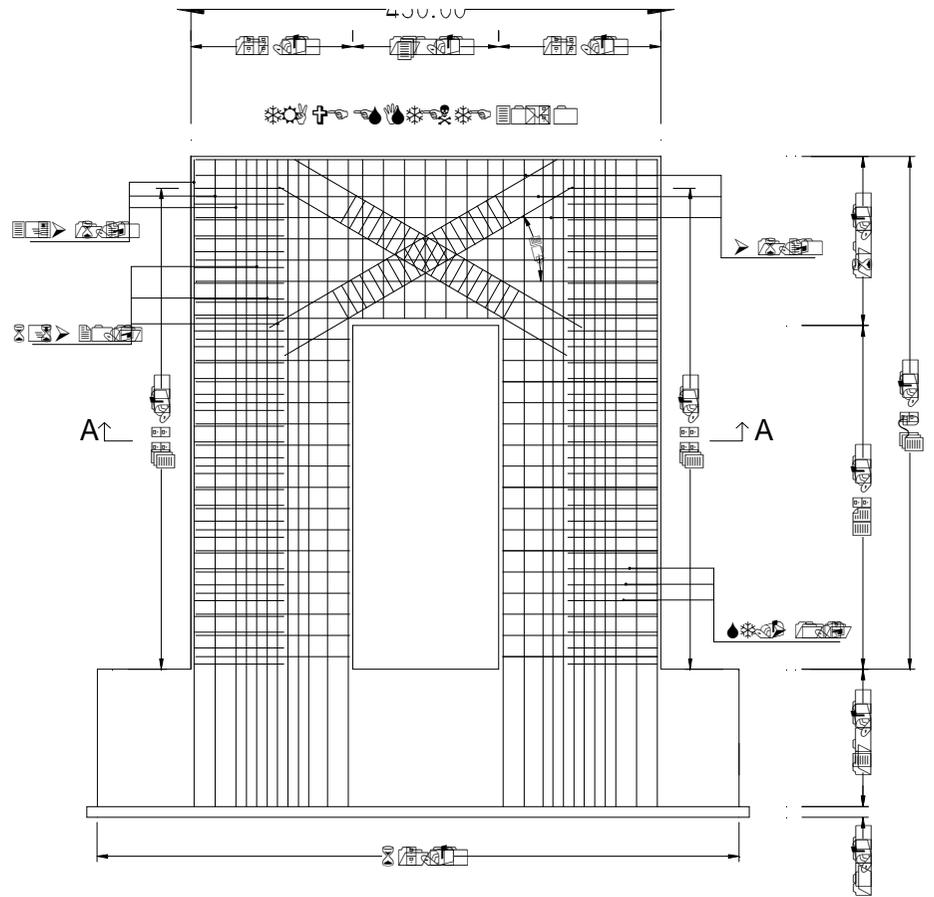
# PARTICOLARE COLLEGAMENTO SETTO TRAVE



PARTICOLARE COLLEGAMENTO SETTO TRAVE  
PIANTA

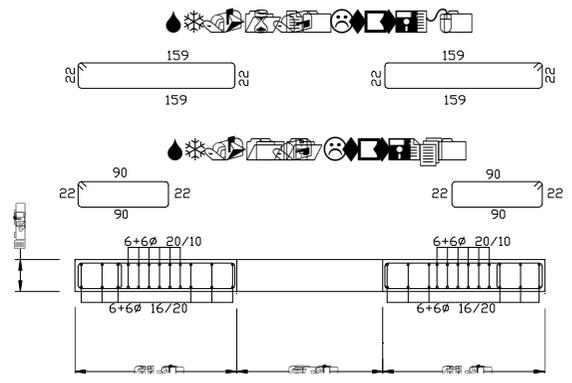






81

82



57