

QUINTA PARTE

2	Scienza e Tecnica delle Costruzioni
5	Comportamento dei puntoni
9	Ruolo della matematica
9	Commentario all'EC6
11	Milioni di metri cubi
13	EFFETTO TELA
15	Ma la Tecnica non offre verità
17	Non saremo il fanalino di coda
19	Barbacani e MAPIC
20	Cantico dei cantici delle duttilità
23	SLD - Calibro passa non passa
24	SLD - Tramezze armate comunque
26	Nuove parole derivate
29	Sapere e tecnica condiviso

QUINTA PARTE

Scienza e Tecnica delle Costruzioni

(leggi in termini deterministici e regole rappresentabili in termini statistici)

Il tecnico accetta soltanto a malavoglia la contraddizione inerente al fatto che le leggi e i risultati fondamentali della Scienza delle Costruzioni (strutture snelle in cui valgono le ipotesi fondamentali della teoria usuale dell'elasticità) sono rappresentabili in termini deterministici , quelle della Tecnica delle Costruzioni (strutture tozze , nelle quali in alcune zone si oltrepassa lo snervamento) mediante regole in termini statistici .

Il progettista è convinto che le leggi della Tecnica delle Costruzioni (considerato l'attributo dell'estensione e delle apparenti irregolarità) possono essere descritte mediante intuizione e non necessariamente in termini matematici .

Risolvere un'equazione differenziale non significa - di per sé - risolvere una struttura.

L'analisi deve operare su un modello (o una famiglia di modelli) consistente ed adeguato , in grado di contenere i modi di lavoro della struttura .

Se l'obiettivo è la soluzione di un problema strutturale , l'analisi deve essere rappresentativa.

Se l'obiettivo è la soluzione di un algoritmo matematico , allora la tecnica risolutiva adottata deve essere accurata .

La cultura costruttiva premoderna era basata su principi e regole intuitive derivate strettamente dai materiali impiegati e dalle modalità di connessione .

La fase di formazione del modello è quindi la premessa indispensabile per ottenere risultati ingegneristicamente affidabili .

Data l'enorme varietà di situazioni che si possono presentare , l'argomento non si presta ad una trattazione sistematica .

Nelle murature armate è possibile invece enunciare alcuni criteri a carattere generale , da adottare come linee guida (ragionevole previsione dell'effettivo comportamento strutturale) . In sismica (SLU) abbiamo necessità di un modello a fessurazione diffusa .

Scopo di questi modelli orientati in modo specifico al progetto , è quello di porre in evidenza i meccanismi resistenti e di ricondurre l'intero problema a pochi ed essenziali parametri , immediati da cogliere , ed agevoli da impiegare per ogni valutazione riguardante dimensionamenti e verifiche.

Un parallelo non andrebbe tirato troppo , ma possiamo considerare la Scienza delle Costruzioni come una partita a scacchi (gioco in sé logico , che richiede calcolo ed intuizione) , e la Tecnica delle Costruzioni come una partita a dadi (regole statistiche) , con una estensione indeterminata del numero di dadi .

Al progettista è affidato il compito di giocare al meglio questa seconda partita , allo studente la prima .

In Scienza delle Costruzioni , per il teorema di Kirchhoff , abbiamo l'unicità dell'equilibrio elastico (a date forze esplicite corrisponde un solo stato di equilibrio elastico con un solo sistema di deformazioni interne) .

Il teorema vale naturalmente sino a che valgono le ipotesi fondamentali logiche della teoria

dell'elasticità , ma cade in difetto quando cadono queste ipotesi .

Alla Scienza delle Costruzioni (per ipotesi con azioni esterne esplicite) non si può chiedere di dare una risposta su strutture tozze mediante regole in termini statistici .

Sono strutture tozze , con sezioni variabili lungo l'asse , dove gli effetti indotti sulla struttura vengono diffusi al suo interno secondo una pluralità di percorsi orientati anche dall'accidentalità degli ingranamenti dei conci esistenti (spesso a doppio paramento) , e dalla accidentalità delle aperture , dove può mancare la flangia collaborante e la scatolarità ,

In Tecnica delle Costruzioni la valutazione della sicurezza (e gli effetti delle azioni sulle strutture) può essere *valutata secondo numerose teorie e metodi , con riferimento in genere ad un modello estratto* , che cerca di correlare azione con l'effetto dell'azione.

La validità e conseguente affidabilità del risultato è funzione dell'attendibilità sperimentale delle ipotesi di base e dei nessi strutturali .

Spesso l'incertezza è quasi ritenuta utile ; ci è cara per evitare l'inevitabile che dobbiamo affrontare . Possiamo anche dire , e senza contraddizione , che *la probabilità regna ovunque ; che è la nostra guida nel pensare e nell'agire* .

Sembra quindi più attraente affrontare gli azzardi progettuali , percorrendo la strada della valutazione , lasciandoci guidare dall'intuizione , anziché dal freddo calcolo matematico senza riscontri .

Nondimeno , il modo di risolvere il problema nelle murature armate o confinata , ha *l'attrattiva delle soluzioni semplici* , è basato su intuizioni confortate da dati sperimentali recenti e diretti (su edifici completi) .

Non manca più la base scientifica di riferimento e *la muratura armata non è più un materiale incapace di resistere a sforzi di trazione* .

Il tema delle murature armate è rimasto finora irrisolto come problema scientifico , perché probabilmente , nessuno ci aveva pensato (Eladio Dieste lo ha dimostrato) .

Le teorie strutturali non hanno mai preceduto il costruito , ma ne sono state generate .

Una norma prestazionale *non può anche insegnare in che modo il progettista si fa imbrogliare dai numeri (dal computer)* , quando il ragionamento induttivo è fallace o utilizzare argomenti e modelli inadeguati (i numeri vengono allora usati per nascondere la propria ignoranza) .

Purché vengano rispettati i livelli di sicurezza e di prestazioni attese , il progettista può utilizzare modelli diversi (nessuna norma ha titolo per insegnare la modellazione) .

I modelli sono semplificazioni , operate dal progettista , che tengono conto dei fattori decisivi ed essenziali (trascurando quelli meno importanti) .

Per ogni stato limite si introduce un modello ; accade spesso il caso di avere uno stato limite dominante sugli altri .

Sfortunatamente anche i fanatici sostenitori dell'impiego esclusivo degli stati limite , *non risolvono il problema e trovano la soluzione nell'affermare che un modello esprime una variabile dipendente , come funzione delle variabili di progetto (indipendenti)* .

L'aggiungere poi che la differenza tra la predizione del modello ed il risultato sperimentale può essere recuperata con altri parametri che contengono le incertezze di modello , non soddisfa il progettista .

Si sa bene che in letteratura , nei congressi , nel software, ... esistono (sono pieni) anche modelli belli ma assurdi , incapaci e poco oggettivi , i quali sfacciatamente non hanno neppure bisogno di parere verosimili (per es. lo spettro di risposta dell'EC8) .

Il criterio (GF) ci può insegnare a passare da una absurdità mascherata, a quella che è palesemente tale.

Il primato della prova sperimentale (ripetibile anche in corso d'opera) sulle teorie è assoluto

(la discussione può sollevare obiezioni , ma non finire nel dubbio o nel dissenso).

Le teorie costruendo modelli , non sono un azzardo logico ; cercano di essere il predicato delle prove .

Il progettista , per rispettare i livelli di sicurezza e per giocare al meglio la sua partita , è sempre alla ricerca di un modello ideale ; sa che questo modello ideale è la misura sperimentale della sicurezza su un edificio completo con la sua "*gravitas*" (*mai annullata dalle azioni di progetto , in nessun punto dell'edificio nelle murature portanti armate*) .

Con la sismica dobbiamo abbandonare il campo , relativamente comodo , della statica , per quello ben più complesso della **dinamica delle strutture pesanti** con fessurazioni .

Con prove su edifici completi , non solo si ottengono garanzie di qualità della costruzione (con esclusione di possibili errori grossolani) , ma è l'unico mezzo per individuare la sensibilità della risposta strutturale e ricavare poi i dati per la modellazione (modello ideale su base sperimentale) .

Le prove stesse possono inoltre servire ad integrare i risultati valutati su schemi incerti o su dati di base difficilmente quantificabili .

Le prove su prototipo , mancando la gravità delle strutture , *sono prove preliminari e di controllo* ; non sono atte a fornire indicazioni per la scelta dello schema di comportamento delle strutture e degli elementi da adottare nei calcoli.

La modellazione (per rispettare i livelli di sicurezza) delle costruzioni in murature armate , sulla guida del Criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF) , può appoggiare su solide basi sperimentali e disporre di un maggior potere di penetrazione verso un non impossibile modello ideale .

Il calcolo teorico è sufficiente per la verifica di edifici in murature armate (raramente dovranno essere convalidati da prove sperimentali preliminari) .

Anche la riabilitazione (primi interventi) strutturale del patrimonio edilizio esistente , può essere innovata dall'impiego della basi (teoriche e sperimentali) sottostanti al Criterio (GF) .

Nota

Ma la maggior parte delle situazioni , nella vita del cantiere , non sono deterministiche , sono invece molto ambigue , e decisioni importanti devono essere prese in un contesto poco chiaro (recupero dell'esistente , fondazioni ,) .

Ricordo l'ammonimento di un professore , al corso di specializzazione in c.a. : " Bisogna , col calcolo , sapere che cosa sta facendo la struttura " .

Usava allora due calcolatrici Olivetti Divisumma (noi usavamo il regolo calcolatore) .

L'altro professore , sosteneva che nella determinazione del momento d'inerzia di una struttura tozza , quale una diga , era importante anche un millimetro (la diga del Vajont non è stata rotta dall'onda tremenda) .

Ciò significava (ho capito molto tempo dopo) purgare gli esperimenti di calcolo sulla struttura , da ogni traccia di ambiguità .

Se un calcolo non da conto di tale ambiguità . i suoi risultati sono quasi vanificati.

La perizia del progettista deve **mirare soprattutto a trovare quello che è meglio per la struttura** , e in seconda battuta la macchina della verità del calcolo (la seconda chiaramente al servizio del primo) .

E' strano che agli ingegneri ci sia voluto così tanto , per decidere di rivolgere la loro attenzione alla concezione strutturale (prima dell'epoca moderna c'era solo quella) .

Concezione strutturale e macchina del calcolo sono strettamente legate e , in circostanze normali , operano di comune accordo .

Bisogna riconoscere che ci sono tecnici che possono possedere una concezione strutturale

molto appropriata , ma una macchina del calcolo , carente .
Forse le capacità intuitive sono potenziate nelle persone che invecchiano

Comportamento dei puntoni

(le meraviglie dell'arco a tre cerniere con un elemento compresso e due tesi)

Che vale conoscere dei fatti , se non si sa il grado del loro valore logico per lo speciale problema che si ha innanzi ?

Dinnanzi all'instaurarsi del puntone diagonale , capita di trovare due ingegneri nella più perfetta discordia di valutazione logica del fatto .

Il modello dell'arco a tre cerniere , caricato in questo modo , non l'avevo mai trovato sui testi di Tecnica delle Costruzioni.

Nella muratura confinata per procedere all'analisi del complesso strutturale (*struttura reticolare spaziale*) alle azioni orizzontali , occorre valutare le risposte dei singoli puntoni diagonali sui quali vengono trasmessi i carichi orizzontali che competono al piano .

Non disponiamo di fotografie di danni rilevati sulle pareti di edifici in muratura confinata , cimentati da eventi sismici di forte intensità in Italia .

Così pure sono troppo poche le campagne sperimentali condotte su questi edifici (*in muratura armata portante indentellata confinata MAPIC*) .

Trattasi di muratura dove , nelle condizioni limite , si instaura con certezza il puntone diagonale (arco a tre cerniere) e che ha capacità di esplicitare tensioni di trazione nelle armature metalliche incluse nei corsi di malta .

Sotto l'effetto di una azione sismica di media - bassa intensità , i danni strutturali (SLD) su edifici in MAPIC sono sempre di entità trascurabile (*non disponiamo di alcuna documentazione fotografica di danno o fessurazione*) .

Il materiale di tutte le fibre del panciuto puntone (i muri assumono il ruolo di diagonali compresse) rimane in campo elastico ; *il puntone che si instaura all'interno del pannello è reversibile* nel senso che può sopportare nuove sollecitazioni .

Il mantenimento in campo sostanzialmente elastico della struttura MAPIC , semplifica e rende più affidabile l'intera procedura di progettazione (aderenza del modello di calcolo al reale comportamento della struttura in situazione accidentale sismica) .

E' consentito l'esecuzione di analisi semplificate, di tipo statico , come pure è permessa la progettazione senza l'adozione di particolari regole per la determinazione delle sollecitazioni (ci interessano gli spostamenti - sono facilmente misurabili in sede di collaudo) .

Non è inoltre richiesto il rispetto di prescrizioni geometriche molto restrittive , ne l'esecuzione di dettagli costruttivi , a volte molto complicati e di difficile realizzazione nelle strutture in c.a.

Ci sforziamo invece (con una documentazione sperimentale molto esigua) di *immaginare quali meccanismi* (sicuramente duttili) *di danno* (crisi) *si instaurano allo SLU* (terremoti italiani di forte intensità - eventi rarissimi) .

All'interno del pannello confinato , dobbiamo configurare un panciuto puntone diagonale (individua la parte reagente della muratura allo SLU) .

Esplorando (immagine esplosa) questo arco a tre cerniere, caricato senza alcuna instabilità , scopriamo che il pilastro - vertice - non mantiene allo stato limite la propria rettilinearità , ma viene incurvato .

E' arduo per un ingegnere dissimulare il proprio stupore davanti ad una membratura rettilinea e tesa, caricata dalla muratura confinata , allo stesso tempo resa curva.

Suppongo sia un caso unico nella tecnica.

L'entità dello sforzo nei vertici del puntone è identica a quella nel ventre , ma qui il puntone ha una dimensione maggiore . Si ha cioè una concentrazione di tensioni ai vertici ,

rispetto al ventre (scampanatura dei carichi) .

L'accorciamento del puntone è favorito dal basso modulo di elasticità E (possiamo considerare , senza grave errore , il pilastrino ed il cordolo inestensibili) .

Allo SLU (o meglio sotto l'effetto dell'azione sismica di forte intensità in Italia) questo elemento strutturale (puntone) , che il progettista ha destinato a zona dissipativa , ha già subito danni di rilevante entità ?

Nessuna dato sperimentale è disponibile per una risposta che risolva compiutamente le questioni

In MAPIC non abbiamo foto di danni o fessurazioni, in Italia (ma forse nel mondo intero). Sicuramente le fessurazioni , in una muratura MAPIC che ha elevate capacità di esplicitare tensioni di trazione , sono difficili da ottenere (anche in pannelli con aperture , armati ad ogni corso di malta , dove di instaurano i barbacani) .

Ai fini della classificazione delle parti dissipative , le parti tese devono poter essere classificate come duttili .

La perdita della compagine interna è dovuta al superamento della resistenza a trazione del materiale . I barbacani (contrafforti triangolari o trapezoidali) si instaurano solo in pannelli con aperture .

Le connessioni verticali (pilastrini - vertesi) ed orizzontali (cordoli ai piani) non dissipative , come pure i collegamenti della muratura indente alla struttura confinante , possiedono una sufficiente sovrarresistenza .

Qui occorre chiarezza impegnativa .

1) *Il modello* (uno per ciascuna direzione principale) della struttura rappresenta in modo adeguato la distribuzione della rigidezza alle azioni orizzontali (anche allo SLU) ? I riscontri teorici e sperimentali ci confermano con certezza che è adeguato.

2) La muratura MAPIC è una parte di struttura (a basso modulo elastico E) specificatamente *progettata per dissipare energia* ?

Sicuramente .

3) Dissipare energia (allo SLU) *con fessurazioni o danni localizzati* ?

Non risulta da alcuna documentazione .

4) I meccanismi di danno o di crisi *sono di tipo duttile* ?

Sicuramente , trattasi di muratura armata ad ogni corso .

5) Ha una *residua capacità portante* nei confronti dei carichi verticali ?

Sicuramente assodato . *E' una progettazione attenta ai meccanismi di rottura* (crisi) , sia a livello locale , che a livello globale ; come pure attenta ai dettagli di progetto esecutivo , che condizionano l'effettivo sviluppo della duttilità richiesta .

E' garantita la prevenzione di modalità di crisi non messe in conto nel calcolo.

6) Le *tramezze interne armate*, e collegate alle strutture d'ambito , hanno rigidezza e resistenza tali da non essere ignorate nell'analisi della risposta all'azione sismica ?

Per esperienza diretta sul campo (terremoto di Reggio E .) le tramezze partecipano alla resistenza globale dell'edificio .

7) La MAPIC è una struttura in cui il progettista può ottenere , in maniera estesa e controllata , una *struttura ad alta duttilità* ?

Si . Le armature metalliche sono incluse in un mezzo a basso modulo elastico E .

Alla duttilità (spostamento interpiano) locale e globale il puntone diagonale partecipa con tutta la sua lunghezza (accorciamento) .

8) E' adeguatamente giustificato assumere un *fattore di struttura* $q = 5$?

Si . Ha capacità di spostamento non inferiore ad una struttura in c.a.

Il puntone non impegna mai interamente la sua riserva di duttilità (e di spostamento) .

Il valore del fattore di struttura (riduttivo delle accelerazioni di progetto) dipende in particolare dal sistema costruttivo , dalla sovrarresistenza e ridondanza della struttura.

9) E' possibile fare affidamento anche sulle *flange collaboranti* alle intersezioni dei muri?

Si . Le flange collaboranti comportano una espansione del dominio N-V (risulta maggiormente evidente per alti valori di sforzo normale N) .

Questo requisito è di grande utilità perché consente di trasferire (entro certi limiti) alla flangia , una parte degli sforzi sopportati dal pannello intersecante .

10) Le armature metalliche *ad alta duttilità* , possono essere associate ad un materiale a basso modulo elastico E , quale il laterizio ?

Si , non c'è alcun riscontro contrario .

La gagliardia delle opere di Eladio DIESTE hanno messo a partito (fuso) il cervello di chi ha ammirato le sue strutture .

11) L'influenza dei *pannelli con aperture* non invalida eccessivamente la rigidità dell'edificio ?

No . I pannelli con aperture sono necessari per permettere al complesso una duttilità in termini di spostamento interpiano .

Senza aperture sarebbe eccessivamente monolitica in termini di resistenza, rigidità e duttilità.

Sono pannelli, dove si instaurano i barbacani, ma è assicurata una sufficiente duttilità locale (le aperture non vanno incorniciate - errore delle norme - con armature verticali) .

Le forze orizzontali vengono assorbite anche dal nucleo irrigidente della gabbia scale ascensore .

12) La muratura confinata è sufficientemente adattabile con muri traspiranti alla diffusione del vapore, a faccia a vista (*bioedilizia*) o a doppio strato , o ad alta inerzia termica ?

Si , vedi tavole dei dettagli .

13) Per le armature metalliche incluse nella malta è assicurata *adeguata aderenza* ed ancoraggio ?

Si , le barre sono inoltre ancorate (o passanti) il pilastrino .

La continuità delle armature sarà garantita da sovrapposizioni di 60 diametri .

14) Armature metalliche *ad ogni corso di malta* , non sono esagerate ?

No . Le armature metalliche (di piccolo diametro) ad ogni corso è un dettaglio essenziale , irrinunciabile .

Vanno calibrate in base ai pannelli con aperture (qui necessarie nei barbacani) e nei pannelli senza aperture per coprire le zone di concentrazioni di tensioni (azioni cicliche) . Studi sperimentali su muretti hanno dimostrato che *l'influenza della percentuale di armatura diffusa , sulla resistenza a taglio della muratura , è espressa da una legge quasi lineare* (entro certi limiti) .

Le condizioni di confinamento , *altamente efficaci in quanto il confinamento è teso* ed agiscono *su una muratura portante* , mantengono le tensioni delle armature metalliche diffuse a livelli considerevolmente più bassi di quello di snervamento .

Non ci sono scorrimenti , dovuti alle azioni orizzontali, in corrispondenza all'estremità superiore del pannello (potrebbero verificarsi nella tamponatura) .

L'armatura disposta all'estremità del pannello e ben ancorata nel pilastrino verticale da un contributo particolare e con basse tensioni (in particolare se si instaura la flangia collaborante del muro intersecante) .

In sostanza , al costruttore non interessa una valutazione precisa della *minima quantità necessaria* di armatura diffusa (interessa la facilità di posa e giunzione) .

Conclusioni:

La MAPIC è una tecnologia scardinante e dirompente ; le conoscenze circa il comportamento in zona sismica sono note e sopra descritte sinteticamente .

Sono scarse *le conoscenze dei meccanismi di danno* (non abbiamo fotografie di dopo terremoto , sulle modalità di danneggiamento o crisi) , ne si possono inventare sulla base degli studi sperimentali fino ad oggi effettuati .

Le modalità di rottura o di crisi che troverai in letteratura , *non si riferiscono alla muratura MAPIC* , e non voglio fare azzardi basati esclusivamente su osservazioni empiriche .

Si rende necessaria una più ampia disponibilità di risultati sperimentali , per una valutazione e previsione di questi meccanismi .

Ma un risultato operativo è ormai certo , *l'abbandono e la non necessità di blocchi speciali ed armature diffuse verticali* .

L'armatura diffusa verticale esplica principalmente una azione perno (piolo) , e questo per effetto di grandi scorrimenti orizzontali (in MAPIC non ci sono) .

Non giova a maggiorare l'angolo caratteristico di scampanatura dei carichi.

Non favorisce la collaborazione della flangia nel muro intersecato .

Non solo non occorrono blocchi speciali , ma vengono impiegati laterizi semipieni a basso modulo di elasticità E (per ottenere duttilità in termini di spostamento) .

L'efficacia dell'azione perno (piolo) è funzione del modulo elastico E del mezzo avvolgente ; *nel muro Quetta si impiegano mattoni pieni* (modulo elastico E sufficientemente alto) .

Se una norma ignorante apre la bocca , un numero straordinario di libri sbagliati gli presterà le sue frasi peggiori .

Ignorante è quel professionista che si trova fra le mani una norma di cui non conosce il ridicolo .

Sfortunatamente per loro , il CNR-GNDT con **Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche** , 1984 , Documento di studio sottoposto ad inchiesta pubblica , aveva *un sistema di idee chiare sulla flangia collaborante e sulla muratura confinata* .

Da più parti si chiede di spiegare il mistero (il pasticcio) della mancata e definitiva approvazione di quella meravigliosa norma .

Nella bibliografia allegata al volume , T. Tassios , *Meccanica delle murature* , 1988 , Liguori editore , questa norma è *ripetutamente citata* .

Avevo già sposato l'idea della muratura confinata , prima di quella data (1967) , la mia muratura era MAPIC , quella del CNR-GNDT era MPIC (non armata orizzontalmente) .

L'idea più imprecisa (ma parte sostanziale della teoria delle murature) della flangia collaborante è stata apprezzata dopo .

Sembra quasi un'idea senza volto , invece ha in sé una forza scardinante .

Era una marciapiede sul quale ero passato mille volte , ed un giorno mi è apparso nuovo.

Rigirando questa idea , mi si presentavano quaranta facce nuove e ho cominciato a servirla in cantiere .

L'idea vive tutta nello sforzo che facciamo per intenderla ; poca importanza dall'idea da cui si parte , ma il sistema a cui si arriva (il giro febbrile delle idee associate alla flangia collaborante : l'angolo variabile della scampanatura dei carichi , snellezza convenzionale di una muratura , fattore laterale di vincolo , ammorsature armate , criterio della gerarchia delle fessurazioni ,) . Le idee rovesciate come un guanto , mostrano le cuciture .

Allora certe idee mi piacciono come un vecchio piatto di ceramica decorata .

In cantiere i convertiti alla muratura armata , sono anche i più sicuri della bontà della tecnologia , e diventano irremovibili (non useranno mai più muratura ordinaria) .

Si sono resi finalmente conto , *che occorrono modeste risorse per realizzare la nuova muratura* , e a loro non importa se i colleghi continuano ad impiegare muratura ordinaria.

La validità delle murature armate si misura dal non bisogno di proselitismo ; è nel franamento della muratura ordinaria che si passa alla murature armate .

Ruolo della matematica

Può esistere la tecnica delle costruzioni in muratura senza matematica ?

Per duemila anni la risposta è stata semplicemente : si .

Al contrario , al giorno d'oggi è sufficiente sfogliare un qualsiasi manuale per rendersi conto della massiccia presenza di un apparato matematico , a volte assai sofisticato (*universo della precisione*) .

Non vi è dubbio che la matematica si sia rivelata particolarmente efficace .

Ha il compito di fornire una struttura logica del modello strutturale .

Oppure costituisce anche una via per scoprire nuovi modelli strutturali ?

Certamente nel cemento armato precompresso è stata una via per la sua scoperta ; qui la matematica è parte integrante della teoria (in questo campo possiamo parlare di grande efficacia della matematica) .

L'esperienza mostra che fenomeni nuovi e non ancora sufficientemente spiegati (per es. la flangia collaborante nelle intersezioni dei muri) suggeriscono nuove prospettive tecniche , che a loro volta consentono di avere nuova ed innovativa visione della tecnica.

La moderna muratura armata è nata nelle mani di coloro che hanno intuito concretamente la flangia collaborante .

Qui si può parlare di un processo quasi empirico di " tensioni " dei precedenti concetti (angolo caratteristico di scampanatura dei carichi) .

La verifica con esperimenti matematici è successiva e sempre in termini statistici (**universo del pressappoco**) .

Dove la matematica non è parte integrante della teoria , non può entrare in scena prepotentemente con il suo bagaglio di precisione e di rigore.

Certamente nel modesto campo delle costruzioni ordinarie in muratura armata , si deve porre il problema della irragionevole apparato della matematica (modesta efficacia) .

Nella muratura armata (o confinata MAPIC) non si tratta di una semplice raccolta di dati empirici .

E' una teoria ben strutturata , non priva di capacità predittiva e di potere esplicativo (si possono fare calcoli perfettamente reali che portano a risultati concreti , verificati sperimentalmente in sede di collaudo) .

Anche la rappresentazione del fenomeno sismico (scale di intensità , zonizzazione , azioni sulle costruzioni , ... , legate ad una serie complessa di fattori di breve durata) entra indubbiamente nel mondo del pressappoco .

Per non parlare del tema della sicurezza , che soltanto dopo l'impiego della muratura armata è diventato un tema rilevante delle costruzioni in muratura .

Il criterio della gerarchia delle fessurazioni - GF - ha aperto nuove prospettive e creato nuovi strumenti concettuali dei quali non possiamo più prescindere in virtù della loro fecondità (anche quale indispensabile componente della pratica restaurativa) .

Commentario all'EC6

(cerchiamo di giustificare la diffusa ignoranza della muratura confinata)

Non si aspetti che io accetti tutte le asserzioni in materia di murature presenti nell'EC6.

Anche il titolo è incompleto (Progettazione delle strutture di muratura) , manca l'aggettivo armata .

Gli EC giustamente premiano le strutture duttili .

L'intrinseca irrazionalità di strutture prive di armature metalliche , il blocco che determina nella innovazione tecnologica , trovano una luminosa conferma nell'EC8 (sismica , e comportamento strutturale in situazioni accidentali) .

Ogni edificio non deve presentare uno stato fessurativo inaccettabile o deformazioni eccessive sotto le condizioni di azioni orizzontali pari al 2 % dei carichi verticali (anche in zona 4) .

La muratura ordinaria (non armata) è una barca capovolta .

L'EC6 ci pare un testo di scrittura manieristica , in un ritmo senza contenuto , e vi si sente troppo scoperto il calcolo di chi scrive di creare un'aura convincente (*esplora le biblioteche , dimentica l'universo del cantiere*) .

L'EC6 è diretto in modo particolare ai tecnici diplomati , ma alcuni principi e regole applicative sono un campo di conoscenze (molto importante) ma non organizzate.

Alcune conoscenze non possono essere considerate scientifiche (nel senso di conoscenza di leggi generali) .

Le figure sembrano prese in prestito da una scuola elementare (murature non armate) ; dal termotecnico sono considerate una rovina (intercapedine di calcestruzzo) , dall'incertezza statica e dai disastri sono poste inutili armature metalliche verticali diffuse ed incorporate nella muratura .

Le armature verticali non instaurano una maggior flangia collaborante alla intersezione dei muri . **E' la flangia che genera un importante mutamento di forma resistente alle azioni orizzontali .**

Chi vuole comprendere e spiegare la scatolarità , deve passare prima dalla situazione della flangia collaborante (muri irrigiditi e intersecanti - snellezza convenzionale di una muratura) .

Naturalmente il commentario sarà scritto a più mani da un gruppo di esperti ; è una indispensabile struttura di informazione (è necessario realizzare provvedimenti di sostegno ai tecnici minori , che costruiranno la maggior parte degli edifici ad uso abitativo) .

L' EC6 non prende in considerazione (Giu. 2005) il recupero dell'esistente .

Fra i termini specifici (1.4.2) utilizzati nell'EC6 manca per es. il termine cordolo.

L'EC6 si riferisce a strutture a carciofo ?

Non dimensiona il cordolo ; nell'interconnessione di muri , solai e coperture (5.4.1.1) parla di cordoli come alternativa .

Il cordolo in c.a. è la base del criterio di gerarchia delle fessurazioni - GF - ; noi progettisti con tono che non ammette repliche diciamo : " Il cordolo è ciò in cui strutturalmente crediamo " .

Il capitolo (4.1.1) dei modelli di progetto per il comportamento strutturale è evanescente (non dice nulla) .

Prevede al condizionale (4.5.1) se i solai possono essere idealizzati come diaframmi rigidi e inestensibili .

Ma la modellazione strutturale è la fonte della scoperta e dell'innovazione .

E' sul modello strutturale che i progettisti possono sperimentare i risultati di nuove combinazioni e proporre edifici di qualità superiore (progresso continuo della tecnica) .

Il criterio della scatolarità di un insieme strutture tozze è solo cennato , *un pò poco per fare un codice sulle strutture tozze , che ingegneristicamente collegate possono dar luogo ad una struttura tridimensionale duttile e snella* .

Nulla dice sul meraviglioso arco a tre cerniere (un elemento compresso e due tesi) che si instaura nella muratura , armata , portante , indentellata , confinata , MAPIC .

L'EC6 non sviluppa (4.4.8) la teoria dell'angolo caratteristico di scampanatura dei carichi

L'EC6 non ha alcuna parola relativa al collaudo dell'edificio completo (di tramezze armate). *Voglio dire che le tramezze armate con traliccio Murfor (largo 5 cm) , ben collegate alle strutture d'ambito , sono una immensa biblioteca e anche fototeca da percorrere in lungo e in largo (i geometri cercano libri sulla muratura armata senza preclusioni per le pareti non portanti , ma armate) .*
La vibrodina del collaudo misura anche questa situazione .

Prime conclusioni :

L'EC6 è un testo ben lontano per la progettazione delle strutture di muratura armata (o confinata) .

Io mi sento tecnicamente in disaccordo con quasi tutto l'EC6 ; un disaccordo che nasce dal profondo .

Il punto 4.9 (verifica della muratura confinata utilizzando principi simili a quelli esposti per la muratura non armata) è un errore coperto di ridicolo .

Il cantiere , nelle sue particolari circostanze , ha generato un flusso incessante di nuove informazioni che nessuna norma è in grado di dare .

Se l'EC6 intendeva proporre norme o sistemi concettuali in sé conclusi e coerenti , allora possiamo dire che vi è mancanza di accordo fra teoria e pratica di cantiere .

I progettisti hanno capito da molto tempo , che la modellazione di strutture tozze non è " un lusso " , ma qualcosa che si vive sulla propria pelle .

Milioni di metri cubi

In Italia la volumetria degli edifici in muratura si può misurare in milioni di metri cubi (è sufficiente conoscere che sono tanti) .

Quando un testo di Scienza (o Tecnica) delle Costruzioni , di autori di prestigio internazionale , pubblica un capitolo su una qualsiasi pratica del costruire , o ipotesi di calcolo , il giudizio espresso diventa quasi un dogma per gli studenti e per chi progetta .

Il problema statico è in sintesi la conoscenza degli effetti ; quando si parla di conoscenza empirica si tratta di conoscenza degli effetti (è noto con sufficiente approssimazione quello che accadrà in determinate circostanze) .

I costruttori di edifici in muratura costruivano con il supporto di una continua sperimentazione .

La presenza del peso era nella natura del problema (aspetto caratteristico) , per un materiale NRT (non resistente a trazione) .

Per i materiali NRT (e per le strutture tozze) la Scienza delle costruzioni (quindi anche gli stati limite) si trova ancora nella impossibilità di fornire preziose indicazioni sugli effetti che determinate cause produrrebbero .

In buona sostanza , *nei testi di Scienza delle Costruzioni manca il capitolo degli edifici in muratura .*

Sfortunatamente anche in Italia si era sviluppata l'idea che le costruzioni in muratura potessero essere affrontate con la teoria delle strutture snelle che si trovano nei trattati di Scienza delle Costruzioni (anche nel recupero del patrimonio edilizio esistente) .

La Scienza delle Costruzioni si prefigge lo scopo di controllare , prima di costruire , che non

si verificano effetti indesiderati ; richiede per essere praticata la conoscenza di facili algoritmi o in alternativa , la capacità di utilizzare criticamente formulari e tabelle di cui abbondano i manuali .

Basati su questa credenza , la disciplina strutturale nelle scuole di ingegneria *erano troppo sbilanciate verso la formulazione matematica dei problemi* ; senza una parallela acquisizione dell'aspetto fisico e meccanico , relativo al comportamento dei materiali strutturali .

L'enorme complessità di un insieme di strutture tozze (o un telaio tridimensionale di strutture snelle non tamponato) rende puramente illusorio l'esattezza di indagini di qualunque modello matematico .

E' solo con l'aiuto dell'intuizione , della personale esperienza , dell'interpretazione dei fenomeni fisici , che si può acquistare la capacità di comprendere il meccanismo delle strutture .

La Scienza delle Costruzioni con una formulazione matematica dei problemi statici , da l'illusione di poter inquadrare il comportamento delle strutture (P.L. Nervi) .

Nelle murature armate , per poter ottenere una verifica quantitativa abbastanza approssimata , sfortunatamente è preclusa anche la via della sperimentazione su modelli in scala ridotta. La presenza del peso e delle parti ritenute non strutturali, ci lasciano come via di uscita dalla situazione descritta , *la sperimentazione sull'edificio completo* (anche il modello necessita di una teoria per fornire risposte adeguate) , in particolare con vibrodina (forze orizzontali)

Tutti i grandi maestri dell'ingegneria conoscono bene i limiti oltre cui la Scienza delle Costruzioni non può spingersi (finora si limita a quelle singolari forme architettoniche snelle , che sono fatte di sola struttura - c.a. o carpenteria metallica) .

Poiché i problemi delle murature armate sono già stati affrontati e felicemente risolti per altre vie (che la Scienza delle Costruzioni non è ancora in grado di risolvere con sufficiente valutazione) tanto vale cedere la parola ai responsabili (pionieri , rivoluzionari nella tradizione) di questi nuovi successi , alla loro intuizione del fenomeno fisico , alla loro particolare sensibilità , ai risultati della loro esperienza , al Criterio della gerarchia delle fessurazioni - GF - .

Questo nell'attesa (da tanto tempo promessa) che le geniali realizzazioni in murature armate (vedi anche Eladio Dieste) possano trovare una giustificazione razionale , e venire inquadrare in una teoria scientifica (**un capitolo della Scienza delle Costruzioni**) .

Finora molti studiosi hanno impiegato una teoria , per esaminare le murature armate , che con quella teoria non hanno nulla in comune , che sono fuori dal campo di validità .

Nell'Ordinanza , a cui manca una assoluta intuizione dei fenomeni fisici , che vuole ottenere risultati che non trovano alcuna corrispondenza nella realtà delle cose , è stato cancellato in questo clima il capitolo delle murature confinate .

Queste forme controllatamente chiuse alla modernità , hanno decretato il fallimento dell'Ordinanza fin dalla nascita .

Anche nei futuri testi di Scienza delle Costruzioni , costretti a misurarsi con le necessità del costruire , non potrà mancare il capitolo relativo alle murature armate e alle murature MAPIC (c.a. vestito) .

Sicuramente sono problemi che non ammettono unicità di soluzione , ma il rifiuto di un complesso di risposte , che Essa deve fornire , cercando di ottenere il miglior risultato (le basi sperimentali non mancano) *significa non saper dire una virgola in più del contenuto nel trattato di O. Belluzzi (1945)* .

La Scienza delle Costruzioni non deve tanto essere utile al progresso della matematica , quanto al perfezionamento dell'arte di costruire (permettere cioè agli ingegneri di verificare

il grado di sicurezza delle moderne strutture) .

Fornire un apparato teorico a strutture inconsapevolmente rivoluzionarie , e liberare l'arte del costruire dalla schiavitù della sperimentazione sull'edificio completo con vibrodina all'atto del collaudo (milioni di metri cubi) .

EFFETTO TELA soggetta a trazione

Il problema classico della muratura armata è quello della scampanatura dei carichi concentrati ; è così importante da non essere specificato nei testi e nelle normative che trattano l'argomento .

E' chiaro che si tratta di sforzi di compressione .

Questo processo (dato) della diffusione del carico è stato messo in luce non tanto dalla risoluzione di nebbiosi algoritmi , quanto da semplici metodi sperimentali .

Da esperimenti in laboratorio possiamo valutare (quasi tabellare) l'angolo caratteristico di diffusione del carico per quel tipo di muratura armata .

Ai produttori che producono con il supporto di una sperimentazione in laboratorio, suggerisco *di indicare ai progettisti anche l'angolo caratteristico* .

Occorre segnalare che questo fenomeno non è una singolarità della muratura armata .

Nessun costruttore ignora la diffusione dell'impronta della ruota sulle solette nei ponti .

Con plinti in calcestruzzo a forma di goccia , si possono quasi evitare le armature metalliche. Per aumentare la diffusione del carico nelle murature , l'appoggio delle travi del solaio in legno veniva preparato con la realizzazione dei cuscinetti (più larghi della trave) .

Gli esempi per efficacemente imparare la scampanatura dei carichi sono innumerevoli.

Si è compreso come una forza concentrata venga diffusa all'interno della muratura (anche verso l'alto) , dando luogo ad un sistema di tensioni variabili da punto a punto (con legge per ora sconosciuta) , massime in corrispondenza della zona di applicazione e via via decrescenti man mano che ci si allontana verticalmente da essa .

Questa eccellente singolarità perfettamente intuita dai costruttori , ma di fatto è stata ignorata da tutti coloro che hanno poi trattato le costruzioni in muratura alla stregua delle strutture in c.a.

Hanno inutilmente tentato di piegare la teoria elastica delle strutture , all'analisi statica degli edifici in muratura .

Per avere un'idea completa dei fenomeni che si instaurano all'interno di una muratura armata (anche solo intuitivamente , senza far ricorso alla formulazione teorica del problema) , dobbiamo comprendere l'effetto stoffa (vedi : Di Pasquale , L'ARTE DEL COSTRUIRE , Marsilio , 1996) .

Finalmente si è giunti alla conclusione che **si può fare affidamento sulla resistenza a trazione delle murature armate orizzontalmente** nei corsi di malta .

I geometri ed i costruttori di edifici in muratura armata *non devono scusarsi di aver aderito ad una tesi contraria alla millenaria opinione comune* (muratura ordinaria) ed alla quale sono stati condotti da considerazioni teoriche , supportate dalla personale esperienza in cantiere .

Almeno due sono i motivi che hanno sorretto la loro scelta .

Da un lato l'incoraggiamento ricevuto da eminenti maestri dell'arte del costruire (Eladio Dieste ,) , dall'altro ciò che hanno visto dopo i terremoti italiani .

Gli edifici in muratura armata hanno mostrato di poter superare brillantemente lo SLD (gli effetti dello SLU , *evento rarissimo in zona 1* , non sono mai stati fotografati ; i reporter non

sanno distinguere gli errori progettuali o costruttivi dallo SLU).

Vi è un fortunato parallelo fra il materiale muratura armata ed i materiali non reagenti a compressione (stoffa , vela , ...).

Su una tela applichiamo due forze (uguali e contrarie) di trazione (basta tirare un fazzoletto con le proprie mani) . Scopriamo che a queste azioni esterne **si oppone solo la parte di stoffa palesemente tesa** , mentre le rimanenti parti risultano inerti .

La funzione statica di contrasto alle forze esterne da un lembo all'altro , non è di tutta la tela , ma soltanto di una sua parte .

La struttura reagente a trazione nella muratura armata (come nella stoffa) muta al mutare delle azioni esterne . Nelle murature armate (o nella tela) soggette a trazione **non ha luogo la diffusione al loro interno delle azioni esterne** .

I conci interni non possono che scambiarsi sforzi centrati , e diretti secondo l'asse che collega le azioni esterne di trazione .

Nelle murature armate occorre sempre aggiungere (rispetto all'acciaio) altre condizioni che indichino il verso dell'azione sollecitante (trazione o compressione) .

Altro aspetto (con conseguenze tutt'altro che marginali) delle murature armate portanti , sta nel fatto che **si tratta di una struttura perennemente compressa verticalmente** dal (peso) carico permanente e dal sovraccarico accidentale .

Nella direzione verticale di queste azioni si devono verificare degli accorciamenti , accompagnati da piccoli allungamenti orizzontali .

Ma la muratura armata in orizzontale non è disponibile a queste dilatazioni, e *la comparsa di fratture è efficacemente scongiurata da una minima armatura metallica diffusa* .

Lo sforzo di compressione nel puntone diagonale (a basso modulo E) è di gran lunga superiore a quello secondario di trazione (all'esterno del puntone) .

E' solo il puntone che partecipa all'equilibrio dell'arco a tre cerniere (la zona a trazione - altra diagonale - contribuisce con un tiro minimo) .

Nel panciuto puntone si ha la diffusione del carico , nella zona a trazione non si ha mai la diffusione dello sforzo (è il puntone diagonale che condiziona la deformabilità in situazione accidentale sismica) .

In un arco a tre cerniere , la curva delle pressioni è evidentemente obbligata a passare per tre punti nettamente determinati.

E' inoltre **una struttura stratificata da cordoli orizzontali inestensibili** (a livello di solai - non sono strutture fragili a carciofo) armati con criteri conservativi rispetto alle trazioni che in essi si generano .

Il modello quindi diventa una tela con l'inserimento di nastri orizzontali inestensibili .

Per i cordoli non si può parlare di invenzione del Prof. Danusso , ma di un passaggio obbligato della tecnica costruttiva .

L'origine dei moderni edifici nasce dalla *profonda scienza delle intersezioni dei muri* (struttura scatolare con intersezioni verticali , senza fessurazione alcuna) .

E' una struttura perennemente compressa verticalmente anche in situazione accidentale sismica (in Italia) ?

I terremoti italiani non sono in grado di invertire il verso dell'azione dei carichi verticali in edifici ingegneristicamente costruiti .

La veridicità di questa affermazione è figlia del tempo (diligenti osservazioni post terremoto) .

Nella MAPIC l'armatura diffusa è ben collegata al pilastro verticale (lo attraversa) , la traiettoria di trazione nelle barre è orizzontale , e in situazione accidentale sismica le zone reagenti a trazione (esterne al puntone diagonale) mutano al variare ciclico delle azioni esterne .

L'effetto tela (trazioni che non si diffondono) può spiegare la resistenza e la grande riserva di duttilità in termini di spostamento ; anche se oggi giorno *non è ancora possibile osservare gli effetti dei terremoti italiani sulla muratura MAPIC* .

Malgrado essa impieghi anche un certo numero di ipotesi che sono state poco verificate sperimentalmente (così pure l'esattezza della teoria convenzionale dello spettro di risposta , non ha potuta essere fatta da alcuno dei suoi sostenitori) , non restano dubbi sulla validità (anche per edifici la cui funzionalità durante il terremoto ha importanza particolare) .

Il materiale muratura armata , portato alla ribalta dalle attività spontanee di controllo tecnico - scientifico alle recenti normative proposte (anno 2005) , è profondamente diverso (scardinante - dirompente) da quello impiegato nei millenni precedenti .

Si tratta anche di *una robusta tela resistente a trazione , rinforzata da nastri orizzontali (cordoli) e da nastri verticali (intersezione dei muri) inestensibili* (vedi Criterio -GF -) .

La trazione verticale non supera mai la compressione dovuta ai carichi verticali (in muratura portante ingegneristicamente strutturata) .

Per la prima volta , l'ossatura dell'edificio viene montata nelle sue parti costituenti (strutture tozze) *con la comprensione dei ruoli che esse hanno nell'organizzazione generale dell'edificio scatolare* .

Come sempre è accaduto la sistemazione teorica dei problemi posti dall'invenzione di nuove forme strutturali, avviene solo dopo che si è sperimentata la loro validità .

Ci è ancora non del tutto noto il comportamento interno degli elementi costitutivi , *ma noto è il comportamento snello e duttile delle strutture generate dal loro assemblaggio ingegneristico* .

L'irraggiamento di energie così potenti ed illuminanti (Eladio Dieste ,) può insegnare qualcosa ai cultori di Scienza delle Costruzioni , abituati ad interpretare secondo codici univoci le contraddittorie indicazioni della tecnica .

Anche l'effetto stoffa rovescia completamente il ruolo che fino a ieri veniva attribuito alle costruzioni in muratura armata , liberandole dalla complessità (nuovo orizzonte sulla conoscenza scientifica) .

I costruttori desiderano che altri studi possano produrre nuove informazioni (anche minime) o far spostare l'orizzonte sulla conoscenza (sanno tuttavia supplire alle imperfezioni della teoria , con procedimenti prudenti di costruzione) .

Ma la Tecnica non offre verità

La Tecnica stessa lo riconosce quando considera se stessa come sapere " ipotetico e deduttivo " sempre falsificabile (modificabile) .

La specializzazione scientifica è sempre una considerazione di una parte della realtà ; è un modo umano di interpretare il mondo .

Nel corso di quest'anno (2005) è stato di attualità sulla stampa tecnica dell'ingegneria civile , il tema della normativa (in particolare quella sismica) .

Ogni occasione per illustrare la normativa tecnica non può che essere salutata col massimo favore, tanto più che l'esercizio dell'astratta speculazione intellettuale , non è mai disgiunto da un salutare apprendimento di natura più pragmatica e più concreta .

Sulla stampa è stato più spesso e volentieri ricordato *il pericolo che , nella Tecnica e nell'insegnamento , si instauri una dittatura della normativa* .

Porre nella cogenza della normativa tecnica , l'origine di tutti i saperi , è da considerarsi detestabile (la Tecnica ha il diritto inalienabile di fare tutto a regola d'arte e libero ne è l'insegnamento) .

La cogenza dell'Ordinanza si ferma all'articolo 2 ; il tecnico può lavorare fuori dall'ombrello

protettivo delle norme successive , se vorrà operare con perizia , prudenza e diligenza per soddisfare i requisiti essenziali di sicurezza (il Collaudo confermerà con prove e misure). Tecnicamente è questo *il miglior vincolo esterno all'onnipotenza (spesso erronea) del legislatore* .

I requisiti fondamentali (SLD e SLU) delle norme sono ricette che promettono il massimo risultato con il minimo sforzo .

A quali costruzioni si devono applicare ? Solo alle nuove , certamente .

Nel recupero del patrimonio edilizio esistente (edifici a carciofo) queste ricette sono una disfatta tecnica annunciata .

Le idee per il superamento delle difficoltà nel recupero , si basano sulla perizia (Criterio - GF- , collegamenti CISM , collegamenti CIMI ,) e sulla fantasia del progettista nel prevedere gli effetti sulla struttura .

Nessun progettista , costretto alla formazione continua e quindi sempre aggiornato , *può verificare nel recupero i requisiti di SLD e SLU* .

Non ci possono essere condizioni contrattuali , con strutture esistenti in buona parte ignota (spesso non isolata) e con il sisma .

La valutazione dell'intervento non essere fatta utilizzando banche dati , ma effettuando saggi e misure .

La vecchia e saggia norma (1996) si fermava allo SLD (spostamenti interpiano molto severi) . *Si sa che gli spostamenti interpiano erano uno stato limite della vecchia normativa (la nuova ha solo focalizzato l'attenzione su di essi)* .

Lo SLU (evento rarissimo ed epicentrale) è una invenzione necessaria per voler forzatamente impiegare un fattore $q = 5$.

E una teoria frammentaria che non tiene sperimentalmente conto delle condizioni in cui sarà applicata .

Ma $q = 5$ (o pressappoco 5) non è già compreso in uno SLD con spostamenti interpiano molto limitati , nel caso di un terremoto italiano di media intensità ? (attendo smentite) .

Si può soddisfare lo SLD senza una struttura molto resistente ?

La duttilità non consegue alla resistenza (dopo lo snervamento , quando la struttura esce dal campo elastico subendo fenomeni di plasticizzazione e di danneggiamento) ?

La duttilità sempre presente nelle nuove costruzioni , può essere meglio sfruttata nelle costruzioni medio alte .

Le idee per costruire una intera normativa sismica sull'evento rarissimo dello SLU ($q = 5$) peccano sicuramente di fantasia e di arroganza .

Accadrà sempre che il progettista non saprà calcolare gli spostamenti interpiano allo SLU (con zone dissipative) , allora usa il fattore q per una valutazione . Tutto qui .

La vecchia e saggia *norma della stabilità locale e di insieme* , per la quale la struttura deve essere verificata sotto l'azione di forze orizzontali convenzionali pari almeno al 2 % dei carichi verticali , ha dimostrato nel tempo la sua validità e sufficienza .

Anche la storia (l'utilità della storia) dei terremoti in Italia va ridimensionata , in quanto hanno agito su vecchie strutture a carciofo .

Tecnicamente questo non ha valenza (rilevanza) .

A noi interessano gli effetti su edifici ingegneristicamente connessi (privi di gravi errori di progettazione o di esecuzione) .

A Salò , come a Tolmezzo è successo molto poco su questi edifici .

Nel terremoto del Friuli (1996) i maggiori danni non sono registrati a Tolmezzo (zona epicentrale) ma a Venzone , , su edifici a carciofo .

A Tolmezzo , già da parecchio tempo si costruivano edifici ingegneristicamente connessi .

Molti progettisti hanno già sollevato critiche e dubbi sulla filosofia informativa dell'EC8 ,

ma occorre arrivare a constatazioni più clamorose sul pessimismo che circonda lo spettro di risposta dell'EC8 allo SLU (**l'EC8 , riprovevolmente e sfacciatamente non lo stabilisce per lo SLD**) .

Sono annunciate le " linee guida " per la protezione dei danni ai monumenti da parte del sisma . Qualcuno ne approfitterà per proporre modelli nuovi , *svincolati finalmente dalla disgrazia dell'EC8* (per smantellare l'EC8 dobbiamo uscire da questa porticina) . Sarà un'ottima occasione anche per ditte specializzate in misure . Le linee guida devono poggiare su misure effettuate sul monumento al completo , ed in particolare sulla caratterizzazione dinamica del complesso (scuotibilità) .

Al fine di ottenere valutazioni (misure) più significative , in un universo esistente estremamente variegato , sono necessari progressi nel campo delle misurazioni in cantiere (è questo il vero nocciolo del problema - il progresso si ottiene solo così) . Le misure possono essere eseguite anche dopo un intervento localizzato preliminare , ritenuto necessario .

Quando il Dir. dei Lav. potrà disporre di un sistema di *misure semplici in cantiere sull'intera struttura* (anche avvalendosi di personale competente) *degli spostamenti orizzontali* , l'attuazione delle azioni di rimedio sarà semplificata . Questi dati (spostamenti orizzontali e capacità smorzante) hanno una loro sensibilità che deve essere capita ed interpretata dalla perizia del progettista . Potrà poi confrontarli per una valutazione con altri dati ricavati nelle stesse condizioni , al fine di evitare una grossolana sottostima o sovrastima . La raccolta organizzata (banca dati) e l'analisi di questi dati torna utile per poter apportare quelle modifiche per conseguire un miglioramento , in occasione di nuovi interventi .

Non saremo il fanalino di coda (concorrenza fra i DAN)

Gli EC finora (2005) hanno diviso il pubblico degli studiosi in due schieramenti contrapposti e poco comunicanti .

Da un lato gli entusiasti, sicuri di trovarsi di fronte a una fondamentale svolta teorica, dall'altro gli scettici e i barbogi, che negano originalità e addirittura parlano di mistificazioni . Personalmente la mia particolare attenzione è rivolta all'EC6 e all'EC8 ; molti colleghi all'EC2 e all'EC3 .

Non si può parlare ancora di un notevole impatto (modernizzazione e allineamento di molte normative nazionali sugli stati limite) .

Gli stati limite **non superano i limiti della Scienza delle Costruzioni** , è un semplice calibro passa non-passa , UN CALIBRO PER OGNI EFFETTO , *applicato a strutture snelle* (la pratica professionale mi ha insegnato l'importanza di verifiche sommarie di controllo , come pure a non fidarmi troppo dei calcoli altrui) .

Gli EC sono nati su una base molto debole (la direttiva si proponeva obiettivi di mercato , l'eliminazione degli ostacoli tecnici nel settore delle costruzioni) .

Il Model Code CEB aveva la vocazione di sintetizzare i risultati della ricerca , trasformandoli in documenti di pratico impiego - anche per quanto riguarda la progettazione antisismica (Ed. italiana a cura dell' AITEC Roma) .

Vi è pure **una debolezza maggiore** , inerente alla sua attuale scrittura apodittica , mancano un commentario e gli esempi (li considero come un kit di sopravvivenza del progettista)

Per la vecchia normativa italiana , il progettista disponeva di un adeguato commentario e di circolari .

Il rischio è che i risultati del loro lavoro , arrivino al pubblico in modo distorto .

E di conseguenza alimentano il trend attuale , che vede gli EC messi all'angolo DA UNA SERIE DI INCREDIBILI FRAINTENDIMENTI (in Italia , almeno , è successo così) .

Gli EC hanno ignorato le dimensioni (meccanismi) teoriche e pratiche *della comunicazione (divulgazione) tecnica* (oppure la hanno confusa con una comunicazione scientifica) .

Gli estensori degli EC hanno preteso una licenza in bianco ; nella tecnica anche i normatori devono rispondere alle legittime istanze che vengano dai progettisti , dialogare e soprattutto coinvolgere il pubblico degli studiosi nelle decisioni .

Per poter impiegare l'EC8 , ogni Stato membro dovrà predisporre il DAN (documento di applicazione nazionale) .

A prima vista , sembra che il DAN non debba aggiungere molto a quanto già scritto ; sono invece di avviso contrario , dovendo fornire una pregevole analisi di intenzionalità progettuale .

In questa parte costruttiva , **di una normativa che vuole essere di tipo prestazionale , con norme raccomandate nell'impegno di garantire una piccola serie di Requisiti Essenziali** , non sempre tutto filerà liscio .

Saranno (almeno in Italia) un momento di verifica ed una occasione per avanzare nuove proposte di lavoro , e ne emergerà un quadro più ricco ed articolato .

In Europa sono gli stati più meridionali che sono interessati all'EC8 .

La situazione geologica dell'Italia è particolarmente complessa (generata dallo scontro fra la zolla africana e quella eurasiatica) .

Questa complessità è caratteristica di tutto il bacino mediterraneo .

In Italia , i terremoti più forti hanno valori di magnitudo che non raggiungono quelli misurati in altre zone (per es. California , Giappone , Alaska , ...) .

Ma i DAN si riferiscono anche agli altri EC (per es. EC2 , EC3 , EC6 , ...) ; moltiplicati per ogni Stato membro possono quasi riempire una stanza di biblioteca .

A che punto sono ?

Nei convegni si vocifera che alcuni stati sono in fase avanzata (*sarebbe estremamente interessante conoscere , per ragioni di studio , queste bozze*) .

Non per confrontarli con i tentativi di DAN usciti in Italia , saranno sicuramente e giustamente cassati .

Dall'acuta analisi di queste bozze , tenuto conto del luogo di lavoro degli estensori , gli studiosi avranno la possibilità di incrementare lo sviluppo tecnologico .

Ci saranno anche dei rischi nella contrapposizione tra mondi molto diversi , ma certamente non ci saranno esclusi dallo sviluppo .

Nel campo della prefabbricazione , l'Italia detiene un invidiabile primato tecnologico .

L'EC8 è , a mio parere un organismo delicato e provvisorio in attesa dei DAN ; da tutelare con tutta la nostra devozione (non ho trovato una parola diversa) .

Ma è soprattutto nel discutere sui DAN di altri paesi , che sarà operato un salto di qualità .

Ne farò (e suggerisco) un esame attento , appena saranno disponibili (anche in bozza) .

Spero nella pubblicazione su riviste tecniche (copia nelle principali lingue europee) .

Barbacani e MAPIC

I barbacani sono contrafforti triangolari (trapezoidali) in muratura che si oppongono a forze orizzontali . Sono contrafforti grossolani , eseguiti spesso dopo che la struttura a carciofo tende vistosamente ad aprire .

Nell'architettura gotica sono sostituiti , molto più efficacemente , da archi rampanti con funzione di contropinta ; *il peso stabilizzante è trasferito al piede dell'arco con una guglia*.

I barbacani si instaurano anche nella muratura tradizionale per effetto delle forze sismiche orizzontali . Dopo ogni sisma di media - alta intensità si possono scattare foto molto illustrative di barbacani (vistose fessurazioni a X) .

Nei pannelli di MAPIC senza aperture , non si instaurano i barbacani , ma panciuti puntoni diagonali . Nei pannelli con aperture è possibile prevedere (anche in modo approssimato) il comportamento dei barbacani che si instaurano ?

Per conoscere il reale comportamento dei pannelli confinati dotati di aperture , occorrono delle prove sperimentali sull'intero edificio , perché si sa che *gli spostamenti interpiano di tutti i pannelli (con o senza aperture) sono identici* .

Nella MAPIC *almeno metà dei pannelli confinati devono avere aperture* , per conferire all'edificio la necessaria duttilità in termini di spostamenti interpiano .

Le azioni sismiche di progetto , allo SLU sono decrementate in proporzione al fattore di comportamento q che , pur rappresentando a rigore un coefficiente di riduzioni delle azioni , coincide di fatto con la duttilità attesa .

Ai piani bassi , dove sono maggiori le forze orizzontali , anche il carico verticale (effetto favorevole) è maggiore .

L'altezza degli edifici urbanisticamente edificabili non è particolarmente alta , e in situazione accidentale sismica predomina (anzi c'è solo) il primo modo di vibrare (non si ha mai inversione di segno delle forze orizzontali nello sviluppo dell'altezza dell'edificio) .

A limitare gli spostamenti interpiano intervengono (SLD) anche i barbacani che si instaurano nelle tramezze armate con Murfor e collegate ai muri d'ambito .

Sono questi barbacani molto diversi , non è struttura portante (si comporta come una tamponatura , ma *la caratterizzazione statica di tale sottosistema è quella di una muratura armata* , ben distribuita uniformemente nell'intera struttura) .

Le tramezze armate , appunto perché dotate di resistenza meccanica significativa , connessa alla struttura portante , non possono essere trattate come elementi non strutturali .

Ai fini della valutazione degli spostamenti interpiano , il modello deve tenere conto della deformabilità di queste parti non portanti (ma strutturali e resistenti alle forze orizzontali) .

Allo SLD (sisma medio e ripetibile - $q = 1$) si tratta di spostamenti interpiano molto contenuti , considerato la rigidità laterale e resistenza del sistema .

I barbacani in MAPIC presentano , nell'accuratezza delle analisi , *almeno tre singolarità : a,b,c* .

a L'indentellatura è estesa a tutta l'altezza del pilastrino e la muratura ne segue il modestissimo allungamento . A questo collabora anche l'armatura diffusa orizzontale ben ancorata nel pilastrino .

b L'effetto guglia (fermezza al piede del barbacane) è molto forte , sia per il confinamento in c.a. , che per la circostanza favorevole di muratura portante .

c Non sono costituiti da muratura NRT , ma in essi il modesto effetto tela (trazione orizzontale) è contrastato dalla armatura diffusa .

Sfortunatamente lo SLU , evento rarissimo ed irripetibile , in MAPIC non è stato ancora fotografato ; anche test pseudodinamici su edifici non sono disponibili .

Per i test su singoli pannelli (anche una analisi dettagliata agli elementi finiti , rimane esclusa dal discorso) si tratta di muratura non portante (quindi tamponatura) .

La veridicità delle affermazioni che seguono dovranno avere un supporto sperimentale , nell'attesa supplisce la prudenza del progettista nelle decisioni .

Alla combinata circostanza delle fermezza al piede e del collegamento indentellato ed armato (collegamenti perimetrali puntuali CPP) , *si deduce facilmente che si instaurerà l'arco rampante .*

Il contributo sarà , presumibilmente , una non modesta percentuale del puntone diagonale .

Verrebbe così chiarito ed evidenziato , il forte contributo dei pannelli con aperture .

NOTA

Non esiste in cantiere il telaio puro in c.a. tamponato , ma il telaio è collegato ad un sistema a pareti che sicuramente assorbirà almeno i 2/3 delle azioni orizzontali e torcenti .

Purtroppo anche recenti pubblicazioni dimenticano il cantiere , e sragionando eseguono calcolazioni inutili su un teorico telaio non tamponato (non tengono conto delle tamponature armate , delle tramezze armate , delle pareti in c.a. ,) .

I barbacani delle tamponature armate trasformano il telaio in c.a. in un traliccio , le zone dissipative non sono più nel pilastro , ma nelle *tamponature a basso modulo E* .

Il vantaggio è duplice : si tratta di *una macro struttura reticolare* , gli smorzamenti provengono da elementi non fragili non messi in conto nel calcolo delle rigidzze , quali i muri divisorii (tramezze armate) , inoltre si ha *la simultanea plasticizzazione di elementi uniformemente distribuiti nell'edificio* (tenuto conto dell'effetto tela) .

In una macro struttura reticolare si possono individuare *diagonali che collegano lo spiccatto con la sommità dell'edificio* (oppure ripropongono sovrapponendosi , il tema dell'edificio di pochi piani) .

CANTICO DEI CANTICI delle duttilità

Fortunatamente , la duttilità e lo smorzamento non sono due argomenti esclusivi dell'EC8. La condizione di duttilità , sia nei singoli elementi strutturali e non-strutturali , che nella struttura nel suo complesso , era un requisito fondamentale anche nella vecchia normativa. Si devono includere disposizioni di progetto relative al **criterio della capacità** , al fine di ottenere *una certa gerarchia di resistenza* per i diversi componenti strutturali , necessaria per garantire che si sviluppi la prevista configurazione di cerniere plastiche , così *da scongiurare la possibilità di una rottura fragile* (nel raro caso dello SLU) .

O detto meglio , gli elementi di rilevante importanza strutturale , che richiedono un particolare controllo durante la loro costruzione , dovranno essere chiaramente indicati sui disegni di progetto (**dettaglio essenziale**) , anche nelle costruzioni "semplici" (leggi "incatenamenti" nella cappa del solaio , e "cordoli") .

Quando un terremoto distruttivo investe una costruzione , la struttura oltrepassa lo snervamento , ma una volta entrata in regime plastico , la duttilità strutturale controlla (a prezzo di gravi lesioni) l'energia ricevuta .

In un terremoto violento - di lunga durata - la struttura continua a ricevere energia , ma da

un certo momento in poi la duttilità strutturale e lo smorzamento ne dissipano altrettanta , impedendo il raggiungimento dello SLU (collasso) .

Si sa che **le duttilità locali** , in strutture snelle , sono almeno due .

Una , la duttilità locale delle membrature inflesse (tutti i telai in c.a. senza tamponatura , ne sono dotati) , a basso rendimento in termini di spostamenti interpiano - duttilità globale - ; l'altra *ad alto rendimento e smorzamento* , di tipo estensionale nelle diagonali delle strutture che hanno un comportamento di tipo reticolare (in telaio ben tamponato , il regime statico determinante non è più quello flessionale - questo bisogna insegnarlo anche all'Università - le cerniere plastiche non si instaurano) .

In edilizia abitativa , ottenuta con connessioni di strutture tozze (solai , pannelli , tramezze , tutti ad armatura diffusa) è quest'ultima duttilità che domina (*arco a tre cerniere* - puntone diagonale compresso con il vantaggio di basso modulo E , pilastri e travi tese) .

Alcune tecniche per dissipare l'energia in ingresso (ovvero per aumentare artificialmente , lo smorzamento naturale della costruzione) si rifanno a dissipatori estensionali applicati alle escursioni di interpiano .

I solai con la loro armatura diffusa (anche nella cappa) e con i cordoli (dettaglio essenziale - dimensionato senza calcoli) sono stati resi inestensibili (e non fragili) .

Il laterizio (muri , tamponamenti , tramezze) sempre diffusamente armato in orizzontale nei letti di malta , ha una maggiore estensione (in metri quadrati) .

Le riserve di duttilità sono distribuite uniformemente nel laterizio reso duttile , con il vantaggio del basso modulo E .

Si verificherà (caso raro dello SLU) molto probabilmente **la condizione di contemporanea plasticizzazione** - condizione ottimale dal punto di vista dissipativo - , con uno snervamento molto elevato (nei meccanismi di piano e nel laterizio armato i meccanismi di deformazione plastica oligociclica sono tutti simili e simultanei fra loro - massima energia dissipabile) .

Nella tamponatura armata l'intento prevalente sembra , agli ingegneri , quello di *una spiazzante destrutturazione della duttilità di interpiano* .

Si sa che è nella scia - riveduta e corretta - del vecchio c.a. vestito , che aveva brillantemente risolto i problemi sismici del napoletano (anno 1930 circa) .

Nel c.a. vestito il telaio , gettato dopo aver eseguito la muratura , è trasformato nelle aste verticali ed orizzontali di una struttura reticolare (dalle azioni orizzontali , i pilastri ed i cordoli sono tesi - *constatazione importante*) .

(vedi anche , R. Alessi (Coordinatore) , **Costruzioni di c.a. in zona sismica** , Regione Basilicata - Regione Emilia Romagna , Facoltà di Ingegneria di Bologna , Settembre 1983 , - Appendice A , Effetto della presenza delle tamponature , Sollecitazioni interne nei telai tamponati , pag. 137) .

Agli ingegneri che hanno divorziato - tanto tempo fa - dalle murature tradizionali , può far storcere il naso (troppo spettacolare , troppo innovativa) .

Al committente invece piace (è un enorme successo) .

Sfortunatamente cestina quasi tutti i libri sul telaio in c.a. (anche usciti recentemente da magnanimi lombi - autori , editori , centri di ricerca ,) .

E' il laterizio armato (tamponatura armata) che riesce a convalidare sismicamente il telaio in c.a. (non il contrario) .

Il laterizio armato diventa duttile zona dissipativa (SLU) , non il telaio in c.a.

Per pochi cicli di carico con inversione di segno , con il vantaggio del basso modulo E , e dell'alto smorzamento , il laterizio armato - finché non esce dal piano del telaio - presenta un comportamento quasi ideale .

Gli ingegneri non capirono il telaio ben tamponato , e lui non capì gli ingegneri .

Con piccoli telai ben tamponati , i geometri stanno emarginando gli ingegneri .

L'Ordinanza ed il Testo Unico sono i primi tentativi di DAN (documento di applicazione nazionale) dell'EC8 .

Anche nei convegni organizzati dall' A T E , il Prof. L. SAMPAOLESI - l'apostolo degli Eurocodici - con perizia , prudenza e diligenza , allertava gli uditori con parole simili :

" Non dovete preoccuparvi dell'Ordinanza e del Testo Unico , saranno sicuramente e giustamente cassati dall'Europa " .

Sosteneva inoltre che nell'EC8 vi è un unico spettro di risposta (non due) , e precisamente è intitolato "Spettro di progetto per analisi lineare" .

Analisi lineare anche per SLU ? Sì (vedremo l'enigma) .

Mi sono assiduamente studiato di capire la filosofia dell'EC8 , e al di là di piccoli margini interpretativi , credo che l'EC8 non sia più un enigma .

La trovata (calibro passa non-passa) dell'EC8 , per uscire dalla difficile situazione del soddisfacimento dello SLD , è facile ed ingegnosa (anche per il collaudatore, che deve scrivere con inchiostro simpatico e flessibile l'elogio della pazzia delle procedure) .

Qui l'EC8 ha segnalato e scelto ciò che era preferibile nelle varie situazioni (per riconoscere la qualità di un vino , non c'è bisogno di bere tutta la botte) .

In campo elastico , la modesta dissipazione di energia è quella strutturale viscosa (smorzamento dal 5% al 8 % circa) .

Anche l'espedito capace di risolvere **il soddisfacimento dello SLU , svolgendo una analisi lineare** , è una asciugamano che asciuga bene .

Gli spostamenti prodotti dall'azione sismica di progetto possono essere calcolati sulla base della *deformazione elastica del sistema strutturale nelle vicinanze dello snervamento* .

Si tratta di valutare "piccoli" spostamenti orizzontali inter piano , cioè entro il campo elastolineare .

In sismica occorrono , un buon bicchiere di scienza (EC8 - duttilità controllata) , un fiasco di prudenza (fondazione scatolare) , ed una damigiana di diligenza (laterizio sempre diffusamente armato nella malta) .

Al bar del *recupero del patrimonio edilizio esistente* il buon bicchiere **non è ancora disponibile** (occorrono anni di duro lavoro - è una scalata continua , compiuta da molti che interagiscono per l'approfondimento del sapere) .

Quasi tutti questi baristi provengono all'ufficio Ricerca-Sviluppo delle imprese , pochi dai laboratori delle Università .

(Bisogna ribadire l'urgenza di aumentare la qualità e recuperare di più , con lungimiranza smantellare le inutili regolamentazioni - nessuna opera d'arte è mai stata rovinata dalla DIA.)

Ho frequentato spesso quel bar , e operando "sulle spalle dei giganti" , ho preparato **la tazzina del Criterio della gerarchia delle fessurazioni - GF - , da sorvegliare con il cucchiaino del corollario - GF -** .

Servirà principalmente per trasformare i meccanismi fragili di "*Primo modo di danno*" , in meccanismi più duttili di "*Secondo modo di danno*" (vedi esempi , in particolare nella copertura) .

Anche la tazzina delle resine a rapido indurimento , con tondini duttili di piccolo diametro , ha un profumo tutto particolare .

La tazzina delle *tramezze armate* è stata sperimentata con esito molto favorevole , dallo scrivente nel terremoto di Reggio E. (è sempre più richiesta , è quella che costa meno , con alto rendimento) .

Queste tecniche nel recupero strutturale , **impiegano tondini duttili di piccolo diametro** (massimo rendimento e uniforme distribuzione nella struttura) .

L'EC8 , a mio parere , è un organismo delicato e provvisorio in attesa dei DAN ; da tutelare

con tutta la nostra devozione .

Il laterizio armato , con il vantaggio del basso modulo E , è il distintivo della duttilità .

SLD Per un terremoto frequente (media-bassa intensità) non deve accadere un danneggiamento (anche negli elementi non strutturali) con conseguenti limitazioni nell'utilizzo (aspetto della funzionalità) . Non è definita una azione sismica allo SLD . *Allo scopo di evitare l'uso di due intensità sismiche di progetto delle strutture , tutte le verifiche verranno riferite all'azione sismica di progetto ;* la differenza tra i due livelli di intensità sismica è **messa in conto modificando in modo appropriato** i valori convenzionali dei parametri che definiscono lo SLD (spostamenti interpiano) .

L'ultima parte dell'EC8-1-2 , 4.3 , non doveva essere lasciata scrivere ad un prestigiatore ; un commentario o una appendice era opportuna e necessaria (vedremo come sarà interpretata ed applicata dai DAN nazionali) .

Nella sua vita un'edificio potrà subire vari SLD .

Calibro passa non-passa in MAPIC . Esempio di verifica concettuale .

Il calibro (spostamenti interpiano) **non dipende dalle zone sismiche , ne dal sistema strutturale** (dipende dalla categoria di importanza - le perdite di carattere economico e non , dipendono dall'importanza della sua funzione) . (EC8 , 4.3.2)

Il requisito dello SLD può considerarsi soddisfatto se gli spostamenti interpiano sono limitati dai valori convenzionali (incasellati - non dice che sono nelle vicinanze dello snervamento) . L'azione sismica sarà caratterizzata da una maggiore probabilità di verificarsi che non l'azione sismica di progetto .

Dalla figura si può notare che il valore percentuale incasellato (0,004 - 4 per mille) dello spostamento interpiano , è dello stesso ordine di grandezza dell'accorciamento percentuale del puntone in muratura armata .

Per piccoli spostamenti , per un'azione di pochi cicli con inversione di segno , si può ritenere che l'accorciamento del puntone , sia pari all'allungamento della diagonale tesa .

Sono gli spostamenti interpiano che influiscono sulla deformazione degli elementi non strutturali e delle installazioni ; i danni strutturali sono implicitamente controllati dai criteri di sicurezza rispetto al collasso .

Tutti i modelli fissano forfettariamente la contrazione ultima a rottura del calcestruzzo sul valore - 0,35 % (3,5 per mille) .

Per la muratura armata , soggetta a flessione , pressoflessione , o sforzo normale , l'accorciamento ultimo a rottura , scende gradualmente fino - 0,0020 (due per mille) (EC6) nei casi di sezione interamente compressa (i valori sperimentali sembrano mostrare una "**iperresistenza**" , i cui motivi non sono tuttora ancora chiariti nel caso di elementi tozzi)

Nel campo delle trazioni , dove si ammette la fessurazione del calcestruzzo , viene introdotto il limite di calcolo per le armature metalliche pari a 0,01 (1 %) .

SLD - TRAMEZZE ARMATE COMUNQUE

continuazione dalle pagine precedenti

Allo SLD , $q = 1$.

Siamo perfettamente convinti che qui la duttilità delle strutture non c'entra , non è profittevole , non ci sono zone dissipative conciliabili con la funzionalità degli impianti.

Allo SLD , le tramezze non sono zone dissipative . Lo scopo di questo requisito è di evitare (per effetto di eventi sismici caratterizzati da una probabilità relativamente elevata di verificarsi , nel corso della vita utile della struttura) **danni agli elementi non strutturali ed alle apparecchiature dovuti alla eccessiva deformazione della struttura** .

Ogni progettista sa che gli effetti negativi della deformazione , sugli elementi non strutturali , possono essere ridotti adottando una adeguata rigidità strutturale .

I danni strutturali sono implicitamente controllati dai criteri di sicurezza rispetto al collasso.

Lo SLD si inquadra in una normativa prestazionale (non è di tipo cogente) ; esistono quasi sempre una serie di situazioni in cui la perizia , prudenza e diligenza del progettista costituiscono un fattore importante per il risultato .

Per lo scopo (chiarito sopra) che si prefigge il requisito fondamentale dello SLD , *e per il criterio per soddisfarlo* , non era opportuno definire una seconda azione sismica (convinzione razionale e perfetta) .

I primi tentativi di DAN italiani saranno cassati anche per questo grave errore.

Lo SLD , nel documento GNDT (1984) , era definito così : " La costruzione nel suo complesso, comprendendo sia gli elementi strutturali che non strutturali, deve possedere un livello di protezione rispetto alla possibilità di danni e limitazioni d'uso conseguenti all'azione sismica... "

"La danneggiabilità degli edifici si ritiene accettabilmente limitata se sono soddisfatte le condizioni di deformazione definite nel par. II . 4.2.2... "

II.4.2.2. Controllo degli spostamenti relativi

"Dovranno essere controllati gli spostamenti orizzontali relativi tra due piani successivi , ... se questi influiscono sulle deformazioni degli elementi non strutturali o di eventuali installazioni.

... Gli spostamenti relativi tra un piano ed il successivo calcolati come sopra **dovranno rispettare i limiti propri del tipo di elementi non strutturali posti in opera.**

In mancanza di dati espressamente ricavati sulle caratteristiche di deformazione allo stato limite di danno propri degli elementi non strutturali posti in opera , si rispetteranno i seguenti limiti :

- elementi non strutturali in materiale fragile (laterizi) aderenti alla struttura

$$d_r \leq 0,003 H$$

- elementi strutturali realizzati in modo da non interferire con la deformazione della struttura ,

$$d_r \leq 0,006 H$$

dove H è la differenza di quota tra due piani " .

Continuiamo il discorso sul criptico paragrafo della limitazione degli spostamenti interpiano. *L'enigma dell'EC8 è nella mani di questo disadattato creativo .*

La discussione su questo punto , è durata molto tempo fra i redattori del codice , ma una volta maturata , la conclusione era tanto evidente (conoscendo lo scopo e le premesse) che *non occorre molte parole per descrivere il criterio che soddisfa lo SLD .*

I redattori del codice , troppo sicuri della semplicità del problema , hanno commesso un grave errore di comunicazione , e non hanno curato l'esigenza dell'accuratezza verbale (passaggio critico) .

Anzi sono caduti in contraddizione (gli errori ragionati sono molto dannosi) .

Il paragrafo è un tamburo che suona molto diversamente sulle due pelli ; ammette due diverse limitazioni .

1 ... per edifici che hanno elementi non strutturali costituiti da materiale fragile solidali con la struttura .

E' una stonatura , in contraddizione con l'aspetto della funzionalità (*impiegando la miglior tecnica , non trovano possibilità d'impiego materiali fragili*) .

2 per edifici che hanno elementi non strutturali fissati in modo da non interferire con la deformazione della struttura .

A uno sguardo che cerchi di penetrare a fondo , è subito manifesto che la funzionalità degli impianti e delle opere considerate non strutturali , non può essere tutelata da maggiori spostamenti .

E' sufficiente sfogliare una documentazione fotografica dei danneggiamenti dovuti ai sismi italiani.

Nei commenti alla normativa dei prefabbricati si leggeva ... " ...è opportuno limitare la possibilità di rotture fragili , vincolando bene lateralmente i pannelli di controventamento ... " .

L'effetto prodotto dall'impiego di tramezze armate fornisce un maggior livello di duttilità (SLU) , e una minore suscettibilità al danneggiamento (SLD) .

La capacità dissipativa è affidata alle caratteristiche delle unioni e degli elementi di collegamento (elementi opportunamente organizzati in situazione sismica) .

Per la valutazione degli spostamenti interpiano, si eseguirà un'analisi nell'ipotesi di comportamento elastico lineare dell'insieme della struttura (facile a scrivere) .

Inoltre è opportuno che la struttura abbia rigidità (spostamenti interpiano) comparabili nelle due direzioni principali .

Considerare non portante un elemento , il quale è invece connesso alla struttura e presenta rigidità (e capacità dissipativa) ad essa comparabile , ed uniformemente distribuiti in pianta , significa in genere trascurare importanti sforzi locali ed introdurre anomalie .

Penso che anche una scimmia abbia sufficiente tecnica per capire che le tramezze e le tamponature (finora in materiale NRT) vanno armate nei letti di malta .

Lo SLD e lo SLU non sono tanto legati da considerazioni di tipo statistico sulla probabilità di accadimento , **tutelano intenzionalmente due situazioni diverse (aspetto della sicurezza , aspetto della funzionalità)** .

Lo SLU (evento raro) non è mai stato fotografato su moderni edifici ben ingegnerizzati.

Anche con l'impiego di laterizi , costituiti da blocchi ad elevata percentuale di foratura , le resistenze calcolate mostrano valori molto prudenziali rispetto ai valori sperimentali .

Si parla perciò di "iperresistenza " ; il dominio teorico del diagramma M - N è molto più piccolo di quello sperimentale .

Eladio DIESTE fondava spesso il calcolo su una sperimentazione diretta .

Niente potrà proibirci di arrivare là , ed oltre ...

NUOVE PAROLE DERIVATE

In biologia si inventano ogni giorno , decine di nuove parole , che poi vengono impiegate nella pratica didattica scientifica o nella attività industriale .

La ricerca scopre sempre una realtà più ricca , e per accrescere il patrimonio dei concetti direttivi , come pure per comunicare velocemente agli altri , aspetti che ci erano rimasti ignoti , **occorrono nuove parole** .

Ed è tanta la necessità di nuove parole , che senza queste nessuna lingua sarebbe mai pervenuta a quello che si chiama ricchezza , o cultura , o anche semplice possibilità di discorrere di molte cose , o di alcune cose particolarmente e specificatamente .

Ogni nuova parola deve avere qualche immediata e precisa ragione per venire in uso e per essere subito e facilmente intesa ed applicata in quel tal significato.

Il che non può avvenire mediante il capriccio di una invenzione arbitraria .

Se rileggo un libro a distanza di anni , le sottolineature mi sembrano fatte da un altro e le note a margine scritte da un signore sconosciuto.

Ogni persona , non più giovane , ha fatto questa esperienza.

Tutte le persone anziane sanno anche un'altra cosa ; nel corso della seconda lettura - se è intercorso abbastanza tempo - il giudizio su quel signore sconosciuto non è in genere per nulla positivo .

La ragione è abbastanza semplice ; durante un lungo periodo , il progettista è salito sulle spalle di grandi autori che ha letto nel frattempo.

Per questo oggi vede cose diverse ed il punto di vista che un tempo era il suo , gli sembra povero e parziale .

Oggi ogni progettista considera l'impiego della muratura tradizionale , piuttosto comica.

La locuzione (insieme di più parole per esprimere un concetto) “ il prodotto di una forza per una distanza “ fu fortunatamente sostituita da un ignoto autore (di statica grafica ?) con la parola momento .

Quest'ultima parola ha poi avuto nella tecnica , successive importanti specificazioni .

La ricerca consiste nel cercare idee e concetti nuovi , ma occorre anche rappresentarli come nuovi per le relazioni che implicano e per i richiami che presuppongono .

Il linguaggio tradizionale non è ormai più rispondente ad interpretare e comunicare velocemente le nuove necessità create dalla ricerca.

La codificazione o l'espressione idiomatica sono i nuovi mezzi linguistici per fissare le idee , sulle quali poi tornare a meditare , per elaborarne delle nuove .

Il capitolo dei termini specifici è molto importante in una normativa prestazionale ; la commissione di monitoraggio dovrebbe aggiungere questa fondamentale premessa .

Vediamo alcune parole o concezioni strutturali (tolte dalla pratica) .

La **fondazione scatolare** (prevista dall'EC8) è una tecnologia dirompente e scardinante ; i costruttori che la hanno impiegata una prima volta , la ripetono (anche i costi complessivi sono minori) .

Il termine scatolare è naturale e chiarissimo .

Le due scolarità (fondazione e piano in muratura armata soprastante) sono quasi sempre articolate diversamente (**libertà di progettare**) .

Con ragione mi vanto di impiegare , per la sua attitudine e flessibilità , questo tipo di fondazione dal 1981 .

La parola “ *cordolo* “ (n. 4 tondini del 16 in zona sismica) non la trovi neppure nell' EC6 , 1.4.2 fra i termini specifici .

Il cordolo inestensibile , *dimensionato convenzionalmente senza calcoli* (non è una zona dissipativa) è a fondamento di ogni scolarità (e del Criterio della gerarchia delle fessurazioni - GF -) .

E' il confinamento orizzontale che non manca mai (dalla normativa del 1927).
Avevo proposto l'acronimo **CISM** (collegamenti ingegnerizzati solaio muri).

Per dire " ammortature armate nelle intersezioni verticali dei muri " occorre sicuramente una nuova parola .
Ho proposto **CIMI** (collegamenti ingegnerizzati muri intersecanti) .
Non sono zone dissipative (EC6) .

Per gli " incatenamenti orizzontali interni nella cappa del solaio " , che collegano i cordoli paralleli , occorre un nuovo termine derivato .
Propongo **ICC** (incatenamenti colleganti i cordoli) .
Proposta più comprensibile e distinguibile

Nella povera Ordinanza non trovi la parola " muratura confinata " (sistema altamente antisismico) . La trovi nell'EC6 (essa non è progettata per dare un contributo di resistenza al momento flettente del telaio) 1.4.2.1.
Per la muratura armata , portante , indentellata e confinata mi sembra che l'acronimo **MAPIC** sia facilmente intuibile .

Per codificare " l'angolo caratteristico di scampanatura dei carichi in una muratura " occorre un nuovo termine .
Proposta : **ACPM** (angolo caratteristico principale di una muratura) .

Per definire " **un edificio esistente a carciofo** " (di prima o seconda classe - Michele PAGANO , Costruire in muratura) , si potrebbe usare una nuova parola (molto utile nel recupero dell'esistente) , che indichi anche la fragilità della struttura .
Proposta :

I modesti edifici progettati dai tecnici diplomati sono generalmente " edifici semplici in muratura " per i quali non occorrono particolari verifiche numeriche (sono sufficienti l'impostazione generale della progettazione strutturale e gli accertamenti del collaudo , Cap. IV , D.M. 20 Nov. 1987) .
Proposta : **MSB** (Masonry Simple Buildings)
Con questo termine si vuole indicare un edificio semplice in muratura armata o confinata , munito di vano corsa ascensore o piattaforma elevatrice per disabili (difficilmente manca).
Per gli edifici semplici in muratura armata o in MAPIC non è obbligatorio effettuare alcuna analisi e verifica di sicurezza .

Per definire " **primo modo di danno** " oppure " **secondo modo di danno** " sarebbe preferibile una nuova sigla più intuitiva .
I meccanismi resistenti di primo modo valutano le azioni (di tipo locale) sulle pareti esterne , che ne possono provocare il ribaltamento (*meccanismi intrinsecamente fragili* , su edifici esistenti , sui quali i metodi numerici si arrestano ancora impotenti , anche con l'analisi limite) .
Il primo modo di danno non è ammesso , in una nuova costruzione , dall'EC6 (le intersezioni verticali dei muri intersecanti non possono essere zone dissipative) .
I meccanismi di secondo modo , considerano i possibili cinematismi provocati da azioni complanari ; *chiamano in causa il comportamento scatolare dell'edificio* , e generalmente non sono di tipo fragile .
Proposta :

Naturalmente i meccanismi resistenti di secondo modo possono instaurarsi quando sia assicurato che il primo modo di danno non può accadere (è assicurato l'efficace ammortamento delle pareti di facciata con i muri di controventamento) .

Ma nessun progettista esperto si appaga di così poco (concezione strutturale parziale ed ingannevole) .

Il negare gagliardamente (ultime parole del punto 5.7.11.1. NTC , che ha copiato i grossolani errori dell'Ordinanza) il conseguente incremento di resistenza e rigidità dovuto all'instaurarsi della flangia collaborante , può **ingannare** solo qualche sprovveduto (... con la veduta più corta di una spanna .)

Quando si chiama in causa il comportamento scatolare dell'edificio , si instaura sempre la flangia collaborante nei muri intersecati .

Il concetto strutturale di flangia collaborante risale alle normative del 1952 .

La commissione di monitoraggio (giudice più sicuro - esamina le richieste dei progettisti)

sarà più cauta su questo **punto fondamentale** ; non può non vederlo (anche un geometra può prestargli gli occhiali) .

Per un collaudo che ha misurato , sotto eccitazione di forze orizzontali , gli spostamenti interpiano nelle due direzioni , occorre un nuovo termine .

Propongo : **SIRC** (spostamenti interpiano rilevati al collaudo) .

Con un'ampia casistica di misure di spostamenti interpiano , e con il criterio della scatolarità (gerarchia delle fessurazioni) potremo agevolmente conservare il patrimonio artistico (vecchie strutture a carciofo) .

Così pure per “ *flangia collaborante* “ , “ *snellezza convenzionale di una zona di muratura* “ , “ *tramezze armate comunque* “ , “ *Criterio della gerarchia delle fessurazioni* “ , “ edificio semplice in c.a. “ , “ opere di trascurabile importanza ai fini della pubblica incolumità “ non soggette ai procedimenti di controllo ,

Ho proposto la parola “ *verteso* “ per indicare i pilastri di muratura confinata , posti in trazione dall'instaurarsi del puntone diagonale o dei barbacani (arco a tre cerniere) .

Occorrono delle descrizioni (sigle , o acronimi , o espressioni convenzionali in codice , o) intelleggibili ed esaurienti (condizione necessaria e sufficiente) .

Una sigla o una espressione convenzionale in codice razionalmente impostata ed accettata stabilmente nell'uso quotidiano , può rivelarsi un preziosissimo strumento di lavoro anche in ambienti culturali diversi (nella didattica , nella ricerca ,) .

La ricchezza e la varietà della muratura armata o confinata , in Italia , è dovuta alla vivacità ed ingegnosità dei progettisti italiani nell'impiego del laterizio strutturale .

Ora è necessario avere il conforto di prove sperimentali (spostamenti interpiano) sugli edifici completi costruiti in aderenza alle nuove conoscenze , per avere la prova di una valutazione già certa , riconosciuta e non controversa .

In queste ricerche sperimentali , se ne conosceranno le ramificazioni , ed i rapporti dell'impiego di diverse tecnologie (per es. telaio in c.a. con tamponatura armata , oppure MAPIC con gabbia ascensore in c.a. , oppure scatolarità diversamente articolata da piano a piano ,) .

La tecnologia italiana (muratura armata o MAPIC) resterà sempre superiore in ricchezza e semplicità a quella di altri paesi , malgrado il massiccio impiego del laterizio che vanno sempre più usando .

Abbiamo continuamente approfittato del laterizio di qualità , diffuso in tutte le regioni .

P.S.

L' EC6 ha facoltà di copiare i cordoli italiani inestensibili (a trazione) **CISM** , e gli incatenamenti orizzontali interni nella cappa del solaio **ICC** .

SAPERE e TECNICA CONDIVISO (per ora)

Il lettore pensoso si domanderà quale sia il significato delle parole scritte nel titolo.

Ho recentemente (Feb. 2006) partecipato ad un ulteriore convegno sulla normativa sismica ; credevo che questi convegni fossero uno strumento di comprensione , una officina di pensiero , di monitoraggio dell'applicabilità delle nuove norme .

Questo è tanto più urgente in quanto la maggioranza dei partecipanti , dice di aver letto il testo , ma non ha ancora computato con la nuova normativa .

Chi ha tentato di usarle , ha concluso che sono numericamente inapplicabili.

Anche gli oratori raramente hanno già computato con la nuova normativa .

Si tratterebbe soltanto di riformare numericamente la normativa .

Già questo è molto meschino e denuncia la mancanza di osservazioni sperimentali .

Avevo invece tentato di argomentare , con ampiezza di ragioni , che **la necessaria riforma numerica non poteva salvare una normativa** , che contiene grossolani errori di concezione strutturale , anche nella presunzione di norma prestazionale .

Una norma prestazionale è libertà come non impedimento (tipico del mercato) a progettare e collaudare con perizia , ma sfortunatamente l'ambiente dei controlli (zona 2 e zona 1) è un sicuro impedimento.

Dobbiamo invece ancora riscoprire (in sismica) il concetto di libertà come "assenza di schiavitù " (dai controllori senza modalità definite) .

La discussione si era arenata sul "modello" che correla le azioni con gli effetti sulla struttura , nella semplicistica applicazione degli innumerevoli stati limite .

Al progettista esperto ne basta uno solo , il **SIRC** (spostamenti interpiano rilevati al collaudo) .

Il vizio tumorale delle nuove normative è quello di volere definire i livelli di sicurezza e di prestazione con riferimento ad un " modello di calcolo " .

Ogni progettista (e ogni Committente) sa , invece , che il giudizio sul comportamento e le prestazioni dell'intero edificio è dato dal Collaudatore (o dal Dir. dei Lav.) effettuando anche sperimentazioni dinamiche con vibrodina .

Il capitolo 8 (collaudo) doveva essere l'apice della norma prestazionale ; è un misero capitolo scritto da un ragioniere a tavolino (trascrizione di vecchi testi) .

La risposta dinamica dell'intera struttura (completa anche di elementi considerati non strutturali) è **la verifica principe** , che può dare un giudizio dell'impostazione strutturale , come pure una valutazione della sicurezza .

Va detto (e scritto) a chiare lettere che il **COLLAUDO può e deve sostituire il modello di calcolo quando non è disponibile o troppo incerto** (e succede quasi sempre) .

Come corollario , i controllori devono attendere le prove di collaudo prima di esprimersi (leggi l'inutilità ed incapacità dei controllori) .

Gli ingegneri italiani (a Salò , a Tolmezzo , a) hanno dimostrato di sapersi difendere dai terremoti , anche in aderenza alle vecchie normative .

Il modello (se esiste) non può essere contenuto nella norma .

I procedimenti di progetto - verifica suggeriti da una normativa hanno sempre carattere convenzionale.

Il punto 2.3. NTC recita " quel modello matematico che correla azione con effetto combinato dell'azione " .

Poi , essendosi accorto di avere scritto una sciocchezza (applicato per es. ad un edificio completo) , cerca di convincere lo studente , dicendo che " i modelli sono semplificazioni , operate dal progettista , che tengono conto dei fattori decisivi e trascurano quelli meno importanti " .

Per ora , quel modello matematico , descritto in una sola riga , non esiste .

Se il lettore conosce quel modello , desidero allora conoscere anch'io quel progettista geniale e mirabile .

Il manipolo che ha scritto l'Ordinanza ha una facoltà non concessa a noi poveri progettisti , quella di autoingannarsi .

Quale modello è in grado di correlare le azioni combinate , su una struttura tozza , su una struttura che impiega più tecnologie , con gli effetti (combinati) ?

Vedi anche CNR Bollettino N. 89 Progettazione di opere in c.a. col metodo agli stati limite .

Si continua , con somma leggerezza , a parlare di telaio in c.a. tamponato .

Il telaio in c.a. tamponato non esiste ; è trasformato in un traliccio in c.a. tamponato ;

ed è una struttura che impiega almeno due tecnologie diverse (c.a. e muratura) .

Preliminare a qualsiasi decisione sul tipo di analisi da adottare , è l'individuazione di elementi , anche non considerati strutturali nel passato , che per rigidità e resistenza , sono in grado di collaborare con la struttura in c.a. per sopportare le azioni sismiche .

Il modello insegnato ai poveri studenti , è senza tamponature , senza gabbia scale ascensore , ed è quindi una struttura in c.a. soggetta prevalentemente a flessione nei pilastri .

Nessun progettista può lasciarsi ingannare da questo "modello" .

Fissato che " i modelli tengono conto dei fattori decisivi " vogliamo esaminare alcuni di questi fattori in un edificio in c.a. tamponato (vedi anche tavole in materia) .

I fattori decisivi appartengono ad un sapere e ad una tecnologia condivisi .

0 Osservazione preliminare

La ragione per cui durante secoli e tanti sterili tentativi che furono compiuti per difendersi dai terremoti , risiede nell'ignoranza di metodi per rispondere alla questione preliminare , **se la difesa fosse possibile coi mezzi di cui allora si disponeva** , mezzi offerti soltanto dalle strutture a carciofo nello stadio raggiunto in principio del secolo XIX .

Ne una , ne cento , ne mille strutture a carciofo , fanno scienza sismica .

Ora il tormento degli antichi è risolto , ossia un progettista moderno impiega teorie legate alla scatolarità e ha la possibilità di esaminare le questioni "da un punto di vista superiore" .

Il "modello matematico" applicato ad un edificio completo , assomiglia tanto alla vecchia questione detta sopra (è possibile con diversi tipi di tecnologie e coi mezzi di cui ora si dispone ?) .

1

In sismica (terremoti italiani) le decisioni di progetto , pur essendo basate su un vasto numero di osservazioni , sono molto incerte , e **non sono inoltre indipendenti dalle proprietà strutturali** .

E' una situazione accidentale di breve durata (non ci sono stati limite di esercizio) .

Nei casi per i quali la calcolazione strutturale presenta problemi di particolare difficoltà , **non si possono utilizzare i risultati della sperimentazione su modello in scala ridotta** .

La sperimentazione su prototipi può inoltre fornire indicazioni utilizzabili per la previsione dei SIRC (spostamenti interplanetari rilevabili al collaudo) .

Il progettista assume la responsabilità dell'interpretazione e della utilizzazione delle osservazioni sperimentali (CNR , Bollettino N. 89) .

2

Il regime post elastico di un edificio in c.a. **può verificarsi solo in casi rarissimi** (terremoto distruttivo) ed in zona 1 .

Non entrano nel discorso la disorganizzazione del conglomerato dovuta ad errori progettuali o di esecuzione .

E' sempre richiesta una maggiore cura del dettaglio esecutivo .

Anzi , le zone dissipative non possono essere localizzate nella struttura in c.a. , ma nel

laterizio ingegnerizzato (tamponature e divisori interni) .

3

Gli elementi strutturali **possono essere classificati come controventati** o non controventati , a seconda della presenza o meno di elementi di controvento .

Un sistema di elementi di controvento deve essere sufficientemente rigido da assorbire tutti i carichi orizzontali agenti sulla struttura ed assicurare la stabilità della struttura controventata .

Per evitare forze orizzontali negli elementi controventati (per es. nei pilastri) **il sistema di elementi di controvento è progettato per resistere a tutti i carichi orizzontali agenti sulla struttura (100 %)** . (EC2 , Appendice 3)

4

(Norme ACI 318/71)

Le pareti di taglio dovranno essere proporzionate per resistere all'effetto combinato di momenti ribaltanti , carichi verticali ed azioni orizzontali di taglio .

Fattori di riduzione delle forze orizzontali , ove concessi nel progetto di un edificio espressamente per l'inclusione di telai duttili , **non saranno in nessun caso adottati nel calcolare l'armatura di taglio di una parete di taglio** .

5

La duttilità in termini di spostamenti è legata a quella in termini di curvature , da una legge pressoché **quadratica** .

Per ottenere $q = 5$ occorre una duttilità in termini di curvatura vicino a 25 (interessa solo una zona della struttura soggetta a flessione) .

Vedi anche CNR , Bollettino N. 189 .

La duttilità estensionale (puntoni o barbacani in laterizio armato , a basso modulo E) è legata alla duttilità in termini di spostamenti da una legge pressoché **lineare** (interessa l'intero puntone soggetto a compressione) .

6

La tamponatura deve soddisfare anche i recenti requisiti di termotecnica e di acustica .

Pertanto lo spessore è recentemente aumentato ; nel caso di impiego di prodotti naturali e traspiranti al vapore .

La tamponatura ed i divisori interni contribuiscono ad aumentare la rigidezza allo spostamento laterale .

La struttura in c.a. tamponata si comporta quindi , da un punto di vista statico , **in modo molto simile a quello di una struttura reticolare** .

La presenza del laterizio ingegnerizzato di riempimento , fa sì che la struttura in c.a. sia sollecitata prevalentemente a sforzo estensionale (pilastri tesi) .

Non può essere raggiunta la crisi dei pilastri e delle travi orizzontali per trazione (arco a tre cerniere) .

In genere il calcolo della struttura in c.a. è **semplificato e può essere basato su una analisi di primo ordine** .

Nel caso di mancanza della tamponatura in un piano , accade **un accumulo di danno in tale piano (piano debole)** , con conseguente aumento del pericolo di raggiungere lo SLU .

La presenza della tamponatura aumenta la capacità di deformarsi plasticamente e di dissipare energia (SLU) nel raro caso di fessurazioni di muratura armata (*fessurazioni mai fotografate*) .

Il basso modulo E della tamponatura è vantaggioso ai fini della duttilità .

7

Nel caso rarissimo dello SLU **le zone fessurative (critiche) possono essere localizzate dal**

progettista , solo nel laterizio di tamponatura e delle divisorie interne (non nelle strutture in c.a.) .

E' stato dimostrato che **la rigidezza dei nodi della struttura in c.a. tamponata , influisce scarsamente sulla rigidezza laterale** (il momento flettente è quasi nullo) .

Resta rilevante l'entità del taglio sul nodo .

Il comportamento di una struttura in c.a. tamponata , soggetta a forze orizzontali , è **sostanzialmente migliorata da carichi verticali** , di entità pari a quella che solitamente si incontra nella pratica .

Il comportamento di una struttura in c.a. ben tamponata (entrano in ballo due diverse tecnologie) non si presenta più come un complicato problema staticamente indeterminato (arco a tre cerniere) .

La struttura in c.a. **soprattutto trasferisce e distribuisce , senza instabilità** , la maggior parte del carico orizzontale , al puntone diagonale .

8

La tamponatura (per l'intera altezza dei pilastri) , i divisori interni e le tramezze **sono armati ad ogni corso di malta , comunque** .

Se non condividi questa tecnica , le nostre strade si dividono qui .

Anche in zona 4 , i cottimisti *impiegando la miglior tecnica* , eseguiranno corsi di malta stretti (poca malta) ed armati ad ogni corso (anche nelle tramezze) .

Sono progettate per avere una elevata capacità dissipativa nel rarissimo caso dello SLU ; sono progettate per aumentare la resistenza allo SLD .

Per "**resistenza**" in senso lato si intende quella capacità della struttura completa di opporsi a deformazioni elastiche (rigidezza) , che la possibilità si subire deformazioni oltre il limite elastico (duttilità) .

9

I dettagli raccomandati di progetto esecutivo della vecchia normativa , **non sono cambiati** con la nuova normativa .

Nei particolari costruttivi (d'esecuzione) devono essere chiaramente (per il capo cantiere) precisate le modalità di esecuzione .

I **particolari essenziali** , che rivestono particolare importanza per il comportamento strutturale , devono essere illustrati esaurientemente anche dal punto di vista grafico e completati con note di commento o di richiamo .

10 CONCLUSIONI

E' utile , quando si discute della teoria e della pratica della sismica in Italia , soffermarsi particolarmente sull'esperienza del laterizio (a basso modulo E) **armato nel modo più semplice (ad ogni corso)** .

L'Italia è stata **all'avanguardia nel promuovere una muratura armata , e il c.a. vestito MAPIC** , che sono passati attraverso difficoltà e successi , e il cui esempio è importante per gli altri paesi (con sismi paragonabili ai nostri) .

Riuscire a capire se i livelli di sicurezza sono sufficienti , dipende dalle osservazioni sperimentali .

Bisogna ammettere nelle norme che il Collaudo ha il merito della inequivocabilità con i SIRC . Incoraggiare il Collaudo sperimentale , migliorerà certamente la qualità del costruito .

I collaudatori possono dimostrare piuttosto velocemente la correttezza della concezione strutturale scelta dal progettista .

Ho scritto questa nota con l'intento di fornire basi teoriche e chiaramente concettuali , che

siano valutabili con osservazioni sperimentali .
Lascio ad altri il compito di approfondirle e a renderle più sistematiche .