

SECONDA PARTE

- 2 Scienza delle costruzioni
- 3 Elementi tozzi
- 4 Snellezza convenzionale di una muratura
- 4 Flangia collaborante
- 5 Non capire una mazza
- 6 Primo modo di vibrare
- 8 Come saranno fatti gli edifici in c.a.
- 8 Strutture portanti in acciaio
- 9 Una norma tecnica non è mai un capolavoro
- 11 Duttilità in termini di spostamenti interpiano
- 12 Progettazione sismo strutturale
- 12 Duttilità degli elementi più sollecitati
- 13 Importanza della concezione strutturale
- 14 Analisi delle strutture
- 15 Elementi non strutturali
- 15 Dissipazione di energia
- 17 La creatività perduta
- 17 Dopo il terremoto
- 19 Recupero dell'esistente abitativo
- 20 Sismica e collaudo
- 21 Tabu imposto
- 23 Nuove frontiere del progresso tecnico
- 25 Tanti tecnici tanti pareri
- 26 La diversità delle due normative
- 27 Cultura tecnica , non trattati

SECONDA PARTE

SCIENZA DELLE COSTRUZIONI

Nel recupero di vecchi edifici , non sono applicabili le idealizzazioni strutturali del pilastro , della trave, del telaio ,....., del traliccio , tipiche dell'ingegneria strutturale .

Ogni modellazione (in particolare dei vecchi edifici a carciofo) anche la più complessa, è lontana dal vero ed è utile solo in un limitato campo e scopo .

Se una teoria sia vera o falsa , per i vecchi tipi di muratura costituite da materiali fragili e non ammortati (e con caratteri differenti in varie regioni) , è una questione sterile e da abbandonare .

Anche solo per una prima comprensione del loro comportamento strutturale , non si può fare ricorso alla Scienza delle costruzioni , che **si occupa delle strutture snelle**.

La completa sconfitta della Scienza delle Costruzioni è salvata dal principio di Saint-Venant . Esso vale anche (con modalità diverse e legate ai materiali) anche per le strutture tozze .

La scampanatura dei carichi applicati viene introdotta e legittimata per la prima volta (1952) dalla norma DIN 1053 (non ancora nella normativa italiana) .

Le istruzioni per la ripartizione dei carichi concentrati (Diffusione dello sforzo) si trovano nel Bollettino Ufficiale 30 Nov. 1982 , N. 88 , del C.N.R. . (vedi CD)

Si faceva differenza (angolo di diffusione diverso) fra calcestruzzo semplice e armato.

L'angolo è ancora fisso ; ma ora sappiamo (il Prof. BORRI ha svolto una magistrale lezione sull'argomento) che dipende dai materiali e dai modi costruttivi dei differenti tipi di muratura.

L'angolo caratteristico di scampanatura (vedi CD) , così chiamato dal Prof. BORRI , definisce la qualità strutturale della muratura .

Con questo semplice parametro si può misurare e riassumere quasi l'intera diagnostica dei muri .

Il Prof. Antonino Giuffrè in PIETA' PER I MONUMENTI , 1984 , scriveva : " *E' sintomatico osservare come , posto di fronte ad un edificio di c.a. o di acciaio , qualunque ingegnere non ha dubbi su quale procedura seguire per controllare la stabilità .*

Individua lo schermo strutturale , valuta l'entità delle azioni , esegue l'analisi delle sollecitazioni e verifica la resistenza .

Le resistenze dei materiali in loco si valutano senza troppe difficoltà.

La stessa persona , di fronte ad un edificio in muratura , non sa da dove cominciare.

Cerca di formulare lo schema strutturale in termini di travi e pilastri , ma le pareti in muratura e le volte non si prestano ad essere schematizzate .

Tenta di dare valore alle azioni esterne ma non riesce a leggere l'azione di degrado in termini di forze applicate .

Senza le forze e senza lo schema strutturale l'analisi delle sollecitazioni è impossibile.

Tutto il bagaglio operativo va in fumo.

Più di un secolo di Scienza delle costruzioni non si può adoperare.

Qualcuno insiste , e ritaglia da quelle masse murarie schemi ideali che chiama "meccanismi limite", su cui riversare ore di calcolo elettronico .

I risultati descrivono accuratamente il comportamento del meccanismo limite, ma le murature stanno molto al di là di quel limite .

Altri , tutto sommato più saggi , rinunziano alle formulazioni moderne e fanno ricorso a quel poco di inconscio buon senso costruttivo, che millenni di cultura ci hanno lasciati . "

Solo da qualche anno cominciano ad apparire ricerche sulla modellazione delle strutture in

muratura .

La vecchia Scienza delle Costruzioni è un mirabile esempio di come la matematica ha fornito lo strumento per la teoria , senza che i problemi fisici abbiano avuto un ruolo risolutivo per le corrispondenti creazioni matematiche .

La teoria dell'elasticità conduce a formule ed equazioni sempre sotto pressochè identica forma per qualunque sistema di materiali .

E' un metodo di ricerca assoluta , che assume una notevole uniformità (quasi spontaneità) ed i risultati una simmetria sistematica tutta loro propria .

I vecchi ricercatori confidavano di riuscire con questa teoria a superare tutte le difficoltà per le murature ; si rendevano conto che l'impresa richiedeva comunque ancora anni di duro lavoro .

Ma i potenti mezzi matematici non sono applicabili, mancando la teoria delle murature .

Occorre prima erigere a sistema la statica delle murature .

La pietra filosofale che ha trasformato la muratura NRT e fragile , l'hanno ritrovata i modesti saggi di cantiere con le murature armate , per l'esperienza continua degli effetti (teoria scartata - o meglio nascosta - per oltre un secolo , quasi per timore di essere riconosciuta valida) .

ELEMENTI TOZZI

(**panta rei**)

Sono elementi tozzi i corpi o parte di essi le cui dimensioni geometriche sono tra loro paragonabili .

Al fine della verifica della sicurezza , sono da trattarsi come elementi tozzi anche gli elementi bidimensionali caricati parallelamente al piano medio.

Per le pareti perimetrali , *gli elementi tozzi sono spesso realizzati in multistrato* , sia con funzione portante che isolante (anche l'antica muratura era a doppio strato , si distinguono facilmente , l'una è falsa è l'altra è buona) .

(Tutto cambia - Ovidio) *Insieme di elementi tozzi possono dare luogo a strutture scatolari moltipiano snelle e duttili* (vedi C.N.R. B.U. 30 Nov. 1982 n. 88)

Riconosco subito che è una rivoluzione molto difficile , la muratura armata e la muratura confinata è in minoranza (gli ingegneri hanno divorziato dalla muratura ordinaria almeno un secolo fa e raramente la vogliono trattare - il divorzio resta , *bisogna accorgersi ed approfittare delle nuove esperienze di altri*) .

Per esempio (strutture scatolari snelle) :

Fondazione scatolare dell'Eurocodice 8 , muri sia con funzione portante che di controventamento, collegati mediante cordoli ai solai e , tra di loro , mediante ammorsature lungo le intersezioni verticali,tramezze armate con traliccio MURFOR largo 5 cm .

Le regole di progettazione (pur non essendo precise) ritornano nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Le murature armate non impongono più limitazioni alla progettazione ; una procedura più razionale riguardante la sicurezza progettuale la troverai nel Criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF) .

Si possono studiare gli effetti (**ci interessano in particolare gli spostamenti , anche oltre il campo elastico , e la stabilità d'insieme di presenza di azioni eccezionali**) prodotti dalle forze che sollecitano una costruzione (in muratura armata o in muratura confinata) e determinare le condizioni cui devono soddisfare le diverse parti di questa .

Se ci interessano gli spostamenti oltre il campo elastico , allora ci interessano anche *gli effetti torsionali e gli effetti del secondo ordine* ; in genere le strutture in muratura armata o in

muratura confinata sono , per loro natura , molto rigide e non si produce una pericolosa concentrazione di sforzi per questi effetti.
Per la loro rigidità sono inoltre incapaci di seguire anche *non piccoli cedimenti differenziali del terreno di fondazione* (con fondazione scatolare) .

SNELLEZZA CONVENZIONALE di una muratura

(vedi figura)

Era già stata introdotta dalla norma DIN 1053 .

E' una grandezza fondamentale (pur convenzionale) nella configurazione geometrica e strutturale in pianta dell'edificio .

E' legata (vedi CD) al fattore laterale di vincolo , con ammorsature efficaci - vedi tabella 3 della Din 1053 sugli spessori e distanze dei muri irrigidenti.

Nel fattore laterale di vincolo si può *tenere conto della tramezze armate* (l'armatura metallica le trasforma in meccanismi resistenti con effetti stabilizzanti, ed aumentano sia la resistenza che la dissipazione di energia - sono inoltre uniformemente distribuiti in tutta la struttura) .

Anche in questo caso le idealizzazioni strutturali della Scienza delle costruzioni , vengono richiamate in modo convenzionale .

Le intersezioni verticali dei muri (GF) non sono zone dissipative (non si formerà alcuna fessura tra il muro ed il suo irrigidente) .

FLANGIA COLLABORANTE

Nel manuale di Ingegneria Civile , ed. 1982 (vedi pagina allegata) , il Prof. Giorgio MACCHI scrive : " nei muri di controventamento , una parte limitata di un muro perpendicolare intersecante , può agire come ala , aumentando rigidità e resistenza ... " .
" ... si potrà tenere conto del conseguente incremento di rigidità considerando un'ala collaborante ... " .

Ho controllato sul manuale del Geometra , ma non ho trovato nulla di simile , il manuale del Geometra era stato scritto prima , e *queste concezioni strutturali non erano ancora consolidate* .

La flangia collaborante era prevista dalla DIN 1053 (anno 1952) ; erano poi accolte nella normativa sperimentale C.N.R. 1984.

Il cammino per giungere al riconoscimento unanime della flangia , risulta lungo e travagliato. Provvede all'uso finalmente l'Eurocodice 6 (finalmente questo vetro di bottiglia , è diventato un grande e brillante smeraldo) .

Il progettista che non ne tiene conto progetta solo in dialetto .

La norma italiana non se ne è ancora accorta ; una significativa novità (C.5.1.) in tal senso è quella di dover *realizzare risvolti di muratura , nei muri perimetrali intersecanti , di lunghezza non inferiore a 1 m* (flangia di almeno 1 m) .

Perché si instaura la flangia collaborante , nei muri soggetti a forze orizzontali ?

Condizione necessaria è che le ammorsature dei muri intersecanti siano efficaci (nella muratura armata sono sicuramente efficaci - sono ammorsature armate , non fragili) .

Il comportamento strutturale deriva dalla scampanatura dei carichi (vedi CD) .

Nella muratura armata l'angolo caratteristico di scampanatura dei carichi è maggiore , quindi è maggiore la larghezza della flangia collaborante (dipende inoltre dall'altezza dell'edificio) .

Allora , nei casi in cui sia garantita la solidarietà tra muri intersecanti , per l'assorbimento delle

caratteristiche della sollecitazione , è possibile fare affidamento anche sulla collaborazione delle flange collaboranti , **considerando sezioni resistenti non più rettangolari ma ad "L" o a "T"** .

Le flange collaboranti comportano , sostanzialmente , un'espansione del dominio N-V , che risulta maggiormente evidente per valori dello sforzo normale $N > 0.5 N_u$.
(vedi anche : Augenti , Albi-Marini , Nicolosi , *Il pannello murario a T* , Convegno in onore di Sandro Dei Poli , Milano , 1985).

Il Prof. Antonino Giuffrè , nella Relazione PIETA' PER I MONUMENTI , 1984 , scriveva : " .. Solo la previsione dell'azione sismica può consigliare l'introduzione di rigidi diaframmi , ma anche in questo caso potrebbero non essere veramente necessari . Le scatole murarie possono benissimo sopportare *azioni sismiche notevoli* anche senza diaframmi , *se le connessioni sono efficaci* " .

A corollario di quanto dimostrato sopra , possiamo anticipare che nelle murature armate o confinate - Criterio di gerarchia delle fessurazioni (GF) - **implica una sostanziale espansione del dominio N-V , che risulta maggiormente riconoscibile nella valutazione dello SLU** .

Chiedo al lettore di scrivere, su questo argomento fondamentale nella concezione strutturale della scatolarità multipiano , qualche pagina migliore di quella trovata qui (vedi Norme sperimentali CNR 1984 - cercare altre norme di cui non dispone un parroco di campagna) .
Cerca di impiegare sempre la migliore tecnica , se non la trovi inventala .

Non capire una mazza

(vedi , G. BOATTI , LA TERRA TREMA , Mondadori)

Mia figlia medico , usa spesso questa espressione ; in cantiere vengono adottati altri mezzi linguistici per comunicare .

Pensavo che li volesse addolcire , invece scopro che l'espressione era nata proprio in occasione del terremoto (1908) di Messina , e da qui diffusa poi in tutta la penisola .

La trionfante compagna di Garibaldi e dei Mille , sbarcati nell'isola sotto la vigile protezione della flotta inglese , acquista un significato meno strepitoso e più concreto se collocati all'interno delle strategie di ramificazione della rete telegrafica attivata da Londra per collegare con il Regno Unito le colonie dell'impero .

La rete di comunicazione telegrafica , dipartendosi da Londra , e attraverso la Francia s'appoggiava sulla penisola italiana , poi dalla Sicilia verso l'isola di Malta e proseguire verso il Golfo Persico , l'India e l'Australia .

Per comprendere l'interruzione delle comunicazioni con Roma , che era sopravvenuta nel periodo immediatamente al sisma , si deve tenere presente la rottura dei cavi telegrafici . Il terremoto provoca la distruzione dei locali degli uffici telegrafici e telefonici, ed essendo perito gran parte del personale, veniva meno qualunque mezzo di informazione.

Nel 1908 , il generale (grado massimo) di corpo d'armata MAZZA rappresenta in Sicilia l'autorità militare più elevata .

In una zona, dove si è abbattuta una così grave sciagura, non si può procedere con le norme e gli organi amministrativi della vita normale ; non c'è che un mezzo , la proclamazione dello stato d'assedio .

Saranno molte e diverse le accuse ed i sarcasmi scagliati dalla stampa contro il generale.

Con le prerogative che la proclamazione dello stato d'assedio consentono , si arriva a negare il permesso di sbarcare a navi che stanno portando aiuto alla città .

Messina diventa un campo vigilato , nessuno può superare i posti di blocco (solo qualche giornalista o parlamentare riuscirà) .

Il piano di evacuazione della città deve scattare non appena verrà ritenuto giustificabile interrompere le ricerche dei sepolti vivi .

Questi improvvisi rispuntare dal regno della morte , ancora a settimane dal 28 Dicembre , ha una spiegazione tecnica .

Si trattava di edifici con struttura a carciofo (tendono ad aprire in alto) e muri a doppia cortina (al piano terra sono di maggior spessore) .

In queste strutture sono i piani alti a crollare , i piani bassi possono crollare per il peso dei crolli soprastanti (vedi documentazione fotografica) .

I sepolti vivi sorpassano ogni immaginazione , ogni famiglia aveva preparato le provviste di legumi e frutta secca per l'inverno (si potevano salvare diecimila vite in più) .

Chi ha un udito straordinario , diventa raddomante dei gemiti appoggiando l'orecchio ai massi .

Messina pare essere diventata una città scrigno, dove sotto alle macerie sono seppellite immense fortune incustodite , e ci si preoccupa che i militari le vigilino .

Inoltre la polvere sollevata dal crollo di queste strutture (vedi il filmato in diretta del crollo della volta della Basilica di S. Francesco ad Assisi) impedisce il respiro ai superstiti .

L'espressione " ... non capire una mazza " si riferisce alle sofferenze imposte dai soccorritori ai superstiti (e ai molti abitanti della campagna) e all'incapacità di salvare le migliaia di sepolti vivi .

In cantiere cercheremo di ricordare queste sofferenze usando più spesso questa espressione .

In particolare, a qualcuno che non riuscirà a comprendere la flangia collaborante (le ammorsature armate dei muri intersecanti) diremo urlando : " ... non capisci una mazza " .

I vecchi muratori lo sapevano molto bene , l'Eurocodice ha registrato la loro perizia ; i moderni fornaciai con pezzi di diverso spessore lo hanno dimenticato (vogliono suicidarsi) . I cottimisti cercano di rimediare con armature metalliche e resine ad indurimento rapido .

Primo modo di vibrare

(modellazione per l'analisi strutturale e la resistenza)

Nella nostra zona , soprattutto per ragioni urbanistiche , gli edifici ad uso abitazione hanno una modesta altezza (l'Eurocodice non prende in considerazione edifici particolarmente alti) . Il periodo proprio T_0 di vibrare è inferiore a 0,8 sec ; con T_0 piccolo è il primo modo di vibrare che domina la dinamica in situazione accidentale sismica .

Anche nel raro caso di terremoto distruttivo (SLU) dove l'edificio sta subendo un danneggiamento severo , è il primo modo di vibrare che domina .

Molto spesso gli smorzamenti maggiori provengono da elementi non messi in conto nel calcolo delle rigidezze , quali le pareti divisorie .

Quando (e solo se) la costruzione è interessata prevalentemente dal primo modo di vibrare , allora la modellazione , nel caso di azioni dinamiche , può essere agevolmente sostituita da un modello statico , soggetto a forze orizzontali convenzionali .

Per effetto del primo modo di vibrare, *si possono verificare solo azioni taglianti decrescenti con la quota .*

Le forze d'inerzia hanno tutte lo stesso segno quando domina la deformata del primo modo ; *la verifica viene limitata all'interpiano a quota più bassa .*

I vantaggi di una modellazione statica di una scolarità di strutture tozze , sono legati alla possibilità di tenere conto di (quasi) tutte le strutture (comprese le tamponature) che si oppongono al terremoto .

Potrà inoltre appoggiarsi ad una progettazione e collaudo assistito da prove .

In quest'ultimo modo di operare, ci viene in aiuto la virtù naturale (poco compensata dagli strutturisti) del peso proprio dell'edificio (non viene mai annullato) .

La resistenza a taglio di una muratura scarica è solo una frazione della resistenza di una muratura mediamente caricata ; *può raggiungere anche il 40 % della tensione media di compressione indotta dai carichi verticali* .

Questo dato fondamentale nella concezione strutturale , non è neppure accennato in molti trattati o in modelli per l'analisi strutturale (i valori della resistenza a compressione e quella a taglio non sono correlati nel D.M. 1987) .

I progettisti che hanno a lungo osservato e misurato il meraviglioso comportamento di una muratura (o parete) caricata , si meravigliano come altri colleghi non riescano a cogliere questo intimo nesso .

Ve lo immaginate un arco scarico ?

E perché si pensa alla muratura armata portante come ad un arco scarico ?

Per padroneggiare con altri la teoria della muratura armata , deve darsi naturalmente la possibilità di comprendere la teoria .

Dopo aver detto ciò , bisogna rammentare che *la muratura moderna è nata con il felice e necessario abbandono delle strutture a carciofo* (cordoli sui muri ad ogni impalcato) .

La teoria analitica del comportamento statico dei cordoli non è mai stata sviluppata (sono ancora dimensionati per proporzioni geometriche ; ci si abitua a tutto) .

Ne posso dire di avere visto un bollettino del CNR dedicato alla muratura armata e alla muratura confinata .

Il progettista non può trovare sufficienti le pubblicazioni dei produttori delle armature metalliche .

La muratura armata in orizzontale è lo sviluppo tardivo della teoria dei cordoli (le armature della muratura armata , portano a diminuire l'area delle armature dei cordoli) .

Ora il risultato è facilmente visibile , *perciò la muratura armata si giudica dal risultato , non dalla teoria analitica che ancora manca* .

Il modo di costruire edifici in muratura armata è sempre basato su precedenti esperienze con casi simili .

Queste conoscenze , in generale , conducono a più favorevoli valori di progetto .

Per la progettazione antisismica sono poche le prove di controllo , disponibili in letteratura , *per verificare il comportamento reale di un edificio dopo il completamento* .

Sono questi risultati che possono servire come base di progettazione di un grande numero di strutture , compreso lo sviluppo di regole nelle norme di calcolo strutturale .

Nel nostro caso , in cui il peso proprio gioca un simultaneo ruolo determinante , le strutture tozze sono articolate in una scolarità multipiano , e l'affidabilità è basata sulle interazioni fra esse , allora *le prove , per ottenere il richiesto livello di affidabilità , devono essere eseguite su prototipi a grandezza reale* .

Le regole devono includere differenziazioni di sicurezza in dipendenza del tipo di collasso (fragile o duttile) .

Negli edifici in muratura armata o in muratura confinata , correttamente articolati in pianta ed in elevazione , viene escluso un collasso di tipo fragile .

Le costruzioni in muratura , in passato , venivano calcolate su basi empiriche ; ora *la modellazione ed il calcolo sono sempre più confortati dal Criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF) applicato a strutture scatolari* .

E' pure esclusa l'incertezza dovuta al grado di riparabilità , di facile ispezionabilità , e tolleranza del danno .

La scolarità di un edificio è assicurata da efficaci collegamenti orizzontali e verticali fra le strutture tozze che lo compongono (comprese le tramezze armate ben collegate alle strutture d'ambito) .

I cordoli non sono solo strutture snelle , soggette a trazione , assicuranti un efficace collegamento orizzontale , ma inseriti in strutture tozze generano meravigliose flange orizzontali .

Flange orizzontali ?

Si , nella muratura armata sottostante e soprastante (DIN 1053 , anno 1952 , vedi CD) e nel solaio .

Allora la muratura armata viene ad assomigliare ad una ossatura con strutture snelle verticali (flange nei muri intersecanti) ed orizzontali (cordoli e relative flange) .

Hai scoperto così perché *la muratura armata ha un comportamento statico molto simile ad una ossatura in c.a. tamponata* .

Alla comprensione dell'ossatura in c.a. tamponata sei arrivato fra i primi , della muratura armata non fra gli ultimi (la schiera di coloro che capiranno , questo gigante legato e prigioniero dei pregiudizi , è ancora enorme) .

Come saranno fatti gli edifici in c.a.

Se il giornalista non scende spesso in tipografia , non saprà mai fare un giornale .

Non mi dilungo sul pasticcio dello spettro di risposta (fiasco senza vino) dell'Eurocodice.

Vedi tabella allegata del Prof. Serafini .

Forse non sono mai scesi in tipografia .

Nessun ingegnere si lascerà strinare da questi numeri non cogenti .

Hanno promesso che dimezzeranno tutto (che generosità) .

Siamo ben lontani dai numeri delle vecchie e sagge norme italiane (vedi CD) .

C'è un'altra complicazione (barriere tecniche alla realizzazione del mercato unico) .

Una risoluzione europea ha introdotto la clausola dello - *stand still* - e cioè " il divieto ai paesi membri di emanare regole tecniche nei settori oggetto di studio da parte della Commissione " . (vedi F. SALMONI - LE NORME TECNICHE - Giuffrè editore)

Veniva inoltre " disposta una procedura di informazione che obbligava i governi nazionali a comunicare preventivamente i progetti di regole tecniche cogenti " .

Il Prof. Sanpaolesi ha sempre parlato degli eurocodici , come di documenti senza valenza di coerenza .

Nell'allegata tavola è dato uno **schema di una nuova struttura in c.a. , con pareti controventanti e controtorcenti** .

Strutture portanti in acciaio

La rigidità alle azioni orizzontali di cui sono dotate le moderne strutture metalliche, necessaria ad evitare fenomeni di instabilità e ad opporsi alle azioni orizzontali del vento, si è ripetutamente rivelata quasi sufficiente anche per resistere a terremoti di notevole intensità. Anche per le zone ad alta sismicità , non è necessario modificare le tipologie correnti delle costruzioni edilizie a struttura metallica .

La tecnica moderna adotta , sempre più di frequente , lo schema statico a colonne pendolari e travi semplicemente appoggiate ; alle colonne è affidato il solo compito di portare i carichi verticali , con sollecitazioni di momento nelle travi , e di sola forza normale nelle colonne.

Il collegamento trave colonna è di tipo bullonato , la continuità delle colonne viene in genere realizzata con coprighiunti bullonati (l'intervento della saldatura è ridotto al minimo - esigenze di industrializzazione hanno praticamente eliminato i telai a nodi rigidi - troppo flessibili) .

La struttura controventante è in c.a. localizzata nel vano scala - ascensore

Fondazione di tipo scatolare in c.a.

In questi edifici , i risultati dell'analisi dinamica confrontati con quelli relativi all'analisi

statica , denotano come l'analisi statica risulta più gravosa di circa il 30 % (rapporto fra i momenti massimi alla base delle scale , e l'analogo rapporto fra i tagli massimi) .

Una norma tecnica non è mai un capolavoro

(EC8 , vecchia normativa sismica italiana , aggiornamenti in corso)

Anche nelle Norme Tecniche (Sett. 2005) che stanno per essere pubblicate sulla Gazzetta Ufficiale *dovrebbe essere saggiamente prevista la revisione* - almeno ogni 5 anni - (gli EC credono di essere eterni , dichiarando nullo tutto ciò che è stato fatto prima) .

La convenzionalità con cui le azioni sismiche vengono definite dalle normative , non è - per il progettista dotato di perizia - di ostacolo al conseguimento di una adeguata sicurezza.

Le strutture tridimensionali sismiche possiedono un sufficiente grado di duttilità in termini di spostamento interpiano.

Lo spettro di risposta della vecchia normativa era calibrato per lo SLD (gli spostamenti interpiano ammessi erano molto piccoli , 0.004 h) .

Lo spettro di risposta EC8 è invece calibrato con eccesso sullo SLU (severità delle azioni sismiche nella zona epicentrale) .

Il livello inoltre , dell'EC8 deriva *da un fallace presupposto di duttilità in termini di spostamenti interpiano pari a 5* (corrispondenti ad una duttilità in termini di curvature per flessione nelle zone critiche pari a 25) .

Un $q = 5$ è ben lungi dall'essere una dote ovvia degli edifici , ma è funzione del sistema scelto, dei dettagli costruttivi essenziali che intervengono in campo postelastico e nel caso di carichi ciclici , della fedele esecuzione da parte di maestranze specializzate , dai controlli in cantiere , della collaborazione degli elementi non strutturali - tamponamenti e tramezze ,

.....

Si raggiungerà $q = 5$ solo se si adottano le scelte progettuali ed i provvedimenti più validi ai fini della duttilità locale e globale ; gli elementi di rilevante importanza strutturale , che richiedono un particolare controllo durante la loro costruzione (*dettaglio essenziale*) dovranno essere chiaramente indicati sui disegni di progetto esecutivo .

La norma non ha allora titolo per imporre (e dettagliare per ogni tipologia strutturale) un valore di q ; deve essere valutato dal progettista e verificato , se possibile , in sede di collaudo dell'edificio completo.

In vecchie costruzioni a carciofo è inutile parlare di q (la percentuale di patrimonio danneggiato , a volte distrutto , è sempre altissima) . Contro i sismi le strutture storiche non ci insegnano un comportamento strutturale intelligente .

La conservazione ed i consolidamenti strutturali di edifici vincolati meritano un discorso ed una perizia a parte .

Si ha la contemporanea presenza di norme con spirito e struttura differenti (una è miope e l'altra è zoppa) .

Il Prof. A. Castellani sintetizzava magistralmente queste carenze concettuali : " ... l'Eurocodice predilige lo schema strutturale in base alla duttilità , ma lo penalizza in termini di deformabilità ."

Il progettista italiano , conoscendo bene l'importanza dei dettagli costruttivi essenziali , sa che costruzioni ben progettate e ben realizzate da punto di vista dei criteri statici generali , non sismici , in Italia si sono comportate egregiamente anche durante terremoti severi .

Anzi non è stato possibile esaminare il danno ; *c'è carenza di informazioni dedotte dall'osservazione dei danni prodotti dai terremoti italiani, sulle recenti strutture correttamente progettate ed eseguite .*

I comuni italiani classificati in zona 1 (terremoti severi , eventi molto forti e rari) sono

principalmente di piccole dimensioni, mentre diversi centri di grandi dimensioni hanno indice di rischio relativamente basso (sismi frequenti ma non devastanti), spesso perché dotati di un patrimonio edilizio recente poco vulnerabile .

Per ogni zona occorre classificare convenzionalmente la severità dei terremoti ai livelli di danni prodotti sulle strutture , da mettere in conto in sede di progetto , sia allo SLD che allo SLU (*sono due terremoti diversi , quindi due spettri di risposta diversi*) .

A seconda degli scopi che si perseguono , SLD o SLU , diversi sono i terremoti considerati convenzionalmente rappresentativi .

Nel quadro dell' EC8 , lo spettro di risposta per lo SLU è dato dallo spettro di risposta elastico *con le ordinate ridotte utilizzando il fattore q , tenuto conto dell'effettiva deformazione postelastica e delle capacità dissipative dell'edificio* .

Nell'EC8 non troviamo lo spettro di risposta per lo SLD (si limita a dire che lo SLD può ritenersi soddisfatto se , *per effetto di una sollecitazione sismica caratterizzata da una maggiore probabilità di verificarsi , che non l'azione sismica di progetto* , gli spostamenti relativi tra i piani sono limitati ...) .

Lo spettro di risposta per lo SLD (punto 3.2.6 Ordinanza) uguale per qualunque tipologia strutturale , può essere ottenuto *riducendo lo spettro elastico secondo un fattore pari a 2,5* (fattore derivato da considerazioni di tipo statistico) .

La verifica dello SLD è riferita ad un terremoto che ha il 50 % di probabilità di essere superato in 50 anni (periodo di ritorno di circa 72 anni) .

Non è possibile stimare a priori quale sarà la verifica più gravosa ; in generale quanto più la struttura è deformabile , tanto più sarà penalizzante lo SLD.

Inoltre la verifica allo SLD viene condotta con masse sismiche diverse (differenze minime) da quelle considerate nello SLU .

Osserviamo che una struttura potrà subire un solo SLU nella sua vita , ma potrà subire più volte lo SLD, l'energia dissipata è solo di tipo elastico in quanto siamo nelle vicinanze dello snervamento .

Nel caso di edifici con duttilità $q = 2,5$ i due spettri sono simili , nel caso di edifici con $q > 2,5$ lo spettro allo SLD è maggiore che nel caso SLU (*ma non era definito come un sisma più frequente e di minore intensità ?* qui è tutto un disordine convenzionale) .

Nell'aggiornamento (documento di studio) delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche (bozza 20 Nov. 2003) , predisposto dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici , l'intensità sismica definita in termini di accelerazione massima del terreno , allo SLU è circa tre volte maggiore di quella allo SLD (tabella A.2.6. - valori a_g/g compresi fra 0.17 e 0.07) .

I dettagli costruttivi di progetto esecutivo , anche gravosi , devono essere confortati e motivati sulla base di danni arrecati da sismi italiani alle costruzioni correttamente progettate e realizzate .

Il c.a. vestito (muratura confinata) potrà soddisfare facilmente la verifica allo SLD (non ci sono dubbi , i danni non sono mai stati fotografati) , altrettanto facilmente quella allo SLU (la duttilità è di tipo estensionale nei puntoni diagonali e nei pilastri tesi - la duttilità locale pressoché coincide con quella dell'insieme)

Il Criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF) , pur non riuscendo a fornire indicazioni valide sulla distribuzione delle tensioni nella parete , ci da una descrizione corretta del comportamento strutturale .

L'Ordinanza (capitolo sulla muratura) sarà ricordata in futuro come un quaderno medioevale per aver perso tempo a parlare di muratura ordinaria e non essersi accorta della muratura confinata (iceberg da esplorare nella parte invisibile) .

Le norme CNR hanno già esplorato la parte visibile , oltre 20 anni fa (hanno sbagliato il nome di battesimo) .
Vi pare un capolavoro ?

DUTTILITA' in termini di spostamenti interpiano (deformazione postelastica della costruzione)

Negli edifici ordinari *la misura del danno può venire collegata in prima approssimazione al valore dello spostamento relativo interpiano* , per altre categorie di edifici , che possono divenire inutilizzabili a seguito di rotture degli impianti, è necessario riferirsi ad altri parametri per misurare il danno .

La capacità di spostamento è sicuramente il parametro convenzionale, per ora, più adeguato per misurare la capacità di una struttura tridimensionale di opporsi all'azione del sisma (supera il campo lineare senza eccessiva diminuzione della forza resistente) .

Gli spostamenti massimi previsti dell'edificio , si ottengono moltiplicando (regola semplificata per fornire l'ordine di grandezza) gli spostamenti nelle vicinanze dello snervamento , per il valore appropriato del fattore di struttura .

Su questo argomento fondamentale , non abbiamo ali per volare , e teniamo i piedi ben fermi in cantiere

$D_s = q D_e$ (vedi vecchio Eurocodice)

D_s = spostamenti di un punto della struttura

q = coefficiente di duttilità della struttura

D_e = spostamento al raggiungimento del limite elastico

Scriveva (con perizia e molto prudentemente) il Prof. Giorgio MACCHI : " ...è possibile contare , per murature armate opportunamente realizzate, su coefficienti di duttilità elevati ... "

Nello stesso volume (CISM Le Costruzioni in muratura - Udine) il Prof. Macchi ed il Dottorando G.M. Calvi scrivono : "*Si può tuttavia ritenere (e le esperienze lo dimostrano) che non è imprudente assumere per le costruzioni in muratura armata la stessa duttilità che è attribuita alle costruzioni a muri di controventamento in cemento armato.* "

Questi autori avevano ben presente come la libertà della tecnica , doveva imporre una certa moderazione nell'uniformazione delle normative tecniche .

E' vero che dall'uniformazione della tecnica possono discendere indubbi vantaggi per l'economia , è altrettanto vero che le libertà individuali possono risultare sensibilmente conculcate .

L'applicazione di una norma tecnica può comportare valutazione di fatti suscettibili di vario apprezzamento, quando la norma tecnica contenga dei concetti indeterminati o comunque richieda apprezzamenti opinabili .

Il valore di q deve essere stabilito dal progettista (non dalla norma) .

(q dipende in misura rilevante dal dettaglio costruttivo)

Le armature metalliche duttili della muratura armata (e della muratura confinata) hanno *il vantaggio di non accumulare pericolosamente i danni derivanti dalle scosse successive dello stesso terremoto* , o di quelli degli anni seguenti (le intersezioni dei muri non sono zone dissipative) .

Progettazione sismo strutturale

Le scosse sismiche di media e bassa intensità sono molto , ma molto più numerose di quelle estremamente gravi che vengono ricordate come catastrofi (è qui che interviene q) .

Il numero dei terremoti cresce in proporzione inversa alla loro rovinosità .

Un edificio potrà subire più SLD (le tramezze valorizzano la risposta della struttura e sono facilmente riparabili) , ma un solo SLU nel corso della sua vita utile .

Non è concepibile , definire un terremoto di progetto tale che qualunque futuro terremoto risulti sicuramente meno severo . Si deve osservare che la verifica dello SLU è effettuato con criteri convenzionali delle deformazioni e della duttilità globale.

Se poi lo SLD è più gravoso dello SLU (attualmente risulta così) , allora lo SLU non interessa più .

Una verifica (bisogna dirlo) allo SLU di una costruzione completa di elementi non strutturali , con metodi di calcolo non lineare risulta estremamente complessa (ed inutile , meglio la caratterizzazione dinamica in sede di collaudo)

La filosofia della progettazione si articola allora in due fasi che evitano queste difficoltà .

Si conduce un calcolo elastico per un evento sismico di modesta intensità , quale si presume che possa verificarsi (anche più volte) nella vita della struttura (SLD) .

Si valuta poi che la struttura possa sopportare degli spostamenti (connessi ai terremoti più violenti) 3 - 8 volte maggiori di quelli elastici .

Nella muratura confinata , senza ricorrere a sofisticate procedure di calcolo , si sostituisce un puntone diagonale convenzionale (equivalente nel caso di aperture) incernierato alle estremità (i pilastri sono tesi - vertesi) .

Nella muratura armata si instaura una flangia (nel muro intersecante) collaborante per aumentare rigidezza e resistenza in una struttura scatolare snella e duttile .

Duttilità degli elementi più sollecitati

Vogliamo fare un piccolo confronto sulle diverse modalità di reazione alle azioni orizzontali , alla fine giudicherete voi se q è maggiore per la muratura confinata o per le strutture in c.a. controventate da pareti .

La duttilità di un elemento strutturale è definita come la capacità dell'elemento di sopportare *spostamenti e rotazioni in campo postelastico* senza eccessivo decremento della forza o del momento resistenti .

La duttilità in termini di curvatura della sezione critica , non è sufficiente per determinare la duttilità dell'elemento strutturale . Dipende ovviamente da quanto si estendono le zone in cui si ha un comportamento non lineare , in buona sostanza *dalla lunghezza delle cerniere plastiche* (nei pilastri da $1/3$ a $1/6$ - nelle pareti al massimo una altezza paragonabile alla lunghezza e comunque inferiore all'altezza del piano) .

Nelle strutture in c.a. le pareti con funzione strutturale controventante e controrotcente sono soggette prevalentemente a momento flettente (con inviluppo convenzionale del diagramma) .

In corrispondenza delle *zone critiche* (vedi Eurocodice) *alla base della parete* il valore del coefficiente convenzionale di duttilità locale in termini di curvatura (momento flettente) è legato a q con legge al quadrato (la duttilità della struttura è sensibilmente inferiore alla duttilità della sezione) .

Occorrono coefficienti convenzionali di duttilità in termini di curvatura pari a 25 ($q = 5$) ; mi pare che siamo ad un limite invalicabile .

E' solo nella lunghezza della zona critica che si ha un contributo ad un aumento dello spostamento in sommità .

Nella muratura confinata il meccanismo di resistenza è quello del traliccio interpiano con puntone diagonale compresso .

Nel traliccio abbiamo solo azioni interne di tipo estensionale (i pilastri sono tesi) .

La duttilità locale (accorciamento del puntone diagonale) coincide con la duttilità della struttura (comunque è una legge lineare) .

Allo spostamento alla sommità (o di interpiano) contribuisce l'intera lunghezza del puntone , che ha un basso modulo di elasticità - e non solo (osservazione essenziale) nei piani bassi

Le aperture (porte e finestre) magnificano la duttilità di alcuni pannelli confinati (qui si *instaura un puntone più debole , ma che avrà lo stesso spostamento interpiano.*

Tenuto conto del forte smorzamento della struttura nelle tramezze armate , del basso modulo elastico E della muratura confinata , non è imprudente assumere un accorciamento dei puntoni , allo SLU , pari a 7 volte l'accorciamento in prossimità dello snervamento ($q = 7$)

Mancano solo le misure sui danni reali di edifici completi ed eseguiti con la miglior tecnica (diamo un po di tempo al prossimo terremoto di alta intensità) .

So che fra di voi ci sono ci sono professionisti, davanti ai quali anche un accademico si sente povero nel vostro campo . A costoro chiedo di riscrivere meglio questo paragrafo ed inviarlo , via email (anche LINUX è nato così) .

Con le pareti in c.a. controventanti , ipotizziamo inoltre un vincolo di incastro perfetto allo spiccato sulla fondazione scatolare rigida .

Con la muratura armata e con la muratura confinata *non trasmettiamo momenti flettenti alla fondazione scatolare* .

IMPORTANZA della CONCEZIONE STRUTTURALE

La concezione strutturale è definita come l'annullamento o la minimizzazione dei problemi creati dagli effetti dell'eccitazione sismica applicando una comprensione del comportamento piuttosto che calcolo numerico , in particolare provvedendo una grande iperstaticità ed una alta duttilità , senza eccessiva diminuzione della capacità portante , sotto pochi carichi ciclici .

Non avrete dimenticato le vecchie questioni della muratura ordinaria .

La disomogeneità (gli elementi di muratura e la malta possono avere caratteristiche meccaniche fortemente differenti) .

L'anisotropia (presenza di fori verticali oppure orizzontali nei laterizi) .

L'asimmetria (comportamento meccanico diverso nei riguardi della trazione e della compressione) .

La non linearità (legame sforzi - deformazioni) .

Con la tecnologia della muratura armata (struttura scatolare snella e duttile , sempre soggetta a compressioni verticali, con un elevato grado di iperstaticità , dove si instaurano sempre la scampatura dei carichi) sono state scardinate e ridotte a questioni di secondaria importanza.

Con la muratura armata *sono stati scardinati anche i laboratori sperimentali* e sono stati aperti molto argomenti di ricerca ; sono stati anche cestinati i vecchi trattati sulla muratura ordinaria (trattavano il caso di solai non rigidi nel loro piano , e/o trascuravano le flange collaboranti dei muri intersecanti) .

Poco ci interessa una prova di compressione su un muretto , o la precisa determinazione di un modulo elastico ; *ci interessa lo stato deformativo e la stabilità d'insieme, in prossimità e oltre il limite elastico , di una struttura scatolare multipiano , snella e duttile* .

Utilizzando il modello concettuale del Criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF) , il progettista può tenere sotto controllo gli spostamenti (*le intersezioni dei muri sono rigide a trazione* , come i solai - nessuna fessura) .

Il progettista moderno , oltre alla verifica globale della risposta dell'edificio , ha anche il compito essenziale di *proteggere la struttura scatolare snella e duttile da situazioni accidentali non previste o difficilmente quantificabili in sede di progetto* , accettando deformazioni postelastiche di entità sensibilmente maggiori (con degrado di resistenza e rigidità e di capacità dissipative) .

ANALISI delle strutture

E' stato ripetutamente scritto che le prove sperimentali (compressione , flessione , pressoflessione) hanno messo in evidenza la similitudine del comportamento degli elementi in muratura armata (erano utilizzate armature tipo Murfor) con gli elementi in c.a. I metodi di calcolo si possono ispirare a quelli di questo materiale.

Eladio Dieste lo ha dimostrato (non in laboratorio) nelle costruzioni.
A lui interessavano le tensioni , a noi **interessano gli spostamenti in zona postelastica**.

Le prove sperimentali hanno mostrato che gli elementi di muratura confinata si comportano (con l'instaurarsi del puntone diagonale) in modo simile agli elementi a traliccio in carpenteria metallica .

Si possono ugualmente applicare dei metodi di calcolo simili ; *con queste ulteriore sicurezze*. Non ci sono fenomeni di instabilità laterale o effetti del secondo ordine ; le armature metalliche orizzontali passanti i pilastri , limitano la possibilità di rotture fragili.

Abbiamo solo puntoni diagonali (non tiranti) ed i pilastri di confinamento sono tesi - vertesi . I puntoni deboli (in corrispondenza delle aperture) aumentano la deformabilità della struttura scatolare , innalzano il livello di smorzamento , ma subiscono lo stesso spostamento interpiano dei puntoni forti .

I carichi verticali (mai nulli) hanno effetto favorevole alla resistenza laterale.

La struttura scatolare multipiano è organizzata in modo da evitare che la distruzione eventuale di un elemento principale delle dimensioni di un vano in un alloggio, o di due di tali elementi in posizione d'angolo , comporti un *collasso a catena* . E' garantita pertanto la redistribuzione dei carichi tra gli elementi residui , sia pure a prezzo di dissesti locali.

Il fattore q dipende dalla duttilità a compressione dei puntoni , uniformemente diffusi nell'intera struttura scatolare multipiano , quindi la dissipazione di energia è la più elevata possibile (anche q è il più elevato possibile) .

Anche in queste strutture ci interessa la valutazione degli spostamenti in fase postelastica (pur subendo danni di grave entità agli elementi strutturali) .

L'esperto collaudatore dovrà effettuare quegli accertamenti utili per formarsi il convincimento della sicurezza dell'opera , ed inoltre potrà disporre l'esecuzione di speciali prove per **la caratterizzazione dinamica dell'edificio** , atte a verificare che le caratteristiche della costruzione ultimata (comprese le opere ritenute non strutturali , e le demolizioni degli impiantisti) corrispondano a quelle attese .

Il collaudatore potrà valersi delle tecniche che consentono accertamenti in sito delle caratteristiche dei materiali costituenti le strutture ; assai opportuna , ove possibile, la realizzazione dei carichi orizzontali in misura adeguata rispetto ai carichi verticali.

(vedi C N R B.U. n. 107/1985)

Anche nei collaudi degli interventi di miglioramento (o adeguamento , o sovrapposizione , o ampliamento dell'edificio) non deve essere tralasciata la caratterizzazione dinamica del nuovo complesso (documentare inoltre la situazione statica degli edifici contigui - dimostrare che gli interventi eseguiti non hanno arrecato aggravii) .

(vedi Bozza dell'Aggiornamento delle Norme tecniche - Cons. Sup. dei LL.PP.)

Elementi non strutturali

(Legge 14/5/1981 N. 219)

Il primo aspetto riguarda la resistenza e rigidezza (punto fondamentale 2.5 del D.M. 2 Lug. 1981) dell'impianto strutturale che è costituito oltreché dalla struttura originaria , anche dagli elementi non strutturali (tamponature prive di aperture , tamponature con aperture , tamponature interne , tramezzi armati , scale ,) .

Nella progettazione con concezione strutturale antisismica , occorre diligente cura del dettaglio costruttivo ed esecutivo .

La tecnica è quella di eseguire una tamponatura " ben stretta " all'interno della cornice costituita dai pilastri e dalle travi di piano .

In questo modo si aumenta notevolmente la rigidezza del telaio trasformandolo ; il comportamento che si instaura per effetto delle azioni orizzontali , è quello tipico di una completamente diversa struttura - una struttura reticolare (la muratura di laterizio , con modulo elastico E minore , fornisce i puntoni diagonali - i pilastri sono sottoposti a sforzi di trazione - montanti del traliccio interpiano) .

Nel valutare la duttilità (in termini di spostamenti) sismica globale della struttura sottoposta a terremoti di media intensità , si dovranno mettere in conto tutti gli elementi che compongono l'insieme strutturale spaziale .

Ne discende che l'edificio in c.a. , di non grande altezza , con pareti di tamponatura in laterizio , ben stretta , almeno sino a che queste sono efficienti , **ha un comportamento molto vicino a quello di un fabbricato in muratura armata** .

(vedi , Costruzioni in c.a. in zona sismica , R. Alessi - coordinatore , Set. 1983 , pag. 316) .
Il telaio in c.a. deve essere esaminato con questa logica (con le tamponature) .

Assicurare un danno limitato (SLD) alle costruzioni colpite da un sisma di media intensità , equivale ad assicurare la sicurezza al crollo (SLU) della stessa costruzione colpita da un sisma di intensità più elevata .

Gli elementi non strutturali contribuiranno in modo efficace alla dissipazione di energia ; costituiscono una risorsa in più , che l'edificio ha per ridurre gli effetti distruttivi del sisma (vedi piano debole privo di tamponamenti) .

Dissipazione di energia

L'azione sismica è da ritenersi azione accidentale di breve durata (non si combina con le altre azioni eccezionali , ne con il vento) . Inoltre per edifici ordinari , la risposta all'azione sismica è *essenzialmente determinata dal primo modo di vibrare* .

L'analisi strutturale in campo elastico non esaurisce il calcolo sismico .

Nella progettazione sismica si tiene conto della capacità delle strutture di subire , in *situazioni accidentali di breve durata* , deformazioni di interpiano oltre la fase elastica .

Le strutture sismo resistenti dissipative , sono progettate tenuto conto che durante **un evento sismico devastante** , alcune loro parti possono superare il campo elastico per dissipare energia mediante un comportamento isteretico duttile .

Tali parti sono chiamate zone dissipative (anche le tramezze armate sono zone dissipative molto importanti - effetti strutturali di elementi non strutturali con elevate caratteristiche di duttilità - in sismi di bassa intensità sopportano fino al 50 % della forza orizzontale ,

influenzando il coefficiente di struttura in sismi devastanti).

Da ogni parte è messa in evidenza la fondamentale importanza della presenza di elementi non strutturali (tamponamenti - gabbia scale ,) nei riguardi delle resistenza al sisma

Nelle strutture intelaiate controventate in c.a. l'azione orizzontale è assorbita sia da pareti controventanti (singole o accoppiate) che da telai con comportamento prevalentemente flessionale .

Per esse le zone dissipative sono localizzate prevalentemente in prossimità del nodo trave colonna , ed alla base delle pareti , e l'energia è dissipata attraverso il comportamento ciclico flessionale .

Le zone dissipative (requisiti di comportamento) devono appartenere alle travi e non alle colonne ; pertanto la plasticizzazione delle sezioni terminali delle travi deve precedere quella della colonna .

Inoltre le travi devono *poter dissipare energia con un comportamento flessionale duttile.*

Sia per le pareti che per le travi il meccanismo di comportamento a rottura per flessione (duttile) deve precedere quello per taglio (fragile) .

Nei controventi reticolari in carpenteria metallica , nei quali l'azione orizzontale è assorbita da aste soggette ad azione assiale, *le zone dissipative sono localizzate nelle aste tese di parete .* Pertanto possono essere considerati di questo tipologia (sismo resistenti) solo quei controventi per cui *il raggiungimento della resistenza a trazione di alcune aste precede quello della resistenza a compressione delle aste necessarie ad equilibrare i carichi esterni .*

A

Il recente terremoto (Nov. 2004) con epicentro nelle prealpi bresciane (zona 2) , è stato molto istruttivo sulla tecnica di difesa dai terremoti .

Non bisogna dimenticare che nel 1901 , Salò venne colpito da un terremoto devastante.

Questo ha fatto sì che nel territorio , già segnato dalla catastrofe , si seguisse la strada della sicurezza delle costruzioni , sia nelle nuove edificazioni , sia nelle ristrutturazioni.

A questo si aggiunge un altro elemento : la relativa ricchezza dell'area del Garda , che ha portato a mantenere sempre in buone condizioni gli edifici .

Non si tratta di un fenomeno recente , ma iniziato molti anni fa.

A Salò la maggior parte delle palazzine è nuova o ristrutturata .

Tutte le strutture alberghiere sono perfettamente agibili ; nelle vecchie strutture a carciofo i danni ci sono , il sisma ha stratonato così forte da strappare le catene d'acciaio che le teneva insieme dal sisma del 1901 .

B

A Salò nessuna palazzina in muratura armata ha raggiunto lo SLD (non ci sono danni strutturali), gli spostamenti interpiano sono stati molto contenuti .

Fino nelle vicinanze dello snervamento , q è , per definizione $D_s = q D_e$, inferiore o uguale a 1 .

La dissipazione di energia , nelle zone critiche , inizia dopo aver superato la fase elastica (fino nelle vicinanze dello snervamento l'energia dissipata è di natura elastica).

Si deve assumere per dimostrato che l'energia dissipata nelle zone critiche , in edifici progettati e costruiti con una corretta concezione strutturale, è *molto piccola* .

In particolare in edifici di muratura armata , costituiti da *elementi resistenti tozzi che ben assemblati ed ammorsati , danno luogo ad una struttura scatolare snella e duttile (se si supera lo snervamento)*.

Da questo postulato (evidente di per sé ed accettato come fondamento) discende che *la corretta concezione strutturale fa perno sulla resistenza e rigidità della struttura* fino allo snervamento , la duttilità è una naturale , interna e rilevante conseguenza (effetto positivo , ma solo in fase post elastica) .

Va quindi rivoltata come un calzino la filosofia tecnica sottostante all'Eurocodice che

concentra con diligenza l'attenzione sulla duttilità delle strutture , trattando con superficialità la resistenza e rigidità delle strutture (scambio di effetti con la causa).

Il pastrocchio dello spettro di risposta ha portato alla situazione più gravosa (progettualmente) dello SLD rispetto alla SLU .

Il fattore q interviene solo in terremoti devastanti , quindi con probabilità di accadimento su un lunghissimo periodo .

C

La digressione ci ha portato lontano dal punto di partenza , torniamo al primo argomento.

A Salò non si è potuto documentare alcun danno (con zone dissipative) alle strutture in muratura armata .

Questa è **una pietra miliare nella tecnica antisismica** , ed indica la strada (la tecnica - la prospettiva) da percorrere in futuro .

E' una tecnica molto semplice (ma dirompente e scardinante) .

Se poi ha avuto la laurea nella patria del tondino ,

La creatività perduta (vedi CD)

Mi riferisco ai problemi di fondazione e muri di sostegno (relazione geotecnica) .

Quando il geologo esegue le prove in situ , occorre scendere di corsa in tipografia ed essere presenti (ci saranno sicuramente i committenti) .

Presso l'autorità competente , difficilmente troverete uno studio di microzonazione sismica (o elaborato equivalente) .

Per le costruzioni su pendii , devono essere previste indagini estese al di fuori dell'area edificatoria (acquisire gli elementi necessari alla valutazione delle condizioni di stabilità dei pendii medesimi) .

I sistemi di fondazione devono essere progettati in modo da consentire lo sviluppo del desiderato meccanismo di dissipazione dell'energia della struttura superiore senza che venga compromessa la loro capacità portante.

Nel caso della fondazione scatolare , *le deformazioni del suolo rimangono fondamentalmente elastiche , senza deformazioni residue apprezzabili* (interazione terreno - struttura) .

La fondazione scatolare ha trovato unanime consenso fra i costruttori (nessuno è mai tornato alle vecchie tecniche) .

E' una struttura scatolare rigida - monopiano - senza spostamento interpiano (le azioni sismiche vengono conteggiate dallo spiccato sopra al primo solaio - vedi CD) .

Viene impiegata in terreni ad alta portata , come in terreni semipaludosi (in molto casi di evitano le fondazioni su pali) .

La fondazione scatolare ha *il vantaggio del simultaneo caricamento di tutti i suoi punti* (vedi gruppo di pali si sottofondazione) con un bulbo molto esteso , come pure i fattori di profondità (H) e di estensione (B) sono ben sfruttati .

Il costo della fondazione non è aumentato .

DOPO IL TERREMOTO

(sisma gardesano Nov. 2004)

Ogni terremoto rappresenta una sorta di collaudo del patrimonio edilizio esistente (anche l'EC8 si occupa della riparazione e consolidamento) .

In questo patrimonio bisogna riconoscere che ci sono tipologie di edifici che non soddisfanno

gli Eurocodici da 2 a 7 (per i quali non si può assumere il valore della duttilità , legata ai particolari costruttivi) .

Mi riferisco alle tipologie a carciofo .

I pochi casi di danno severo e di crollo (classi 3-5) sono riferiti esclusivamente a edifici a carciofo (edifici particolarmente vulnerabili) .

A livello mondiale , queste vecchie strutture sono una percentuale ancora troppo elevata .

L'edilizia storica è sicuramente a pericolo sismico (la mancanza di cordoli provoca danni precoci, anche a fronte di scosse modeste) .

Nell'edilizia a carciofo le ammorsature all'intersezione dei muri (muri a doppia cortina o con riempimento a sacco) sono deboli o inesistenti .

Nei muri a doppia cortina l'ingranamento dei pezzi nella mezzeria del muro è storicamente deteriorato da ogni sollecitazione (la microfessurazione è sempre in aumento) .

In queste strutture (piuttosto basse) è soltanto il primo modo di vibrare che conta (è difficile ammettere che la deformata possa intersecare l'asse z , una o due volte) .

Sono quindi le zone alte (primo modo di vibrare) dei muri a doppia cortina , in cui si verificano i maggiori danni (crollo di una cortina) .

Gli elementi non strutturali , con appropriate connessioni alle strutture d'ambito , hanno una grande influenza sulla resistenza sismica complessiva dell'edificio .

L'EC8 tutto questo lo conosce bene e parla appunto di azione sismica modificata (valori ridotti) .

In occasione del terremoto di Reggio E. (1987) , i danni causati dal sisma avevano interessato in maniera quasi esclusiva le chiese (strutture a carciofo) .

La modesta qualità dei muri è un elemento di vulnerabilità degli edifici storici.

E' spesso aggravata da almeno due circostanze :

- scarsa manutenzione ,
- *precedenti cedimenti differenziali delle modeste fondazioni .*

La muratura in queste zone risulta pressoché scarica , con resistenza minima alle azioni orizzontali .

Per edifici che devono essere riparati o consolidati , si possono utilizzare (EC8) *procedure di riprogettazione semplificate* .

L'impatto del terremoto sulle tipologie a carciofo , e le informazioni aggiuntive raccolte , possono essere utili per formulare una sorta di pre-diagnosi strutturale (viene quantificata in modo convenzionale la probabilità che l'edificio possa essere più o meno gravemente lesionato da una futura scossa) , ma sono inservibili per il progresso della tecnica antisismica (nuove costruzioni) .

Sembra quasi che l'esperienza di Salò non ci abbia insegnato nulla .

Invece ad un controllore meticoloso , l'insegnamento impartito è stato enorme , considerato anche che tali esperienze (se edifici completi) sono difficili da ottenere in laboratorio .

Per quale motivo ?

Non sono state fotografate le cerniere plastiche (zone dissipative) in edifici correttamente eseguiti e progettati in aderenza alla vecchia normativa (attendo smentita) .

La mancanza di questi meccanismi di danno è la cosa più preziosa che Salò ci ha fornito , per arricchire le conoscenze e gli strumenti interpretativi .

Tutto inizia con il solito terremoto ... e qualche vecchio strutturista ha una ripicca d'onore , le esagerazioni e le disinvolture dell'EC8 vengono comparate con la saggezza della vecchia normativa (con gli stessi particolari costruttivi) .

Il messaggio sismico di Salò sarà quindi l'opposto di quello dell'EC8 , una dichiarazione di dominio della situazione accidentale sismica , con tutte le implicazioni conseguenti , ivi comprese la validità della muratura armata in orizzontale o della muratura confinata (c.a.

vestito).

Non sarà meglio saltare su un'altra barca se la nostra (muratura ordinaria) affonda ?

Il sisma non è poi la devastante ruspa che si dice.

Salò registra come fondamentale un evento , uno di quelli così esplicito che non sai proprio a quale maggiore ed ulteriore chiarimento rimandare il lettore.

RECUPERO dell'esistente abitativo (vedi CD)

Se la costruzione viene modificata durante la costruzione (caso non infrequente) le verifiche dei requisiti devono essere ripetute per la nuova configurazione (varianti che comportano variazioni di rigidezza o di resistenza superiori al 15 %) .

Per le modifiche successive all'esecuzione , si può in parte derogare dal rispetto quantitativo delle prescrizioni ; come nel caso di modifiche e riparazioni di vecchie costruzioni purché sia conseguito un aumento della sicurezza rispetto alla situazione preesistente.

Prima di modificare la destinazione d'uso di un edificio è necessario controllare la adeguatezza.

Nel recupero del patrimonio edilizio esistente , gli edifici possono essere protetti solo con *opere di miglioramento*, che possibilmente non ne intacchino l'aspetto estetico .

Difficilmente si giungerà ad un *adeguamento alla normativa sismica* .

In questo campo si devono **trovare REGOLE TECNICHE CERTE** , anche per la futura normativa .

Le regole tecniche certe *basate sul Criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF)* , *porteranno al consolidamento di un edificio* , che possieda dei livelli minimi di resistenza e duttilità in maniera che esso sia in grado di sopravvivere in condizioni accettabili .

Nel mondo del recupero edilizio, una evoluzione della tecnologia è recepita più favorevolmente di una rivoluzione.

La muratura armata in orizzontale nei letti di malta , non è una rivoluzione (il cottimista è facilitato dall'entusiasmo del committente) .

All'inizio del recupero , difficilmente il professionista avrà la fiducia del committente (soprattutto perché non ha le idee chiare ed attende miracoli tecnici e di altra natura) .

Applicando la miglior tecnica , con perizia , prudenza e diligenza , allora la poca fiducia del committente si trasformerà in entusiasmo (vedi il libro LA DINAMICA dell'INTERVISTA) .

Il collaudo (a mio parere) avrà esito favorevole, se sotto spinte orizzontali del 2 % , non viene superato lo SLD (zone di media e bassa sismicità) .

Trovare *l'eccitatore di queste spinte* è compito del Collaudatore , in contraddittorio tecnico con il Dir. dei Lav.

Nel recupero dell'esistente abitativo è iniziata una nuova stagione che porterà a prestazioni finora inimmaginabili (l'innovazione anticipa ogni giorno il futuro ; manca il tempo per sviluppare il concetto di INTELLIGENZA ARTIFICIALE FORTE) .

Anche in Italia si aprono grandi opportunità per chi saprà servire bene il cliente e promuovere le nuove tecnologie , e scegliere accuratamente la direzione degli investimenti .

Non è mitizzare le nuove normative , quello che veramente conta , ma essere i primi a liberarsi delle tecnologie superate e scardinate, ed essere i primi ad utilizzare quelle più avanzate .

La ricerca di nuovi prodotti e tecnologie in edilizia produce due diversi tipi di innovazione . Il primo consiste in prodotti e tecnologie che possono essere brevettati (per es. trave REP

) e di conseguenza assicurano una posizione di monopolio .
Qui i miglioramenti dovuti all'innovazione provengono da fonti " incorporate " nel prodotto .

Ma la maggior parte degli investimenti in ricerca e sviluppo , porta ad un tipo di innovazione diverso , che è chiamato " tipo scorporato " .

Queste innovazioni (per es. la muratura confinata) non si possono brevettare e quindi l'investitore che le ha sviluppate, le vedrà adottate , in brevissimo tempo , dai suoi concorrenti.

In edilizia è meglio spendere risorse per ridurre le barriere che si oppongono all'adozione di tecnologie sviluppate altrove .

Ogni questione dovrebbe essere oggetto di nuove riflessioni , con il bagaglio di base che ormai è patrimonio di tutta l'umanità . Con la muratura armata abbiamo scoperto una serie di nuovi metodi , utilizzando il più antico dei materiali , il mattone .

Si è giunti a quelle scoperte perché abbiamo pensato a soluzioni nuove con materiale respirante . *Quando abbiamo capito che si apriva un cammino tecnicamente valido e percorribile, siamo andati avanti introducendo le necessarie innovazioni della tecnica moderna.*

SISMICA e collaudo

Anche per fatti tecnicamente più innovativi , che scardinano traumaticamente saperi costituiti , il tecnico non mostra alcuna ostinazione al cambiamento , lo accetta e si adegua .

La ricerca e l'intuito insomma , mirano al ritrovamento di un conoscere superiore (dipanano il semplice , sempre più semplice) .

Nella tecnica delle costruzioni, normalmente , non è necessario separare l'accertamento dei fatti (tecnica sperimentale) dai giudizi di valore .

In sismica invece (come in aerodinamica) è necessaria questa separazione .

Perché ?

Nel primo caso i dati di laboratorio sono utilizzati direttamente , in sismica non abbiamo ancora un laboratorio che fa esperienze su un edificio completo (il dato sperimentale è ancora incompleto ed ha bisogno di un nuovo confronto con altri) .

E' l'impegno di qualche teorico dei nessi fra la singola struttura e l'intero edificio , che ha cercato di accreditare il valore della ricerca sulla singola struttura in un contesto articolato di tante strutture , anche tozze , anche di fondazione (la strada per l'aerodinamica) .

E' questa un'operazione delicata ; tutta questa buona ricerca rischia sempre di essere ridotta a banali e poco efficaci meccanismi , da una caratterizzazione dinamica dell'intero edificio in sede di collaudo (o di prove su modelli reali - scala 1:1) .

Nel caso degli edifici in muratura armata o in muratura confinata (un insieme ben articolato di strutture tozze che danno luogo ad una struttura scatolare , snella e duttile) non potremo aspettarci facili e sbrigative interpretazioni , osservando i danni dei prossimi sismi (i danni difficilmente si verificheranno) .

Per sviscerare la profondità tecnica della muratura armata , come l'importanza di tanti dettagli , occorrono altri e moderni laboratori , capaci di guardare l'intera costruzione fino alla soglia dello snervamento e oltre .

Allora la separazione su menzionata non sarà più (o comunque meno) necessaria .

Allora i dati saranno avvalorati da altri attori , quale la funzione stabilizzante del peso proprio in una struttura scatolare sismo - resistente .

Con il Criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF) , molti luoghi comuni e regole rigide saranno rovesciati , altre saranno inquadrare in giuste prospettive di sviluppi teorici **per capire il complesso di nessi fra le strutture** (gli schemi saranno più riconoscibili) .

La teoria si lascerà semplificare , ed offrirà soluzioni ad una tecnica che rischia di diventare troppo complessa (e poco misurabile) .
Forse mancano solo collaudatori capaci di misurare la caratterizzazione dinamica dell'intero edificio (al finito) e guardare l'edificio da un punto di vista così nuovo .

In sismica il collaudatore tradizionale deve abbandonare il vecchio , esplorando i dettagli , diventare vistosamente sperimentale e moderno , con misure dinamiche (o statiche orizzontali) che abbraccino tutta la costruzione , coinvolgendo una committenza più avvertita ed esigente (non solo per edifici di importanza strategica) .

TABU' imposto

Nella modellazione strutturale dei nuovi edifici , i cordoli ed i solai rigidi sono tabù (divieto , basato su un fondamento sperimentale , di modellare diversamente) .

Dopo le strutture a carciofo , con i cordoli ogni cosa finì al proprio posto come per incanto.

I cordoli furono un momento di improvvisa illuminazione strutturale , pronosticata e favorita dal grandissimo maestro , Prof. Danusso .

I cordoli inseriti nei muri a tutti i piani , *fu una svolta radicale nell'arte del costruire , conseguendo la scatolarità tridimensionale* (vedi II volume) .

Questa tecnologia non è poi stata controllata da una grande mole di lavoro analitico , anzi ancora oggi qualche ricercatore , non apprezzando abbastanza le qualità innovative e di incomparabile superiorità statica , *scrive di non rimpiangere questa tecnologia* (*Convegno ANIDIS 2004*) .

Nei limiti delle altezze consentite (EC8 - 5 piani fuori terra) , dal punto di vista statico , le costruzioni in muratura armata con MURFOR , e in muratura confinata - con puntoni armati e imbrigliati - sono equivalenti o superiori agli edifici in c.a. (sicuramente un sistema più semplice e controllabile dalla Dir. dei Lavori , e preferiti dall'utilizzatore) .

(vedi : le illustrazioni delle procedure progettuali contenute in , Michele PAGANO , COSTRUIRE IN MURATURA , nuove normative , Liguori Editore , 1990) .

L'Ordinanza vuole aumentare il livello di protezione sismica , altresì nei problemi per la conservazione del costruito (per lo più in muratura non ingegnerizzata) .

Nella conservazione e rifunzionabilità del costruito in muratura , i casi , in cui sarà possibile raggiungere l'adeguamento ai livelli di protezione sismica richiesti per le nuove costruzioni , saranno molto rari e fortunati (e in definitiva inutili deturpazioni) .

Conosco invece molti interventi di fortuna - un ripiego in caso di estrema necessità .

Il mercato edilizio si è fortemente spostato verso il recupero e la ristrutturazione ; per patrimonio edilizio esistente possiamo intendere quella vasta estensione con più di cinquanta anni di vita , che concorre alla formazione del paesaggio urbano .

Sono strutturalmente irregolari ; il loro comportamento è tale da generare concentrazioni o localizzazione di sollecitazioni ed impegni deformativi in alcuni elementi strutturali, tali da indurre un collasso prematuro in situazione accidentale sismica .

Raramente potremo introdurre , per l'adeguamento della struttura esistente , strutture resistenti integrative a cui affidare il 100 % dell'azione orizzontale .

Dopo il fallimento della modellazione POR , alcuni propongono modelli più sofisticati (?) , ben poco documentati sperimentalmente , rendendo disponibili all'utente professionale programmi di calcolo sviluppati ed utilizzati finora solo in ambito di ricerca .

L'ostinazione a continuare la ricerca su una barca capovolta (muratura ordinaria) che non naviga più , nasce da opposizione al cambiamento , gli ingegneri arrendevoli con modestia sono arrivati alla muratura armata e alla muratura confinata .

Costoro si sottometteranno contro voglia alla modellazione della muratura armata con flangia collaborante , alla modellazione strutturale dei punti di forza dell'ossatura in c.a. vestita - muratura confinata ; rimarranno per molto tempo ancora della loro corta opinione .

Se costoro dicono che non dobbiamo rimpiangere la precedente normativa (cordoli , solai rigidi) dovranno rendere disponibili portentosi e miracolosi modelli per progettare il miglioramento (le modellazioni ed i programmi , senza cordoli , sono manichini ben abbigliati per far colpo su gli altri ricercatori - gli ingegneri per il progetto di ogni giorno , stanno con Danusso) . Il calcolo troppo oneroso distoglie dal concentrarsi sul progetto e sull'invenzione . L'Ordinanza , e le Regioni , non hanno titolo per insegnare la modellazione strutturale (una norma deve essere semplice , se è complicata non viene applicata bene) . L'adeguamento non può essere imposto e ottenuto per decreto .

Allora quale livello di sicurezza per le costruzioni esistenti ?

Eseguire almeno un primo intervento per limitare e tenere sotto controllo i meccanismi fragili " di primo modo di danno " , in particolare se la muratura (strutture a carciofo) non è di buona qualità .

Le connessioni nelle intersezioni fra muri esterni e muri interni (contenimento delle pareti esterne) sono particolarmente chiamate in causa per un comportamento scatolare .

Per poter operare su un sistema basato sulla scatola muraria , occorre rendere i solai inestensibili e rinforzare i debolissimi , se non inesistenti , collegamenti fra muri esterni e solai (vedi schema con tondini e resine , sia per i collegamenti verticali che orizzontali) .

Tale livello , anche in zona sismica , si può sia prevedere con larga incertezza in fase progettuale , che verificare e misurare l'articolazione dinamica in sede di collaudo . (Dopo ogni sisma si è sempre indagato sui danni prodotti) .

L'EC8 porta , dissennatamente ad un incremento delle azioni di progetto allo SLU , senza definire le azioni di progetto allo SLD .

Non ha la capacità di affrontare positivamente il problema italiano della conservazione .

Nell'Ordinanza sono previsti 3 stati limite , con 3 livelli di intensità , con tre periodi ritorno 95 , 475 , 2475 anni .

Si passa al periodo SLD dividendo per un fattore 2,5 la PGA con TR 475 anni , si passa allo SL di CO moltiplicando per un fattore 1,5 .

Il ruolo del progettista è quello di soggetto fiduciario del committente , che deve garantire un risultato di attività , con capacità di soddisfare esigenze espresse o implicite .

Per garantire la rispondenza del prodotto alle esigenze o ai requisiti degli utilizzatori , i requisiti in genere sono descritti nelle cosiddette " specifiche tecniche " .

Nelle specifiche tecniche avremo il coraggio di scrivere quei numeri ?

Lo scrivente si ferma al primo numero (se è possibile raggiungerlo) ; senza la divisione fra fase progettuale e fase di direzione dei lavori .

Lasciamo perdere l'attuale normativa provvisoria , non sa dirci nulla di importante su questo argomento , finiremmo per impegolarci .

Merita invece un'altra diversa riflessione , se vogliamo conservare il patrimonio edilizio esistente .

Gli edifici di cui trattasi , spesso , non sono isolati o comunque strutturalmente autonomi (con aperture distribuite irregolarmente) .

Il progettista , anche con un livello di conoscenza strutturale adeguata ed accurata , deve sempre infine trovare una impostazione sicura , per un intervento consapevolmente conservativo .

La necessità dei cordoli ai piani e dei solai rigidi è un tabù che non può essere rimosso anche negli interventi sull'esistente (criterio di gerarchia delle fessurazioni (GF)) .

Il criterio (GF) sarà universalmente riconosciuto come essenziale per garantire una rottura duttile (per ogni livello di duttilità) .

Con la tecnica della piolatura (dalla parola piolo) con tondini e resine bicomponenti (o con altre nuove tecniche con peculiarità che non hanno riscontro nell'ambito dei materiali tradizionali) unita ad una cappa con reti elettrosaldate , *si può rendere sufficientemente rigido ogni tipologia di solai* (compreso le volte , i solai in legno , ...) .

I muri centrali sono trapassati da tondini accuratamente collegati alla rete (incatenamenti interni colleganti i muri paralleli) .

I muri perimetrali sono trattenuti (vedi tavole) da tondini a 45 gradi ancorati con resine bicomponenti a rapido indurimento .

E' un'operazione semplice , poco devastante , non deturpante che *esplica un'azione molto simile al cordolo* .

Anche *le inesistenti ammorsature* (muri a doppio paramento , oppure con riempimento a sacco) *fra i muri intersecanti possono essere corrette* (vedi tavole) con tondini e resine bicomponenti .

La scolarità (delle nuove costruzioni) è basata su questi postulati :

cordoli ai piani ,

solai rigidi con incatenamenti interni colleganti i muri paralleli ,

ammorsature armate fra i muri intersecanti (instaurarsi della flangia collaborante) ,

alto angolo caratteristico di scampanatura dei carichi nelle murature (solo murature armate) . **L'angolo diminuisce dopo aver raggiunto lo snervamento** (caso raro di SLU) .

Nuove frontiere del progresso tecnico

(completa fiducia nella scolarità muraria armata)

Proprio in questi giorni (Gen. 2005) è avvenuto l'inaugurazione del superAirbus 380 (trasporterà fino a 840 passeggeri) .

Pure in questi giorni la Francia ha lanciato un'Agenzia per l'innovazione , per la creazione di distretti industriali di nuove imprese ad alto contenuto tecnologico .

Chi scrive , vive e lavora a Sassuolo (MO) , distretto industriale della ceramica per edilizia nonché di impianti e forni esportati in tutto il mondo .

Le pagine necessarie per descrivere i vantaggi ed i rosari di servizi che si sviluppano in un distretto, ci porterebbero lontano (se poi nella provincia ci sono almeno 5 importanti e diversi distretti ,) .

In questo distretto (ora erroneamente - sena motivazione - classificato zona sismica 2) *l'edilizia abitativa può essere definita come smart housing buildings , per lo più in muratura* .

La maggior parte dei cottimisti sa erigere con idonea perizia , muratura armata (e talvolta muratura confinata - c.a. vestito) .

Quali sono state le ragioni dello sviluppo della m.a. in orizzontale (abbandono della muratura ordinaria) .

Per eseguire costruzioni antisismiche ?

No , proprio no .

Le ragioni principali sono state almeno due (senza attendere l'imprimatur delle comunità scientifiche) .

La prima per contrastare efficacemente i cedimenti differenziali delle fondazioni .

Nella nostra zona i terreni hanno una notevole portata , ma le industrie succhiano molta acqua dal sottosuolo (miscelazione e macinazione ad umido) , con conseguente abbassamento del livello di falda .

In alcune zone sensibili , quasi il 50 % degli edifici ha subito cedimenti differenziali (con notevoli fessurazioni) .

La seconda ragione è legata agli standard di qualità molto elevata (pagata e richiesta dal

mercato) del costruito .

Sicuramente nella nostra zona gli standard di qualità (e delle rifiniture) sono ben superiori alla media regionale e nazionale .

Non è raro l'impiego di pavimenti in ceramica di grande formato (anche 60x60 cm) come pure di marmi molto pregiati e legni esotici .

Per evitare le fessurazioni in pavimenti molto pregiati e costosi, è necessario disporre di strutture molto rigide .

La muratura armata con Murfor (come pure le tramezze armate) erano usate nella nostra zona per raggiungere questi scopi .

Quello che può stupire è la velocità incredibile dell'abbandono della muratura ordinaria , assieme al disinteresse mostrato dal mondo accademico e dai fornaciai per le nuove tecniche .

La velocità , ecco il vizio nuovo del distretto .

Quando si formula una nuova tecnologia in astratto , bisogna preoccuparsi di come gli altri la valuteranno .

La ricerca applicata non ha il compito di farla accettare .

Il progettista ha un ruolo più delicato , deve indurre i committenti ad appoggiare questa tecnica , quando non sono disposti a farlo (portandoli a visitare le realizzazioni eseguite) .

Edison ha fallito diecimila tentativi prima di inventare la lampadina ; in realtà non ha fallito diecimila volte , ha scartato con perizia, successo e diligenza diecimila materiali e combinazioni che non funzionavano .

Solo così si raggiunge il successo (anche nel progetto , anche nel software, ...) .

Nella muratura portante confinata , questi tentativi nella produzione del sapere sono stati registrati nello svolgimento anche dalla difficoltà di comunicazione , prima di accogliere il vocabolo più giusto .

I carpentieri napoletani che l'inventarono (molto giustamente) lo chiamarono c.a. vestito .

Poi si parlava di tecnica (o pratica) delle murature rinforzate con l'inserimento successivo di pilastri in c.a. .

Il C N R la definì (con una cappella enorme) muratura intelaiata .

Ora abbiamo le idee più chiare (occorrono molti aggettivi - necessari e sufficienti) , **muratura armata, portante, indentellata , confinata , MAPIC** appunto .

Per buona sorte possediamo modelli matematici sufficientemente idonei per la *trattazione a livello scientifico e sperimentale , di una struttura tridimensionale , con gabbia scale , scatolare , duttile e snella , influenzata dal peso proprio* .

Ogni impresa di successo deve mostrare un'opera che la metta alla prova , un edificio in muratura armata (credo che sia un test utile alla valutazione della capacità e potenzialità dell'impresa) .

L'adozione di questo modo di costruire comporta la completa fiducia di operare su un sistema basato sulla scolarità muraria .

Il progettista ha ora una visione consapevole sugli effettivi meccanismi resistenti dell'opera, fondata sul presupposto dell'applicabilità dei risultati della Scienza delle Costruzioni alla muratura armata ed alla muratura confinata (materiali più duttili del c.a. organizzati in uno schema tridimensionale .

Ora sono già sufficientemente adeguati i modelli interpretativi del funzionamento della muratura (eretta a conci successivi) armata con Murfor (ammorsature armate nelle intersezioni dei muri , flangia collaborante nel muro intersecante ,) e della muratura confinata MAPIC (traliccio interpiano , tie-columns at wall intersections , gerarchie delle resistenze per evitare rotture fragili , ...) .

Possiamo parlare della applicabilità dei risultati della Scienza delle Costruzioni anche alla scolarità muraria ?

Senza riserva alcuna .

Le ammorsature efficaci (ai fini della scolarità) fra i muri intersecanti , sono ottenute solo

con muratura armata (eretta normalmente a conci successivi) e con MAPIC .
Dovendo recuperare (e dotare dell'impiantistica) vecchie strutture a carciofo , il geometra Z... ha fotografato e disegnato molte tavole (sezione orizzontale) di intersezioni di vecchie murature a doppia cortina (double face) o con riempimento a sacco .
Sono dettagli (non riportati nei trattati) che consentono una comprensione superiore della mancanza del fattore laterale di vincolo (e della scatolarità) .
Quest'ultima è maggiore nella muratura a sacco o nella muratura a doppia cortina ?

Collezione un centinaio di foto e prova a disegnare ...

Tanti tecnici , tanti pareri

In sismica , opinioni quante se ne vuole ; la natura delle cose fa sì che ciascuno di noi giudichi ogni cosa in modo diverso (basta osservare la disgrazia dello spettro di risposta dell'EC8 allo SLU , ai tre stati limiti nel recupero dell'esistente , ...) .
E' inutile combattere le opinioni degli altri ; il progresso ha cancellato le opinioni che non funzionavano (come cancellerà molte parti insensate dell' EC8) .

Ho sottomano un testo recente sul calcolo degli edifici in muratura.
Non vi è alcun cenno alla muratura armata e alla muratura confinata .
Nella prefazione l'autore chiede cortesemente che gli vengano segnalate errori e carenze (la carenza della muratura armata , flangia collaborante alla intersezione dei muri) .
I geometri e capi cantiere che contribuiscono alla realizzazione delle mie opere , non hanno alcuna esitazione sull'efficacia delle murature armate .

L'ingegnere (il medico) ha generalmente il lusso della personale opinione (i professori preferiscono le loro teorie alla verità sperimentale - Marconi docet) .
Le opinioni alle quali teniamo di più sono quella di cui difficilmente potremmo rendere conto .

Le teorie sulla muratura ordinaria , sugli archi , piattabande , volte in foglio , come tutte le tecniche dell'impiego dei materiali non resistenti a trazione NRT , non sono più applicabili.
Con le soluzioni del passato, influenzate da una visione di proporzioni geometriche che regolavano la statica , sono stati progettati ponti in muratura , cupole e volte con esiti sorprendenti .

La determinazione accurata della geometria riveste particolare importanza , poiché queste sono strutture in cui *la forma è essenziale per l'equilibrio statico* .
Dalla lunga " storia " dei metodi di calcolo dei materiali NRT (muri , archi , volte , ..) emerge che tutti cercavano di individuare un modello dei meccanismi di collasso (crisi) (precursori del moderno calcolo a rottura) .
Considerazioni di tipo pratico (di cantiere) , come lievi e sicuri cedimenti differenziali di fondazione , rendono poco convincente l'esattezza di lunghi calcoli e applicazioni di statica grafica .
Ne consegue che **tuttora il " vero " stato tensionale delle strutture NRT rimane ignoto** ; il problema si può risolvere accettando le approssimazioni che escludono gravi errori (confortati dal successivo collaudo dell'opera) .

Nel recupero delle vecchie strutture a carciofo , sembra che le opinioni siano determinate più dall'intuito che dall'intelletto .
Si tratta di afferrare tante idee (nebulose) , metterle insieme e farle combaciare il meglio possibile . A volte per la nebulosità del cammino percorso per arrivare ad un progetto di recupero , anche la tecnica più balorda appare ragionevole, logica concreta .

Osserviamo per esempio la tecnica di intervento per il *restauro delle volte in foglio*, con *cappa armata con rete elettrosaldata ed ancorata con almeno 3 " pioli " ogni mq*.

Alcuni sostengono l'inutilità della piolatura, dimostrando con approssimati modelli che la tensione presente all'interfaccia fra i due strati (cappa e volta) è sopportabile dalla coesione che si realizza con il getto.

Noi continueremo a piolare la volta e ad ancorare i muri d'ambito alla rete con collegamenti ingegnerizzati (con resine - vedi tavole).

Nel recupero dell'esistente la prima preoccupazione del geometra Z... è quella di migliorare le ammorsature all'intersezione dei muri (con tondini e resine a rapido indurimento - **connessioni ingegnerizzate fra muri intersecanti CIMI** per raggiungere la capacità scatolare) come pure di sostituire le divisorie non portanti con tramezze armate e ben ancorate ai muri d'ambito (sempre con tondini e resine).

Considerare il contributo della flangia collaborante solo come riserva di sicurezza è come chiudere tutti e due gli occhi.

Qualche lettore potrà credere che si tratti di una voce isolata, invece si tratta di una pleora di studiosi della materia e dello stesso normatore, che pericolosamente, indica in queste ridicole modellazioni uno strumento di verifica affidabile (si sa che è la muratura ordinaria, che non è affidabile).

I risultati conseguiti, con queste modellazioni, sono affetti da errori grossolani (l'ostinata ricerca di una nuova modellazione di una barca capovolta - muratura ordinaria - non riesce a disorientare il moderno progettista; naviga solo sulla facile e duttile muratura armata con Murfor o sulla muratura confinata - tie columns).

I vincenti tecnici del traliccio Murfor hanno ben compreso, da tanto tempo, l'enorme validità resistente della flangia collaborante; negli angoli il traliccio viene tagliato e piegato secondo le modalità illustrate in una chiara figura, in alternativa si utilizzano elementi speciali Murfor SFC con filo piatto.

Il tecnico che ha ben assimilato la tecnica della muratura armata, avrà superiore perizia e diligenza anche nei dettagli essenziali da impiegare nel recupero del patrimonio edilizio esistente.

La valutazione degli spostamenti interpiano avverrà secondo metodi di calcolo, in funzione ed aderenti alle modalità di deformazioni prevedibili dal progettista per le pareti (con il conforto delle misurazioni a posteriori del collaudo sperimentale).

LA DIVERSITA' delle due normative

(chi sragiona di più?)

La norma ha il compito di eliminare l'imprevedibile; lo prepara con il pensiero sistematico. Il sistema è uno dei metodi che più illudono nella direzione della completezza, dell'eshaustività e quindi della capacità di controllo.

Nel parallelo fra la vecchia norma sismica (D.M. 1996) e la nuova Ordinanza (2003), sono almeno tre le divergenze radicali:

- lo spettro di risposta allo SLU dell'Ordinanza (evento rarissimo, $T_r = 475$ anni), ed il coefficiente di risposta R allo SLD (controllo degli spostamenti interpiano),
- l'enorme incremento delle combinazioni di carico rispetto a quanto ottenuto con la vecchia norma (azioni sismiche indipendenti l'una dall'altra),
- SL di CO nei fragili ("... ne posseggono adeguata duttilità ...") edifici esistenti con

$T_r = 2475$ anni (evento impossibile) .

Ma scavando nelle pieghe delle normative , *vi è una sorpresa ed una conoscenza che mette a nudo l'alto tasso di ipocrisia strutturale dell'Ordinanza* .

La sorpresa riguarda le prescrizioni relative ai particolari costruttivi degli elementi strutturali in c.a. ; quasi tutte le prescrizioni proposte dalla vecchia normativa e relativa circolare , sono state recepite dall'Ordinanza .

I limiti geometrici e le armature metalliche dei principali elementi strutturali (pilastri , travi e pareti) sono sostanzialmente identici .

Abituarsi alla diversità dei normali è più difficile che abituarsi alla diversità dei diversi .

Le nuove norme tentano di cambiare le idee , ma le nuove idee non cambiano i dettagli esecutivi .

Restiamo in qualche modo delusi e siamo portati a dubitare della sua natura innovativa e prestazionale .

Bisogna rendersi conto che le normative sismiche , resteranno ostinatamente frammentarie ed incompiute proprio per la difficoltà obiettiva che la conoscenza dell'azione sismica nei suoi vari aspetti , possa sigillarsi in una norma coerente e conclusa .

Essa è assai più fertile di problemi che di soluzioni , di quesiti che di certezze .

L'enorme combinazioni di carico , l'insuccesso nella definizione di nuovi particolari costruttivi prestazionali , sono i segni e sintomi di un problema (situazione accidentale sismica) ribelle alla definizione ed al sistema .

Ecco perché lo strutturista ritiene che l'intuizione (concezione strutturale) sia superiore alla dimostrazione ed al calcolo .

L'attenzione dello strutturista è simile a quella dell'artigiano , procede per particolari, lavora un oggetto completo .

Tale principio è stato alla base di una tradizione millenaria ; certamente il primato della conoscenza intuitiva poggiava su un presupposto al quale siamo divenuti estranei , ma non per questo essa ha perduto il suo valore e la sua vitalità .

L'intuizione si può coltivare anche da strutturisti senza fede nell'analisi modale , capaci di scoprire per illuminazione improvvisa , verità dietro alle quali il tecnico esatto e geometrico si affatica per tutta la vita a forza di analisi .

L'intuizione può sbagliare , perché i principi sono numerosi e l'omissione di uno solo di essi porta all'errore , *ma il calcolo che è inutile se incompleto* (per es. manca il contributo delle tamponature) *deve necessariamente sbagliare in un campo dove la completezza è impossibile* .

La rapidità di concezione non esclude e non contraddice la lunghezza del lavoro di lima e di confronto .

Il collaudo alla fine , toglie ogni dubbio .

Salò (2004) , zona del tondino , **ha sempre ragione** (io sto con l'umile schiera di vecchi strutturisti del recente passato) .

CULTURA TECNICA , NON TRATTATI

Le dissertazioni dottrinali che nell'EC6 affiorano ad intermittenza , nell'EC8 (rappresentazione dell'azione sismica) dilagano ; perché agli strutturisti pensosi e con duttilità psicologica , in quanto tendono a combaciare con il paradigma sperimentale , sono subentrati i fisici , i matematici , i geologi , ecc....

Nel darci conto della rappresentazione di base dell'azione sismica , costoro , dopo averci frastornato con i loro sillogismi , non si stancano di dirci che non sanno ne possono darcene

conto , in quanto del sisma che dura pochi secondi hanno ancora capito poco , e del poco che hanno raccolto , pochissimo è utile a rappresentare l'azione sismica , e non sono in grado di mettere a verbale quasi nulla .

Di quel quasi nulla , si fanno scrupolo di notificarci che noi , strutturisti comuni , non capiremo perfettamente nulla .

Si può credere alla favola della rappresentazione sismica che l'EC8 riporta ?

Tanto vale , a chi si dispone a progettare in zona sismica , ad affidarsi alle ragioni del buonsenso statico , e poi lasciare che il collaudo misuri l'articolazione dinamica e statica dell'intero edificio al finito .

E' ad una cultura di massa che la muratura armata e la muratura confinata (cemento armato vestito) appartengono globalmente , non a "trattati" .

I normatori , gli accademici , i progettisti , ognuno nell'esercizio delle sue funzioni , precursori certo della moderna tecnica , formano una minoranza d'influenza , è vero , notevole ma non è di questo che qui si tratta .

I costruttori , i committenti , i muratori , i fornaciai , la gente e l'indotto del cantiere , costituiscono l'immensa maggioranza grazie alla quale la muratura armata è penetrata nel cantiere (vi penetra attraverso l'invenzione pratica di ogni giorno) .

E più il sistema si presta all'effetto inventivo (vedi in Sud Africa) , più intensamente svolge la sua funzione .

Più la pragmatica che esso manifesta appare intenzionale , più agisce .

Pensare " trattati " a questo proposito , con le connotazioni che ne accompagnano oggi l'idea , significa correre il rischio di una chiusura di elite (certamente una esperienza limitata e ben presto obsoleta) .

Il c.a. (come la stampa , la polvere da sparo , la bussola) non è nato nell'orto conchiuso delle rigide regole accademiche .

E' bella la muratura armata lasciata in sospenso necessita naturalmente per poter essere disponibile ad ogni eventuale reimpiego , di un contenitore (non deve essere un freno per la concettualizzazione - deve permettere e favorire la mutazione di ciò che viene supportato) .