



Pegaso Lavoro
Soc. Coop.



Ministero della
Pubblica Istruzione



Corso IFTS

“Tecnico Superiore per il Recupero dell’Edilizia Storica”

Novembre 2007

Modulo VERIFICA ED ADEGUAMENTO STATICO E SISMICO

Prof. Ing. Riccardo Mariotti

1 - LE STRUTTURE IN ELEVAZIONE

1.1 - IL RILIEVO GEOMETRICO E TIPOLOGICO

Ogni intervento di recupero è fondato su di un accurato rilievo geometrico e statico, preceduto eventualmente da un'indagine storica.

Il rilievo architettonico costituisce una delle prime operazioni da attuare nella fase conoscitiva di qualunque manufatto.

L'indagine storica può fornire notizie importanti sulle tipologie edilizie, sui metodi di lavorazione e sulle scelte progettuali utilizzate in fase costruttiva.

Le vicende di edificazione, la vita della struttura con gli eventuali traumi cui risultò sottoposta, precedenti interventi di restauro, perizie e giudizi sul comportamento strutturale, costituiscono tutti elementi di indubbio interesse per configurare un quadro di base, dal quale partire per caratterizzare il comportamento globale della struttura.

Dal rilievo deve essere individuato:

lo schema statico e distributivo nella situazione esistente;

le caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali verticali (murature, archi, architravi, ecc) ed orizzontali (solai, coperture, sbalzi, scale, volte, ecc).

La geometria dei tipi costruttivi, il rilievo degli elementi geometrici fondamentali (fili verticali ed orizzontali, tracciati di archi e volte, andamento dei corsi di muratura), il rilievo delle orditure di copertura e dei solai, la tessitura delle murature, il rilievo del quadro fessurativo, forniscono un panorama di informazioni di grandissima utilità, anche relativamente all'accumulo nel tempo di spostamenti e degradi strutturali dell'opera analizzata.

Tale studio richiede una approfondita conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei materiali, studio che *si presenta poi particolarmente difficile nel caso di murature in laterizio e pietra*, le quali implicano in genere una marcata eterogeneità, essendo costituite da materiali di elevate caratteristiche meccaniche, alternati a strati di malta con caratteristiche decisamente più scadenti.

1.2 DIAGNOSTICA DELLO STATO ATTUALE

La diagnostica è un passaggio indispensabile al fine di *valutare la sicurezza delle costruzioni nello stato attuale e* per definire qualsiasi operazione di recupero e restauro.

L'approccio più semplice per il progettista per risolvere il problema della caratterizzazione dei materiali, è costituito dall'esecuzione di **prove meccaniche di tipo distruttivo**, eseguite su campioni prelevati dalla struttura il più possibile indisturbati mediante:

- **carotaggi**, con macchine carotatrici ad avanzamento manuale che forniscono provini cilindrici di diverso diametro e lunghezza;
- **taglio** - secondo piani ortogonali - di provini prismatici di dimensioni corrispondenti ad alcuni corsi della tessitura;
- **taglio e successiva imbracatura** di contenimento (per limitare il rilassamento del provino e la modifica delle sue caratteristiche di deformabilità), di provini di grande dimensione, possibilmente da pareti da demolire.

Si tratta di tecniche di prelievo piuttosto sofisticate ed onerose, che non sempre forniscono campioni «indisturbati». Queste tecniche spesso hanno *scarsa attendibilità per sottostima, delle caratteristiche meccaniche ottenute su campioni che possono alterarsi durante il prelievo.*

Le prove di laboratorio usualmente effettuate sui provini cilindrici ottenuti per mezzo di carotatrici, e perciò di dimensioni così piccole da consentire di solito solo la determinazione delle proprietà meccaniche dei materiali costituenti la muratura, sono :

a) per il materiale lapideo e per calcestruzzo:

- **prova di resistenza a compressione assiale** (rispetto all'asse del provino cilindrico, che a seconda della direzione di carotaggio – orizzontale, verticale o inclinata – può non coincidere con l'asse di sollecitazione della muratura in opera);
- **prova di resistenza a trazione indiretta (brasiliana);**
- **prova di trazione diretta;**
- **determinazione del modulo elastico E e del coefficiente di Poisson ν ;**
- **prove di qualificazione fisica del materiale** (peso specifico apparente e reale, permeabilità, ecc.);

b) per la malta:

- **prova di resistenza a compressione assiale;**
- **prova di resistenza a taglio diretto** del giunto di malta compreso tra i due mattoni, (con la quale si determinano i parametri di resistenza, l'angolo di attrito interno e la coesione).

Le prove di laboratorio - usualmente effettuate sui provini di muratura di dimensioni relativamente grandi (almeno aventi dimensioni pari allo spessore del muro in direzione trasversale ed a 2/3 conci in direzione longitudinale e verticale) tanto da essere rappresentativi dei comportamenti meccanici della muratura - sono:

- **prova di resistenza a compressione assiale;**
- **determinazione dei moduli apparenti di elasticità assiale E e tangenziale G del sistema di muratura.**

I campioni prelevati, da sottoporre a prove meccaniche, devono essere sufficientemente rappresentativi del comportamento della struttura e spesso questo è un ostacolo insuperabile proprio per le difficoltà del prelievo; si pensi alle murature a sacco dove è impossibile estrarre o carotare materiale indisturbato, oppure ad edifici di interesse storico e monumentale dove spesso è impensabile il prelievo anche di campioni di piccole dimensioni.

Sovente occorre quindi ricorrere ad indagini di tipo «non distruttivo» in sito.

2. INDAGINI NON DISTRUTTIVE SU MURATURE E STRUTTURE IN C.A.

Le indagini non distruttive, eseguite in cantiere sull'intero edificio o su parti di esso, sono un insieme dei metodi di individuazione, di prova e di controllo, e non arrecano alcun danneggiamento al manufatto o che arrecano un danneggiamento locale solitamente accettato.

I controlli non distruttivi più usuali applicabili alle murature ed alle strutture in c.a. sono:

- **ENDOSCOPIA**
- **TERMOGRAFIA**
- **MARTINETTI PIATTI**
- **PROVE SONICHE / ULTRASONICHE**
- **INDAGINI SCLEROMETRICHE**
- **PROVE DI PULL-OUT**
- **INDAGINI PACOMETRICHE**

2.2 ENDOSCOPIA

L'endoscopio è uno strumento utilizzato per visionare cavità altrimenti inaccessibili all'osservazione diretta.

Possono essere di tipo rigido («boroscopi») o di tipo flessibile – con il vantaggio di poter visionare anche cavità con andamento non rettilineo-, ed hanno diametri da qualche centimetro a pochi millimetri.

Sono costituiti da un sistema ottico che può essere di tipo tradizionale (a prismi e gruppi ottici che trasportano l'immagine dall'obiettivo all'oculare esterno) o da un sistema a fibre ottiche. Sono dotati di un sistema autonomo di illuminazione dell'area ispezionabile, e di un sistema di riferimento per la stima dimensionale dell'oggetto inquadrato.

Di norma all'oculare dell'endoscopio è sempre applicabile una videocamera o la macchina fotografica.

L'endoscopio, soprattutto nella versione a fibre ottiche, è uno strumento utile per effettuare una serie di verifiche nel corso di indagini non distruttive, in quanto con fori di diametro inferiore al centimetro, è possibile controllare ed ispezionare condutture, intercapedini, strutture nascoste, sezioni di murature, carotaggi.

I limiti all'utilizzo di questo metodo sono sostanzialmente legati alla profondità di indagine, che è limitata dalla lunghezza dello strumento (i flessibili arrivano fino a qualche metro di profondità, ma esistono endoscopi particolari con lunghezze d'indagine anche di alcuni metri), e dal fatto che se l'indagine non è localizzata ma viene condotta in grosse cavità, l'illuminazione perde la sua efficacia.

2.2 TERMOGRAFIA

Il termografo è uno strumento in grado di misurare a distanza la temperatura dei corpi, senza alcun contatto fisico tra l'apparecchiatura di misura e la superficie investigata.

Ogni materiale emette con continuità energia sotto forma di radiazioni elettromagnetiche, in maniera proporzionale alla sua temperatura superficiale, a sua volta funzione della conducibilità termica e del calore specifico.

Differenze tra i valori di questi parametri, relativi ai diversi componenti di una muratura (pietre, mattoni, malta) portano i componenti stessi ad assumere temperature differenti.

L'esempio più tipico è quello di una struttura composta da mattoni e pietre (queste ultime caratterizzate da una conducibilità termica più elevata del laterizio, e da un calore specifico generalmente più basso): in seguito al riscaldamento dovuto all'irraggiamento solare, le pietre raggiungeranno rapidamente una temperatura maggiore dei mattoni, e viceversa, una volta terminato l'irraggiamento, si raffredderanno più velocemente dei mattoni adiacenti.

Lo schema di funzionamento è il seguente: una camera ad infrarossi trasforma le radiazioni termiche emesse dall'oggetto investigato, in segnali elettrici, che vengono riportati su un monoscopio e convertiti in immagini monocromatiche o in falso colore, in funzione della temperatura superficiale.

Utilizzo

La tecnica termografica si è dimostrata assai utile e flessibile nella diagnostica; essa può essere applicata con successo nelle seguenti indagini:

- rilievi sulla morfologia delle strutture nascoste: forme preesistenti, modifiche strutturali ed anomalie costruttive (ad esempio aperture tamponate), presenza di cavità;
- rilievi del degrado: stato fessurativo, rilievo dell'umidità, dispersioni termiche;
- controlli in fase di intervento: visualizzazione continua dei percorsi preferenziali del materiale iniettato in operazioni di consolidamento, ed immediata segnalazione del formarsi di sacche e di distacchi.

Tali indagini sono praticamente le uniche (assieme ai controlli radar) praticabili su pareti affrescate.

Limiti

L'apparecchiatura termografica è delicata e piuttosto costosa; l'interpretazione delle immagini richiede esperienza e preparazione specifica, tenendo conto che le condizioni al contorno possono a volte portare ad interpretazioni errate.

2.3 MARTINETTI PIATTI

La tecnica di prova dei martinetti piatti è stata messa a punto dall'ISMES sul finire degli anni '70, prendendo spunto da simili metodologie, applicate per lo studio del comportamento meccanico degli ammassi rocciosi durante l'esecuzione di perforazioni in galleria.

Il primo utilizzo in ambito strutturale è avvenuto durante la campagna di indagini condotta sul Palazzo della Ragione a Milano, nell'anno 1979.

Da quella prima applicazione, la tecnica ha subito con il passare degli anni notevoli miglioramenti e sviluppi, *cosicché oggi può essere considerata come una delle metodologie di indagine quantitativa delle caratteristiche meccaniche di murature in laterizio e pietra, più affidabili.*

Tale metodologia consente in:

- misurare lo stato di sollecitazione esistente nelle murature;
- determinare le caratteristiche di deformabilità;
- determinare o valutare per estrapolazione la resistenza a compressione della muratura.

I martinetti piatti utilizzati sono realizzati mediante sottili lamine d'acciaio saldate sul contorno, ed hanno spessori inferiori al centimetro (solitamente intorno ai 3/5 millimetri).

Hanno forme e dimensioni varie, per adattarsi ad ogni tipologia di muratura ed a ogni sezione strutturale.

Le forme più utilizzate sono le seguenti:

- quadrato 120x120x5 mm o rettangolare 120x240x5, utilizzate nel caso di elementi strutturali con dimensioni limitate come pilastri, colonne, archi;
- rettangolare 200x400x5, da adottarsi su murature regolari con giunti di malta tra corso e corso;
- semicircolare 350x275x3, da impiegarsi su murature irregolari.

La strumentazione di misura e le attrezzature di carico sono estremamente semplici, e la loro rapida installazione permette di eseguire una prova con martinetto semplice o doppio in circa 4/5 ore.

Prova con martinetto singolo

Tale indagine consente di misurare lo stato di sollecitazione locale esistente in un punto della struttura muraria, in base al rilascio tensionale causato da un taglio piano, eseguito normalmente alla superficie della muratura, generalmente praticato lungo un corso di malta.

Tre coppie di basi di riferimento sono applicate con resina sulla superficie della muratura, a cavallo della zona che sarà interessata dal taglio; vengono quindi misurate preventivamente le tre distanze, con un estensimetro meccanico rimovibile.

Viene quindi praticato il taglio perpendicolarmente alla superficie (mediante serie di fori paralleli eseguiti con trapano se in presenza di un giunto di malta, o mediante sega circolare a disco diamantato se in presenza di muratura irregolare), il quale provoca un rilascio delle tensioni con conseguente chiusura parziale dello stesso.

Si inserisce il martinetto piatto, lo si collega alla pompa dell'olio e si inizia ad aumentare la pressione all'interno del circuito, fintanto che non si sia annullata la deformazione in precedenza misurata: *in tale condizione la pressione interna del martinetto letta al manometro, è uguale in prima approssimazione, alla sollecitazione presente nella muratura in direzione normale al piano del martinetto stesso.*

Il valore ricavato deve poi essere corretto per tener conto della rigidità intrinseca del martinetto (dovuta al bordo di saldatura presente sul contorno), e per tener conto della "superficie utile" dello stesso (rapporto tra l'area del martinetto e l'area del taglio, necessariamente maggiore per problemi d'inserimento).

Ne risulta così che il valore di sollecitazione s di compressione nella muratura è uguale a:

$$\sigma = p \cdot K_m \cdot K_a$$

dove:

p = pressione letta al manometro

K_m = costante del martinetto (valore sempre < 1), determinata mediante prove di taratura di laboratorio

K_a = rapporto tra l'area del martinetto e l'area del taglio (valore sempre < 1)

Al termine della prova il martinetto può essere rimosso e la muratura può essere facilmente "restaurata".

Prova con martinetto doppio

Consente la determinazione delle caratteristiche di deformabilità e di resistenza delle murature.

Per fare ciò vengono inseriti nella muratura due martinetti piatti ad una distanza di circa 50/60 cm, e tra essi vengono applicate le tre coppie di basi di riferimento per la misura delle deformazioni assiali.

Vengono collegati entrambi i martinetti alla pompa dell'olio, e viene iniziata la messa in pressione del circuito: in questo modo viene eseguita una prova di compressione monoassiale su un campione di grandi dimensioni, sufficientemente rappresentativo del comportamento globale della struttura ed "indisturbato".

Vengono eseguiti alcuni cicli di carico e scarico - incrementando gradualmente la sollecitazione - per determinare i valori del modulo di deformabilità a vari livelli di carico.

Il modulo d'elasticità E si può quindi calcolare come:

$$E = \Delta\sigma / \Delta\varepsilon$$

dove:

$\Delta\sigma$ = intervallo di carico considerato

$\Delta\varepsilon$ = deformazione assiale corrispondente

Il valore di carico può poi essere incrementato fino alla comparsa delle prime fessurazioni o fino al collasso della muratura, determinando così la resistenza ultima a compressione.

Per l'esecuzione delle prove di deformabilità devono essere utilizzati solo i martinetti di dimensioni maggiori, in quanto l'esperienza ha dimostrato che quelli con dimensioni medio-piccole, sovrastimano notevolmente il modulo elastico.

2.4 PROVE SONICHE / ULTRASONICHE

Queste indagini consistono nel misurare ed analizzare le caratteristiche di propagazione delle onde elastiche all'interno dei solidi murari.

Scopo delle prove è:

- Verificare l'omogeneità di un elemento strutturale;
- Valutare qualsiasi mutamento delle proprietà dei materiali a causa di fenomeni di degrado;
- Esaminare i difetti in elementi strutturali (cavità, fessurazioni, strati superficiali danneggiati, ...).
- Stimare l'ordine di grandezza della resistenza dei materiali utilizzati.

La strumentazione di prova è costituita da:

- una sorgente di emissione di onde elastiche (martello strumentato, vibrodina elettromagnetica od ad aria compressa);
- un captatore dell'energia sonora (velocimetro, accelerometro);
- un'apparecchiatura di rilevazione e registrazione dei segnali.

Le prove soniche sono basate sulla misura del tempo di propagazione di un impulso meccanico tra la sonda trasmettitore e la sonda ricevente. Tale velocità dipende dall'elasticità e dalla resistenza del materiale: *maggiore è la velocità, maggiore sarà il modulo elastico e quindi la resistenza*, essendo infatti ogni interruzione od eterogeneità del materiale, causa di un ritardo del segnale.

La velocità delle onde elastiche in un mezzo omogeneo, isotropo e perfettamente elastico, è legata al modulo elastico dinamico E_d , dalla seguente relazione:

$$E_d = v^2 \cdot d \cdot [(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)] / (1 - \nu)$$

E_d = modulo di elasticità dinamico in Pa (Nm^{-2})

v = velocità dell'onda in ms^{-1}

ν = modulo dinamico di Poisson

d = densità del mezzo in kgm^{-3}

Nel suo propagarsi l'onda elastica perde energia, e ciò è dovuto ad una diminuzione dell'intensità legata alla legge di propagazione dell'onda di tipo sferico, mentre un'altra diminuzione avviene alle interfaccia tra discontinuità, dove l'energia viene in parte riflessa ed in parte rifratta.

E' così possibile misurare il tempo di propagazione dell'onda (e nel contempo verificare frequenze ed attenuazioni), calcolare la velocità conoscendo la distanza reciproca tra la sonda trasmettitore e la sonda ricevente, e risalire quindi al modulo elastico dinamico.

Sperimentazioni condotte su edifici in pietra hanno fornito valori della velocità variabili entro ampi limiti: da 1200 ms^{-1} per l'inferiore a 2500 ms^{-1} per il superiore, con medie intorno ai 1700 ms^{-1} . Il valore di 1400 ms^{-1} viene poi considerato soglia al di sotto della quale si è in presenza di un fenomeno di degrado delle murature. Sperimentazioni su strutture in c.a. hanno evidenziato valori di velocità compresi tra 3500 e 5000 ms^{-1}

Queste misure vengono solitamente eseguite per trasparenza (ossia con emettitore e captatore posizionati su due punti speculari delle facce della muratura), secondo una maglia regolare.

I moduli elastici dinamici che si ricavano da questa relazione sono di valore superiore a quelli ottenibili con prove statiche, e si discostano sempre più man mano che si passa da un mezzo perfettamente omogeneo, isotropo, ad uno disomogeneo ed anisotropo.

Utilizzo

Il principale utilizzo del metodo consiste nella possibilità di estendere, mediante misure di confronto, le valutazioni ottenute con le prove di tipo statico – necessariamente limitate ad alcuni punti – ad un numero di punti assai maggiore e comunque sufficiente a definire le caratteristiche complessive della struttura, ricavando informazioni qualitative sulle variazioni delle caratteristiche elastiche.

Un secondo utilizzo consiste nel valutare l'incremento di densità delle murature durante un intervento di consolidamento, potendo quindi formulare un giudizio sulla riuscita o meno dello stesso.

Un ultimo utilizzo – seppure molto controverso - è legato alla stima della resistenza a compressione delle murature. Alcuni autori infatti – se la muratura è sufficientemente omogenea - valutano tale resistenza applicando la seguente formula:

$$R_{\text{compressione}} = E_d / 1250$$

la quale fornirebbe valori approssimati del 10,15%.

Altri autori invece sostengono che allo stato attuale della ricerca, non si sia ancora in grado di scrivere un'equazione avente validità generale.

Limiti

I limiti della metodologia sono sostanzialmente legati alla variabilità di valori che si ottengono, stante l'estrema varietà mineralogica, tipologica e tecnologica riscontrabile nelle murature. Una ulteriore causa di indeterminatezza è poi legata alla possibile alterazione della misura indotta dalla presenza di alte percentuali di umidità nel materiale.

Tali cause consentono quindi solo una valutazione di tipo qualitativo dei parametri meccanici: notevoli errori possono essere infatti compiuti qualora si pretenda di utilizzare le sole misure soniche per una valutazione quantitativa di detti parametri.

2.5 INDAGINI SCLEROMETRICHE

Scopo della prova è la valutazione della resistenza locale e della qualità superficiale delle murature e del calcestruzzo.

Pur non avendo nel campo delle indagini su edifici in muratura l'importanza che rivestono nelle strutture in c.a., le indagini sclerometriche forniscono utili elementi di conoscenza.

Lo sclerometro è essenzialmente costituito da una massa in acciaio che viene lanciata – grazie ad una molla posta in tensione - contro la superficie da investigare. La massa rimbalzando, trasporta con sé un indicatore che scorre su una scala graduata

Il valore di rimbalzo risulta essere in relazione con l'elasticità del materiale ed implicitamente con la sua resistenza.

Utilizzo

Tali indagini forniscono l'indice di durezza della superficie di muratura, che risulta essere indicativo del degrado superficiale e della bontà del legame tra i conci e la malta.

Si utilizza quindi l'indagine sclerometrica per procedere velocemente alla mappatura delle zone di distacco tra i materiali, e nei paramenti a sacco, per verificare l'unione tra muratura esterna e riempimento, o per stimare – tramite la curva di taratura dello strumento – la resistenza del calcestruzzo.

Limiti

Sono sostanzialmente legati alla limitata profondità d'indagine che riguarda – come detto - solo gli strati superficiali.

Per ottenere dei valori significativi è poi necessario provvedere preventivamente alla rimozione degli intonaci ed alla regolarizzazione superficiale delle zone di prova, evitando – se l'indagine è condotta sul calcestruzzo – zone carbonatate.

2.6 PROVE DI PULL-OUT

La prova consiste nel inserire un tassello meccanico Fisher all'interno del getto in c.a. e nell'estrarlo grazie all'utilizzo di un opportuno martinetto, ed è eseguita secondo quanto previsto dalla norma UNI 10157 / 92 «Calcestruzzo indurito - Determinazione della forza di estrazione mediante inserti post inseriti ad espansione geometrica e forzata».

Sul calcestruzzo da indagare - previa pulizia con pietra pomice della zona interessata dalla prova - vengono fatti dei fori con il trapano in cui vengono inseriti i tasselli meccanici della lunghezza di 45 mm; questi vengono quindi collegati ad un martinetto particolare, e mediante una pompa manuale ad olio, vengono «strappati» dal getto di calcestruzzo.

Per ogni punto di indagine si eseguono solitamente dalle tre alle cinque prove, i cui valori vengono poi mediati. Dal valore della pressione di estrazione - mediante l'utilizzo di tabelle sperimentali - si risale alla stima della resistenza del calcestruzzo.

Limiti

Sono sostanzialmente legati alla limitata profondità d'indagine che riguarda – come detto - solo gli strati superficiali.

Per ottenere dei valori significativi è poi necessario provvedere preventivamente alla rimozione degli intonaci ed alla regolarizzazione superficiale delle zone di prova, zone carbonatate.

2.7 INDAGINI CON PACOMETRO

Il pacometro è uno strumento che grazie alla generazione di un campo magnetico, riesce ad individuare la presenza di barre d'armatura all'interno dei getti di calcestruzzo, senza necessitare di delicate demolizioni, ed è utilizzato quindi per accertare e/o verificare la presenza delle barre nei getti in c.a. .

E' costituito da una centralina portatile e da una sonda che viene appoggiata e fatta scorrere sul manufatto. La presenza e la stima della distanza della barra dalla sonda, è letta sul display dello strumento.

3 - LE MURATURE PORTANTI

La filosofia del recupero è diversa se si opera in zona ad alta sismicità oppure no.

In zona ad alta sismicità sismica occorre preoccuparci non solo dei carichi verticali ma anche e soprattutto delle azioni orizzontali indotte dal sisma stesso.

In zona a bassa sismicità generalmente i carichi da considerare sono per lo più verticali, fatta eccezione per al spinta del vento, di volte o archi; sono comunque tutti effetti locali, al contrario dell'azione sismica che riguarda l'edificio nel suo complesso.

Le costruzioni in muratura pongono una sola domanda strutturale standard: portare il carico estremo. Per contro, le strutture in muratura non pongono alcuna domanda strutturale relativamente al servizio.

Tre sono le grandezze utili per descrivere la risposta di servizio di una struttura muraria: freccia, massima, tensione di compressione ed ampiezza delle fessure.

1) Nelle strutture murarie la freccia è sempre moderata. Le strutture murarie, infatti, lavorano a sforzo normale di compressione, contenuto nello spessore. Perciò la freccia è sempre inferiore al suo limite di esercizio, e quindi la verifica alla freccia è superflua. La freccia è considerevole solo a seguito dell'innescio di un meccanismo cinematico. In tal caso, tuttavia, la questione riguarda la portanza ultima, non il servizio.

Si supponga di osservare un abbassamento eccessivo in un impalcato voltato.

Tale abbassamento non deriva dall'inflessione dell'impalcato, come per un solaio. Probabilmente tale abbassamento deriva dall'apertura delle imposte per rotazione dei piedritti (oppure, più raramente, per slittamento); altrimenti è il risultato di un cinematico a imposte fisse. In ogni caso si tratta di uno stato di incipiente collasso.

2) I picchi tensionali di compressione possono micro-fessurare i letti di malta e talvolta anche i corsi di mattoni. Tali micro-fessure non pregiudicano però la risposta strutturale di servizio. Non esistendo un limite d'esercizio, la verifica tensionale a compressione è priva di senso per una muratura. Per contro, le micro-fessure possono consistere nei prodromi dell'incipiente collasso per schiacciamento; ma in questo caso riguardano la portanza ultima, non il servizio.

3) Le massime tensioni di trazione possono risolversi in fessure, le quali possono interessare o la malta, o i mattoni, oppure entrambi i componenti. La fessurazione, a differenza delle strutture in cemento armato, non riduce la durabilità dell'opera e quindi non è necessaria.

L'attuale normativa a seconda del tipo di intervento distingue in:

INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO: sono costituiti da un complesso di opere atte a rendere idoneo l'edificio a resistere alle azioni sismiche.

"E' fatto obbligo di procedere all'adeguamento a chiunque intenda:

a. sopraelevare o ampliare l'edificio;

b. apportare variazioni di destinazione che comportino nelle strutture interessate dall'intervento, variazioni dei carichi originari (pesi permanenti e carico accidentale compreso) superiori al 20%;

c. effettuare interventi strutturali rivolti a trasformare l'edificio mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente;

d. effettuare interventi strutturali rivolti ad eseguire opere e modifiche per rinnovare e sostituire parti strutturali dell'edificio, allorchè detti interventi implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso;

e. effettuare interventi strutturali rivolti a reintegrare l'organismo edilizio esistente nella sua funzionalità strutturale mediante un insieme sistematico di opere".

INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO: sono costituiti da una o più opere riguardanti i singoli elementi strutturali dell'edificio al fine di conseguire una maggiore sicurezza senza però modificare il comportamento strutturale globale dell'edificio.

E' il caso per esempio dell'apertura di vani in pareti portanti, la sostituzione di un solaio, l'eliminazione di elementi spingenti, ecc.

"E' fatto obbligo di eseguire interventi di miglioramento a chiunque intenda effettuare interventi locali volti a rinnovare o sostituire elementi strutturali dell'edificio".

Nel caso di adeguamento sismico la VERIFICA SISMICA è obbligatoria in tutti i casi in cui l'edificio non abbia i requisiti costruttivi di cui al punto C.5 del D.M. 1996. Si tratta quindi della quasi generalità degli interventi di adeguamento.

4. LE TECNICHE DI INTERVENTO SULLE MURATURE

Le tecniche di intervento sulle murature si possono distinguere in tecniche che operano sulle caratteristiche del materiale e tecniche che operano sul suo stato tensionale.

Tra le prime rientrano le:

- risarciture localizzate
- iniezioni di miscele leganti
- perforazioni armate

Nel secondo gruppo rientrano le cerchiature, tiranti e catene .

Le pareti armate di contenimento partecipano di ambedue le caratteristiche.

Prima di effettuare un intervento sulla muratura è necessario esaminare le condizioni del manufatto ed organizzare le opere in modo tale che eventuali interventi sulle fondazioni siano effettuati dopo il consolidamento delle strutture in elevazione.

4.1 RISARCITURE LOCALIZZATE (CUCI SCUCI)

L'intervento consiste nella demolizione e ricostruzione a campioni dell'elemento murario in cui si opera, previa puntellazione preventiva che sostenga le zone gravanti su quella in cui si opera.

I puntelli, per evitare che questi si deformino all'atto della loro entrata in carico e quindi perturbino lo stato tensionale delle parti adiacenti a quelle in cui si opera, vengono messi in opera in carico con martinetti idraulici o più semplicemente, ma con minor efficacia, con vitoni metallici.

Il giunto tra la zona in cui si è intervenuti e la zona gravante al di sopra, viene sigillato, con malta antiritiro, solo dopo che l'elemento ricostruito ha esaurito le sue deformazioni dovute al ritiro della malta nelle fasi di presa e indurimento, previa forzatura con cunei.

4.2 INIEZIONI DI MISCELE LEGANTI

Questa tecnica si adotta quando le insufficienti caratteristiche meccaniche della muratura siano attribuibili prevalentemente alla malta ed all'interno della muratura siano presenti cavità e fessurazioni diffuse.

La malta iniettata riempiendo le cavità e le fessure ed in parte sostituendo la malta presente, migliora le caratteristiche meccaniche del corpo murario.

La malta viene iniettata in pressione attraverso un reticolo di fori, di diametro 3 o 5cm disposti ad interasse variabile tra 50 e 100cm, preventivamente effettuati nel muro con sonde a rotazione, a partire dal basso verso l'alto.

Prima dell'iniezione occorrerà sigillare, con malta a pronta presa, tutte le superfici della muratura.

4.3 PERFORAZIONI ARMATE

Si adopra questo intervento quando si voglia essenzialmente aumentare la resistenza a trazione e taglio della muratura o quando si vogliano migliorare i collegamenti di diversi elementi murari e non tra loro.

Tale tecnica consiste nell'effettuare una serie di perforazioni all'interno della muratura, inserire in ognuna una barra di acciaio ad aderenza migliorata e sigillare iniettando malta cementizia antiritiro.

Si viene così a generare una muratura armata ed è quindi molto adatto per collegare tra loro elementi distaccati come per esempio cantonali di muratura, incroci, cornici, balconi, ecc.

4.4 PARETINE DI CONTENIMENTO

Tale tecnica si adotta allorché la muratura sia così degradata da richiedere un intervento di risarcitura ma le difficoltà pratiche di puntellatura, ecc, ne sconsigliano l'impiego.

Tale intervento è adatto in presenza di forti azioni orizzontali (sisma) in quanto la parete dopo l'intervento avrà notevole resistenza a taglio e flessione.

Si asportano gli intonaci esistenti, si dispongono due reti elettrosaldate sulle facce della muratura (con diametro ϕ 4 - 8 e maglia 10x10cm) collegate tra di loro da spilli metallici passanti attraverso la muratura nel numero di 6 od 8 a mq di parete, per garantire la collaborazione tra la parete stessa e le paretine in C.L.S.; successivamente si gettano le paretine, previo lavaggio delle pareti di spessore generalmente di 4 o 5 cm.

Tale intervento oltre a migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura, opera anche a livello di funzionamento globale della struttura, in quanto, modifica la rigidezza dell'elemento e quindi la ripartizione delle forze orizzontali, aumentando la forza sulla parete in cui si sta operando ma diminuendo quella sulle altre pareti.

E' opportuno controllare anche il collegamento delle armature con elementi orizzontali e le fondazioni.

4.5 CERCHIATURE, CATENE, TIRANTI

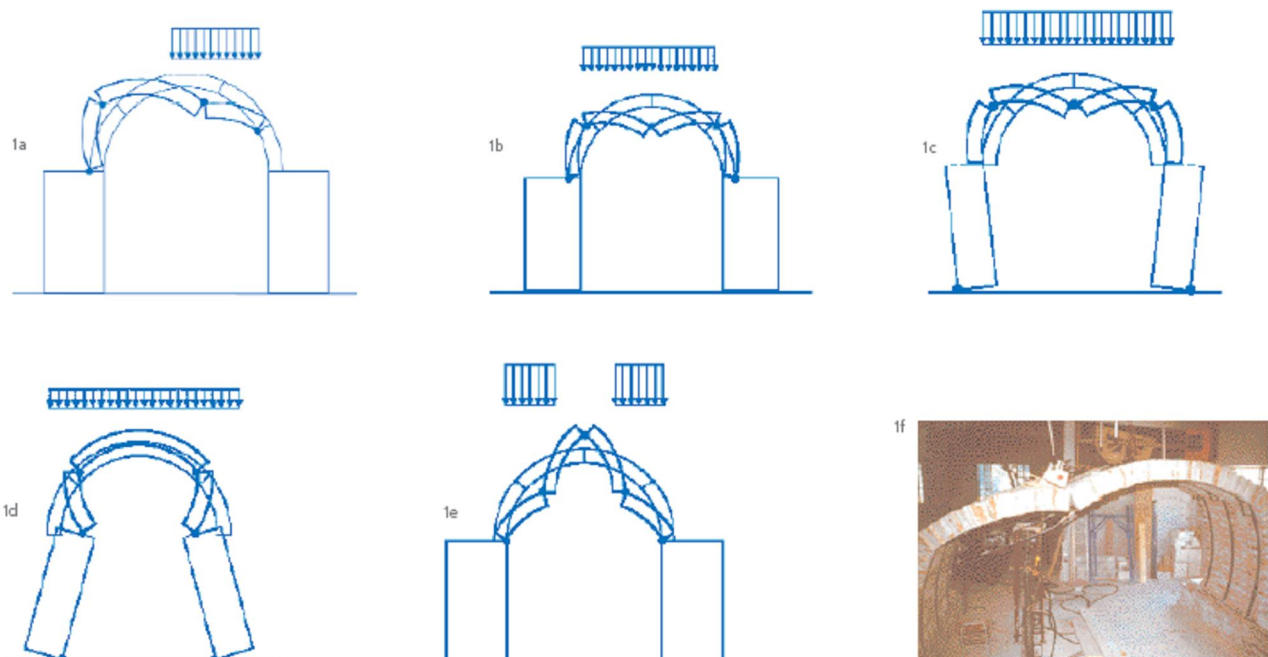
Le catene si adottano per eliminare la spinta di strutture spingenti quali archi, volte o coperture spingenti.

Occorre mettere in opera le catene sotto una assegnata pretensione per annullare gli spostamenti della struttura dovuti alla spinta e che sono la causa del degrado che si intende riparare.

Particolare attenzione va posta poi ai dispositivi di ancoraggio che devono avere rigidezza e dimensioni tali da riportare le sollecitazioni trasmesse alla muratura entro valori ammissibili.

I tiranti si impiegano quando si voglia migliorare lo schema strutturale realizzando efficaci collegamenti tra le murature portanti, assicurando così un funzionamento monolitico e scatolare dell'edificio.

I tiranti possono essere posti in opera, previa tesatura degli stessi, all'interno o all'esterno della muratura. alla testa dei tiranti si dispone una piastra in acciaio con un sistema a vite che consente di imprimere al tirante uno stato di presollecitazione.





Meccanismi di rottura di archi e volte in muratura

Ia. Meccanismo asimmetrico a imposte fisse: presenta 4 cerniere alternate, estradosso-intradosso; la prima, quella nella metà di arco meno caricata, è estradosale e in genere è all'imposta. I carichi che attivano questo meccanismo sono le stese -- verticali od orizzontali -- localizzate su una delle due metà dell'arco; soprattutto le stese tendenti al carico concentrato a un quarto della luce.

Ib. Il meccanismo simmetrico a imposte fisse presenta 5 cerniere alternate, estradosso- intradosso; quelle terminali sono all'imposta e sono estradosali. Questo meccanismo riguarda le volte aventi un rapporto tra spessore e luce inferiore al minimo della tipologia e si innesca all'atto del disarmo dalle centine (la struttura non sopravvive al varo); oppure si innesca rimuovendo il rinfianco.

Ic. Meccanismo con apertura delle imposte. Può presentare 3 cerniere nell'arco (alternate) e 2 cerniere nel piedritto (alla sua base); alternativamente possono presentare due pattini nel piedritto, anziché due cerniere (meccanismo traslazionale del piedritto, anziché ribaltamento). Questo meccanismo riguarda le volte senza catena, impostate su piedritti aventi moderata resistenza alle azioni orizzontali (laterali); riguarda anche le cupole impostate su un tamburo esile e non-contraffortato. Qualsiasi carico verticale tende ad attivare questo meccanismo; soprattutto le stese tendenti al carico concentrato in chiave. **Id.** Meccanismo con chiusura delle imposte: presenta 4 cerniere nell'arco (di cui due estradosali all'imposta, e due intradosali verso le reni), e 2 cerniere nel piedritto (alla sua base). Questo meccanismo riguarda le volte i cui piedritti sono assoggettati a spinte laterali verso l'interno. Qualsiasi carico verticale sull'estradosso rappresenta un ente resistente, ai fini di questo meccanismo; soprattutto le stese tendenti al carico concentrato in chiave.

Ie. Meccanismo simmetrico a imposte fisse, con innalzamento della chiave. E' l'inverso di quello indicato in figura 1-b; pertanto presenta 5 cerniere alternate, intradosso-estradosso (quelle terminali sono all'imposta e sono intradosali). Questo meccanismo riguarda gli archi e le volte a botte ribassati, dove è gerarchicamente inferiore al meccanismo di figura 1-b. In tali strutture voltate, il rinfianco rappresenta un ente sollecitante. Il meccanismo riguarda anche alcune tipologie di cupola in cui la lanterna rappresenta un ente resistente (e quindi non va rimossa). I carichi che lo attivano sono le stese verticali distribuite simmetricamente attorno alle reni; soprattutto le stese tendenti ai carichi concentrati alle due reni.

If. Volta a botte, semicircolare, sperimentata in laboratorio caricandola a 1/4 della luce sino al collasso. La volta era rinforzata con tre nastri in composito della larghezza di 60 mm, ciascuno dei quali incollato lungo l'intera direttrice intradosale (lungo l'intero arco intradosale). Il rinforzo ha scambiato la gerarchia delle resistenze. Il modo di crisi più debole della volta rinforzata è diventato il distacco del rinforzo per rottura trasversale del mattone, mentre il modo di crisi più debole della volta naturale (non-rinforzata) era il meccanismo. Avendo interdetto la crisi per meccanismo, il rinforzo in FRP ha incrementato, peraltro considerevolmente, il carico ultimo della volta.

La crisi della volta rinforzata si è dunque innescata per distacco del rinforzo. Perso il rinforzo, la volta è tornata a comportarsi al naturale. Di conseguenza, la crisi è proseguita col meccanismo cinematico di figura 1-a. La crisi è si dunque evoluta col meccanismo che si sarebbe innescato nella volta in condizioni naturali ma sotto un carico drasticamente maggiore rispetto alla volta non-rinforzata. Il converso della crisi per distacco è che la volta acquisisce un'energia cinetica assai maggiore di quella che acquisirebbe in condizione naturale. La crisi per distacco è dunque particolarmente repentina e come tale è più ostica da gestire in termini di protezione civile.

SULLA CAPACITA' STRUTTURALE STANDARD

(P. Foraboschi – consolidamento statico e adeguamento sismico)

La normativa è poco incisiva anche nel definire la capacità standard di una struttura in muratura, analogamente alla domanda e per gli stessi motivi. A ciò si somma la confusione ingenerata dai calcoli convenzionali di normativa, i quali sono improntati sulle tensioni: le verifiche a rottura camuffate da verifiche tensionali delle norme potrebbero originare l'erronea convinzione che la capacità dipenda dalla resistenza a compressione e dalle punte tensionali.

Può allora essere utile esplicitare la capacità standard di una muratura.

In primo luogo, la capacità deve corrispondere alla domanda, dovendo quella soddisfare questa. Per omogeneità con la domanda, pertanto, la capacità standard di una costruzione in muratura è misurata dallo stato limite ultimo.

Di converso, attributi capacitivi d'esercizio non sussistono.

Ciò premesso, lo stato limite ultimo di una muratura è univocamente definito dal meccanismo cinematico di collasso, espresso dalla forma, e dal carico associato, detto carico di meccanismo. Il carico di meccanismo deve quindi sorpassare il carico estremo: questa è la verifica richiesta alle strutture murarie. L'affermazione riguarda qualsiasi muratura — paramenti, colonne, volte — purché in condizioni naturali; mentre non vale per la muratura rinforzata da apporti esterni resistenti a trazione, dove il carico ultimo può non essere di meccanismo.

I meccanismi si possono suddividere in articolati e traslazionali.

Meccanismo articolato (figure 1, 2 e 3): assemblaggio di conci connessi da cerniere. Esempi: il ribaltamento di un muro; il crollo di una volta. I conci talvolta possono essere schematizzati come rigidi (1° modo di cui nel prosieguo); altre volte devono essere schematizzati come deformabili

(2° modo). Le cerniere sono diverse rispetto ai meccanismi del C.A. o dell'acciaio: ordinarie, non plastiche, collocate ai bordi delle sezioni, non sull'asse; unilaterali ossia possono solo aprirsi ma non chiudersi, non bilaterali.

Meccanismo traslazionale: scorrimento di una compagine muraria rispetto al resto. P.es.: lo slittamento della parte sovrastante di un piedritto rispetto alla parte sottostante.

Il meccanismo — articolato o traslazionale — è un sistema labile. La labilità è attivata da alcune forze ed è contrastata da altre. Una forza sollecitante, ovvero resistente, a seconda del suo punto d'applicazione sul meccanismo cinematico. Il carico di progetto in genere si

scomponesse in una stesa sollecitante e in una stesa resistente. I carichi incarnano dunque due ruoli antitetici nelle murature: costituiscono sia gli enti sollecitanti sia gli enti resistenti.

Le stese di carico resistenti, non solo possono attingere qualsiasi livello, ma più sono grandi più la struttura è sicura. Di conseguenza, la portanza riguarda soltanto le stese di carico sollecitanti. Il massimo livello raggiungibile da una stesa di carico sollecitante è quello esattamente controbilanciato dalla stesa di carico resistente.

La portanza fa quindi riferimento a carichi resistenti dati.

Questo punto è cruciale sia nella pratica che nel calcolo Pratica. Rimuovere le masse portate resistenti di una costruzione muraria sarebbe come idealmente rimuovere le armature in un elemento in C.A. o le ali in una putrella d'acciaio. Per esempio, la rimozione del rinfianco in una volta può comportarne il crollo.

2a. L'immagine raffigura una volta a crociera sperimentata caricandola sino al collasso. **Le volte a crociera portano i carichi maggiori in condizioni mono-dimensionali, poiché la fessurazione interdice la bi-dimensionalità. Quest'ultima sussiste quindi solo per i carichi minori, oltre i quali la volta si scompone in sistemi di archi.** Le intersezioni danno luogo ad archi diagonali (linea gialla), le vele ad archi di vela (linea rossa). Il carico ultimo è quindi portato dagli archi di vela e dagli archi diagonali.

Gli archi di vela sono indipendenti tra loro; ciascuno porta il carico applicato direttamente sul suo estradosso e scarica sugli archi diagonali. Questi ultimi sono quindi caricati dalle reazioni (verticali e orizzontali) fornite agli archi di vela, cambiate di segno. Le reazioni orizzontali non controbilanciate si scaricano infine sulle vele adiacenti, dando luogo a spinte a vuoto.

2b. L'immagine raffigura una volta a padiglione sperimentata caricandola sino al collasso. Ai carichi maggiori, la volta ha esibito fessure di meridiano localizzate lungo le intersezioni delle vele (comparse per carichi lontani dal carico ultimo, mentre la fenditura nella vela vicino all'intersezione è comparsa per ultima). Le fessure lungo le intersezioni hanno spicchiato la volta a padiglione, in archi di vela. La volta a padiglione è così diventata spingente.

Il carico ultimo è quindi portato da quattro segmenti arcuati: le quattro vele.

3. **Cupola della chiesa di Santa Maria del Fiore (Firenze).** Le tecniche costruttive adottate dal Brunelleschi (in particolare i filari a corda branda) hanno conferito ai costoloni la massima resistenza a trazione. Le trazioni di parallelo si sono quindi convertite in fessure di meridiano nelle vele, anziché nei costoloni come invece più frequente (si veda figura 2-b).

La conseguenza è decisiva in questo caso. **La cupola si è spicchiata in archi la cui sezione trasversale è a "C": una vela più metà da ciascuna parte. Se le fessure di meridiano fossero avvenute nei costoloni, la cupola si sarebbe spicchiata in archi la cui sezione sarebbe rettangolare: una vela.** Lo spessore effettivo di una sezione coincide con la distanza tra l'asse che può dare luogo al perno estradosso di rotazione e l'asse che può dare luogo al perno intradosso di rotazione. Tale distanza è assai maggiore nella sezione a "C" rispetto a quella rettangolare. La fessurazione nelle vele ha quindi conferito il massimo spessore effettivo alla cupola. Perciò, lo spessore della cupola risulta adeguato alla luce; inoltre la spinta scaricata dalla cupola sul tamburo è minima.

5. LE FONDAZIONI

5.1 CONSOLIDAMENTO DELLE FONDAZIONI

I cedimenti del terreno o deficienze delle strutture di fondazione sono causa di molti dei dissesti delle strutture murarie.

I cedimenti del terreno si distinguono in:

1. cedimenti derivanti da movimenti propri del terreno a causa della sua stessa natura, da variazioni del regime idraulico, da asportazione di materiale (caratteristiche non uniformi del terreno, ridotta capacità portante, tendenza a spostamenti di massa, abbassamento, innalzamento o oscillazioni della falda idrica, erosione, scavi).

2. cedimenti derivanti da azioni mutue tra terreno e costruzione causate da carichi statici gravanti e da azioni dinamiche, quali, variazione dei carichi nei terreni adiacenti, variazioni di carico, vibrazioni dovute a traffico viario o a macchinari, fenomeni sismici, crolli, per carenze costruttive, per modifica del modello statico a causa di interventi vari sull'edificio come l'apertura di vani, l'eliminazione o sostituzione di solai, cedimenti di maschi murari, per la modifica dei carichi orizzontali e verticali, degrado dei materiali).

Si chiama carico di rottura del terreno quello sotto il quale inizia l'abbassamento del terreno stesso per rifluimento laterale.

Il carico ammissibile è dato dal carico di rottura fratto il coefficiente di sicurezza ($s=3$).

Secondo la formula di Terzaghi il carico limite ha valore:

$$q_{lim} = \xi_q \cdot N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + \xi_c \cdot N_c \cdot c + \xi_\gamma \cdot N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B/2$$

assumendo, per esempio $\phi = 14^\circ$; $B = 13,10\text{m}$; $L = 35,7\text{m}$; $\gamma = 1800 \text{ Kg/m}^3$ si ha dalle tabelle:

$N_q = 3,59$; $N_c = 10,3$; $N_\gamma = 2,29$; $N_q/N_c = 0,35$

per un rettangolo di lati B ed L con $L > B$ si hanno i coefficienti correttivi di forma:

$$\xi_c = (1 + B N_q / L N_c) = 1,13$$

$$\xi_q = (1 + B/L \operatorname{tg} \phi) = 1,09$$

$$\xi_\gamma = (1 - 0,4 B/L) = 0,85$$

Avremo quindi i valori di progetto:

$$\text{Carico limite} \quad q_{\text{lim}} = 3,14 \text{ Kg/cm}^2 = 31,4 \text{ N/cm}^2$$

$$\text{Tensione ammissibile} \quad \sigma_{\text{amm}} = q_{\text{lim}}/3 = 1,05 \text{ Kg/cm}^2 = 10,5 \text{ N/cm}^2$$

Una volta accertato il cedimento delle fondazioni, prima di poter scegliere il tipo di intervento occorre analizzare le cause dei cedimenti stessi.

E' necessario, anzitutto, accertarsi della consistenza delle strutture di fondazione e della natura del terreno su cui esse gravano.

Per far questo, il sistema più semplice, è quello di fare dei sondaggi a ridosso dei muri. Tali pozzi avranno la misura tale da poter essere scavati a mano e permettere l'estrazione dei materiali di risulta.

Si potranno così ricavare e misurare:

le dimensioni della fondazione e le sue caratteristiche costruttive;

il suo stato di conservazione;

la natura dello strato superficiale su cui grava.

Da questa indagine si hanno dati molto superficiali nei riguardi del terreno per cui è opportuno eseguire delle trivellazioni e carotaggi, all'interno del volume significativo dell'edificio, al fine di accertare le caratteristiche del terreno degli strati sottostanti, il regime idraulico e poter quindi diagnosticare la causa dei cedimenti stessi.

Con i dati acquisiti è possibile decidere le tipologie degli interventi necessari che devono essere coordinati con quelli sulle strutture in elevazione.

5.2 - SOTTOFONDAZIONI

Le sottofondazioni dei muri continui possono essere continue, discontinue e palificate.

Le continue sono estese al di sotto di tutta la base fondale.

Le discontinue sono estese parzialmente al di sotto della base fondale e vengono adottate nei terreni di fondazione più profondi.

Le palificate si utilizzano quando si vogliono raggiungere profondità notevoli o quando gli scavi non si presentano agevoli per la presenza di terreni incoerenti, di sabbie sciolte, o miste ad argilla o impregnate d'acqua.

5.3 - SOTTOFONDAZIONE PER SOTTOMURAZIONE

E' la tipologia di intervento più usato fin dal passato.

Con questo tipo di intervento si allarga la base di appoggio per ridurre la tensione sul terreno e contemporaneamente si trasferisce il carico ad un piano di posa più profondo.

Nell'eseguire tale intervento occorre preoccuparci di non turbare l'equilibrio delle murature in elevazione, a tal fine si procede secondo le seguenti fasi:

1. puntellatura delle strutture in elevazione;
2. si divide la fondazione in cantieri di lavoro della lunghezza di circa 3 metri corrispondenti tra una apertura e l'altra del piano terreno (porte, finestre), che vengono numerati in modo che i numeri in successione non corrispondano a cantieri contigui, distinguendo tra quelli corrispondenti alle aperture di passaggio (cantieri dei vuoti) e quelli corrispondenti ai muri pieni (cantieri dei pieni); la numerazione, generalmente, inizia dai cantieri dei vuoti;
3. iniziando dai cantieri dei vuoti si eseguono gli scavi (da entrambi i lati per muri di grosso spessore o da un solo lato per muri di spessore inferiore al metro) fino alla quota di imposta della fondazione esistente e della larghezza necessaria;
4. si divide ora il cantiere in sottocantieri della lunghezza di circa 1,5 metri e si prosegue lo scavo in corrispondenza del primo cantiere fino alla quota di imposta della sottofondazione e e si esegue lo scavo al di sotto della vecchia fondazione inserendo dei puntelli tra il fondo dello scavo e il suo intradosso;
5. si esegue la nuova fondazione nel sottocantiere fino ad una distanza di circa 10 cm dalla vecchia fondazione e lasciando opportuni ancoraggi per le sottofondazioni dei cantieri adiacenti, quali ad esempi dei monconi di armatura;
6. si completa la sottomurazione con mattoni pieni e malta espansiva;
7. si procede allo stesso modo per gli altri sottocantieri e si passa quindi agli altri cantieri.

La muratura delle fondazioni esistenti qualora sia degradata andrà consolidata prima di eseguire la sottofondazione.

Il calcolo della sottofondazione continua non differisce da quello delle fondazioni continue ordinarie per edifici in muratura siano esse a sacco in CLS, a piattabanda armata o in muratura.

5.4 - ALLARGAMENTO DELLA BASE FONDALE

L'allargamento della base di fondazione sullo stesso piano di posa della fondazione esistente può talvolta risultare inefficace. Infatti la riduzione delle tensioni sul terreno avviene quando entra in forza l'opera di allargamento, dopo che tutto il complesso ha avuto un cedimento verticale per effetto dell'aumento dei carichi. La vecchia fondazione poggia su un terreno già consolidato mentre le opere di allargamento appoggiano su un terreno, dello stesso tipo, ma che all'atto della loro costruzione non ha ancora subito gli effetti dei carichi.

Allora questo tipo di intervento è adatto allorquando, per effetto degli interventi sull'edificio, si prevedono forti variazioni dei carichi in fondazione.

L'allargamento della base fondale può essere realizzato mediante travi-cordolo aderenti alla vecchia fondazione, collegate tra di loro tramite barre d'acciaio passanti entro fori praticati orizzontalmente mediante sonde a rotazione nella fondazione esistente. Tale intervento avviene secondo le seguenti fasi:

1. scavo dalle due parti della fondazione esistente fino alla profondità del piano di posa;
2. formazione dei fori orizzontali nel numero di 6/10 ogni metro;
3. inserimento delle barre di acciaio;
4. sigillatura dei fori con malta antiritiro;
5. getto del magrone per la formazione del piano di posa;
6. messa in opera delle gabbie di armatura e cassetatura;
7. getto del calcestruzzo vibrato;
8. stagionatura del calcestruzzo con bagnatura per ridurne il ritiro.

Il collegamento trasversale può avvenire anche con traversi in C.A., eventualmente con cementi additivati con espansivo, entro aperture praticate nella fondazione esistente ad una quota più alta del fondo dello scavo. I traversi saranno più fitti tanto sono più elevati i carichi e più è fatiscente la fondazione.

Nei casi di dissesti che hanno alterato le primitive condizioni di equilibrio, con spostamento del centro di pressione fuori dal nocciolo centrale d'inerzia, con conseguenti sforzi di trazione sulla superficie di base, si possono adoperare solette in C.A. incastrate alla fondazione esistente. La soletta incastrata, dimensionata opportunamente, modifica la posizione del centro di pressione.

In caso di fondazioni discontinue si può o ampliare la base di appoggio oppure raggiungere strati più profondi di terreno più resistenti.

5.5 - CONSOLIDAMENTO DEL TERRENO

Quando il solido di fondazione esistente è in buone condizioni si può decidere di intervenire non sulle strutture ma direttamente sul terreno migliorandone le caratteristiche meccaniche.

La resistenza del terreno viene aumentata mediante iniezioni di caratteristiche diverse a seconda del tipo del terreno da consolidare.

Nei terreni limosi e argillosi e nei terreni sabbiosi fini, dove la permeabilità è inferiore a quella minima da consentire le iniezioni di cemento, si ricorre a silicati che con la presenza di un reattivo e di una soluzione salina danno un precipitato cristallino e gelatinoso che costituisce il legante.

Invece, in presenza di terreni sciolti, quali sabbia e ghiaia, si impiegano miscele cementizie tramite l'introduzione nel terreno, a quote diverse, di tubi in acciaio (diametro 40/100 mm) forati nel tratto terminale. Il conglomerato cementizio viene mandato nel terreno, attraverso i tubi, tramite compressori con pressione variabile a seconda della permeabilità del terreno.

5.6 - SOTTOFONDAZIONI CON PALI

Quando si devono raggiungere strati profondi di terreno si ricorre alle palificate. Per la formazione dei pali occorre non produrre danni sulle strutture esistenti; si ricorre allora a pali trivellati costruiti in opera o pali prefabbricati infissi mediante pressione statica.

Poichè non è possibile intervenire al di sotto del solido di fondazione esistente i pali saranno realizzati in aderenza a questo

da entrambi i lati oppure da uno solo di questo quando un lato risulta inaccessibile (ad esempio per la ridotta altezza dei locali interni, presenza di balconi bassi).

Nel caso di pali su entrambi i lati questi saranno disposti a coppie rispetto all'asse del muro e collegati tra di loro con traversi in C.A., che attraversando la muratura la sostengono. In questo caso è anche possibile realizzare da entrambi i lati del muro travi in C.A. aderenti o incassate alla fondazione esistente e collegate tra di loro da traversi passanti in C.A._

Nel caso che i pali siano da un solo lato questi saranno collegati al solido di fondazioni da mensole in C.A. incastrate o sottostanti alla fondazione esistente. In tal modo i pali sono soggetti a pressoflessione.

I pali prefabbricati possono essere inseriti al di sotto della fondazione esistente previa formazione di scavi a pozzo ed infissi tramite pressione statica esercitata da un martinetto idraulico che contrasta tra la base della fondazione e la testa del palo.

Prima di eseguire questo intervento occorrerà cautelarsi dell'integrità del solido di fondazione. Nel caso questo non sia sufficientemente resistente occorrerà consolidarlo prima di eseguire la palificata.

I pali in cemento armato possono essere:

pali battuti: vengono infissi nel terreno tramite un maglio di peso P_m , senza estrazione del terreno e possono avere un diametro di 30/40 cm;

pali trivellati: vengono realizzati con un getto di calcestruzzo all'interno di un foro praticato nel terreno, previa asportazione del terreno ed inserimento della gabbia di armatura.

I pali trivellati vengono preferibilmente impiegati in terreni coerenti, mentre i pali battuti in terreni incoerenti.

Le palificate si distinguono in palificate con pali sospesi o con pali di punta.

I pali di punta trasmettono il carico derivante dalla sovrastruttura al terreno solo per punta.

I pali sospesi invece trasmettono il carico per punta e per attrito laterale fra palo e terreno.

Il carico ammissibile del singolo palo di punta (Portata) è dato da:

$$P_{amm} = \sigma_{t,amm} \cdot A$$

dove A è l'area alla base del palo $\sigma_{t,amm}$ è la tensione ammissibile del terreno alla base del palo.

Nel caso che il palo porti per punta e per attrito laterale la portanza del singolo palo può essere calcolata con formule di tipo dinamico o statico.

Con le formule statiche la portanza del singolo palo è calcolata sommando la portata laterale Q_l con la portata di punta Q_p . Si ottiene:

$$P = (Q_l + Q_p) = f \cdot A_l + q \cdot A_p$$

dove è:

f, coefficiente di attrito palo terreno di ogni strato di terreno attraversato dal palo;

q, portata unitaria di punta

A_l , area della superficie laterale del palo;

A_p , area della punta del palo.

La formula più usata per il calcolo della portata è quella di Dorr:

$$P = Q_l + Q_p = [\gamma \cdot \pi \cdot D^2/4 \cdot h \cdot \text{tg}^2(45 - \phi/2)] + [\gamma \cdot \text{tg} \cdot \phi_1 \pi \cdot D \cdot h \cdot (\Delta + h/2)(1 + \text{tg}^2 \phi)]$$

dove

D è il diametro del palo;

h è l'altezza dello strato considerato;

γ è il peso specifico di ogni stato;

ϕ è l'angolo di attrito della terra costituente lo stato;

ϕ_1 è l'angolo di attrito tra terra e palo;

Δ è il dislivello fra il piano di campagna e la superficie superiore dello stato considerato.

La portata totale P_{tot} del palo sarà:

$$P_{tot} = \Sigma P/n$$

dove la sommatoria è estesa a tutti gli stati di terreno attraversati dal palo ed n è un coefficiente di sicurezza di valore $n = 2,5$.

Quando il carico derivante dalla struttura è applicato nel baricentro del singolo palo, questo è soggetto a sforzo normale semplice.

Da notare che quando il terreno laterale inconsistente non è in grado di impedire l'inflessione laterale dei pali, questi risultano caricati di punta.

Un complesso di pali che costituisce la fondazione per la sovrastruttura si chiama palificata.

La portata di una palificata sospesa non è data dalla somma algebrica della portata dei singoli pali ma risulterà minore di questa, a causa dell'interferenza fra pali adiacenti.

Per trovare il carico trasmesso dalla sovrastruttura al singolo palo i -esimo occorre distinguere vari casi:

a. La risultante R dei carichi trasmessi alla palificata dalla sovrastruttura passa per il baricentro della palificata:

in questo caso l' i -esimo palo sarà sollecitato da un carico:

$$P_i = R / n$$

dove n è il numero dei pali.

Allora in questo caso noto R e fissata la portanza P di ciascun palo si trova il numero n di pali occorrenti:

$$n = R / P$$

b. La risultante dei carichi è verticale ma eccentrica, di eccentricità e rispetto al baricentro della palificata:

si avrà quindi un carico centrato R ed un momento $M=R \cdot e$, per cui la palificata si comporta come una sezione pressoinflessa, composta dagli n pali a distanza d_i dal baricentro, per cui per il generico palo i -esimo si avrà:

$$\sigma = R/A + (R \cdot e) \cdot d_i/J$$

$$J = 1 \sum d_i^2 \quad \text{ed } A = 1 n, \text{ con } n = \text{numero dei pali}$$

avendo trascurato il momento d'inerzia di ciascun palo rispetto ai propri assi principali d'inerzia, dovrà allora verificarsi che sia :

$$P_{\max} < P_{\text{amm}}$$

c. Pali inclinati e risultante dei carichi R inclinata:

per semplicità supponiamo di avere due gruppi di pali inclinati secondo due direzioni.

Si opera nel seguente modo:

si trova il centro G della palificata come intersezione tra gli assi baricentrici di ciascun gruppo della palificata;

si trasporta la risultante R nel centro della palificata e si scompone secondo le due rette di direzione dei due gruppi di pali, R_a ed R_b ;

per effetto di questa ultima operazione si dovrà considerare il momento di trasporto $M = R \cdot e$, dove e è la distanza della risultante dal centro G della palificata;

pertanto l' i -esimo palo a distanza d_i dal centro della palificata sarà sottoposto alla forza di compressione:

$$P_a = R_a/n_a \pm [R \cdot e \cdot d_i / \sum d_i^2]$$

Done n_a è il numero dei pali costituenti il gruppo a della palificata.

Una formula analoga si avrà per il gruppo b della palificata.

Quando si hanno tre gruppi di pali a, b, c , il centro della palificata si troverà considerando i gruppi di pali due a due. La risultante andrà ora scomposta, una volta trasportata nel centro della palificata, nelle tre componenti.

d. Se i pali sono tutti verticali la componente orizzontale della risultante R inclinata assoggetta i pali a sforzi di taglio.

Occorre distinguere il caso tra il palo libero di ruotare in sommità ed il palo impedito di ruotare, ovvero vincolato a piano di campagna da una struttura di fondazione che ne impedisce la rotazione.

Tale forza si può trascurare quando questa è inferiore al 5% della forza verticale.

La verifica del palo avviene ipotizzando opportuni meccanismi di rottura che portano alla plasticizzazione del palo stesso.

La fondazione di collegamento tra struttura in elevazione e la testa dei pali (Plinti, Travi rovesce, platee) sarà sollecitata da una distribuzione di carichi concentrati (portata dei pali) diretti dal basso verso l'alto.

Le verifiche del solido di fondazione non differiscono da quelle usualmente adoperate per le fondazioni dirette. Andrà inoltre sempre effettuata la verifica a punzonamento.

5.7 - MICROPALI

I micropali (PALI RADICE) sono pali con sezione variabile dai 10 ai 25 cm, infissi nel terreno in direzione verticale o

inclinata.

Questi presentano notevoli vantaggi rispetto ai pali di grosso diametro tra cui il più importante è proprio la loro ridotta dimensione che ne consente l'impiego anche in ambienti che sarebbero inaccessibili per la formazione di palificate a grosso diametro. Si adoperano infatti carotatrici a rotazione di modesto ingombro.

Il terreno sottostante al solido di fondazione esistente non viene turbato dalla formazione del palo per cui la vecchia fondazione conserva le proprie caratteristiche statiche.

I micropali, al contrario dei pali di grosso diametro, possono essere realizzati all'interno dello spessore della fondazione esistente.

All'interno del foro si esegue un getto di calcestruzzo, previa l'inserimento dell'armatura; questo crea una superficie rugosa facendo sì che il micropalo funzioni essenzialmente per attrito laterale.

Per la corretta messa in opera dei micropali è bene ricorrere alle prove di carico dirette piuttosto che a laboriose indagini geologiche.

Per il dimensionamento di massima si può prevedere una lunghezza del palo come riportato in tabella (Lizzi):

$$P = D \cdot L \cdot K \cdot I$$

dove:

D è il diametro nominale del palo (diametro di perforazione) in cm;

L è la lunghezza del palo in cm;

K è un coefficiente che rappresenta l'interazione tra terreno e palo, in Kg/cm²;

I è un coefficiente di forma adimensionale che dipende dal diametro nominale del palo.

Per K ed I si possono adoperare i seguenti valori:

Si adoperano anche pali con tubo in acciaio cementato nel terreno con malta di cemento fluida iniettata a pressione che fuoriesce attraverso valvole lungo il tubo.

Si adoperano anche pali radice a base espansa. alla base dell'armatura si dispone una cella che rimane vuota durante il getto. In una fase successiva si inietta malta cementizia a pressione che forma una bolla fluida al piede del palo, formando così un bulbo alla base.

Spesso si ricorre ad un reticolo di micropali. si infiggono nel terreno pali di piccolo diametro secondo direzioni variabili così da costituire un complesso tridimensionale resistente.

6. LA RIPARTIZIONE DELLE AZIONI ORIZZONTALI TRA LE PARETI DI TAGLIO

Le azioni orizzontali (vento, sisma) vengono ripartite tra le pareti di taglio della struttura, con funzionamento scatolare, se gli impalcati sono in grado di svolgere il ruolo di efficaci diaframmi orizzontali.

La rigidezza degli impalcati, nel piano orizzontale, influenzerà, quindi, notevolmente il metodo con cui calcolare la distribuzione delle forze orizzontali tra le pareti di taglio.

si possono distinguere due casi limite:

1. impalcati aventi rigidezza trascurabile nel loro piano (volte, solai in legno e solai in acciaio privi di collegamenti continui lungo il bordo in grado di trasferire le forze taglianti orizzontali alle pareti).

2. impalcati infinitamente rigidi nel loro piano ed efficacemente collegati alle strutture verticali (murature, telai in C.A.).

Nel primo caso la distribuzione delle azioni orizzontali avviene considerando le pareti indipendenti tra di loro, individuando per ciascuna di esse un'area di influenza ed applicando ad ognuna la forza orizzontale corrispondente alla rispettiva area di influenza.

Nel caso di impalcati infinitamente rigidi, le azioni orizzontali si ripartiscono tra le pareti di taglio verticali proporzionalmente alla loro rigidezza K, trascurando la rigidezza delle pareti ortogonali alla direzione delle azioni applicate. La rigidezza dei solai e delle fasce di interpiano viene assicurata adottando solai in laterocemento con sovrastante soletta in C.A. armata con rete elettrosaldata e collegati alla muratura da cordoli di adeguato spessore ancorati alla muratura.

Il procedimento per la determinazione delle forze orizzontali su ciascuna parete si può così schematizzare:

1. determinazione della rigidezza di ciascuna parete.

La rigidezza di una parete (forza orizzontale necessaria a provocare uno spostamento unitario), dipende dai vincoli della parete. Nel caso di edifici in muratura a più piani, la rigidezza di una parete, avente spessore t, lunghezza b e d altezza H viene calcolata con la formula

$$K = (G_m \times A) / (1,2 \times H) \times 1 / [1 + (G_m \times H^2) / (1,2 \times E_m \times L^2)]$$

in cui:

E_m è il modulo di elasticità della muratura

G_m è il modulo di elasticità trasversale

A è l'area del setto $A = t \cdot b$.

In genere, in mancanza di dati diretti, per murature esistenti, si può assumere $E_m = 6 G_m$

ed $G_m = 1100 \tau_k$, dove τ_k è la resistenza caratteristica di progetto a taglio della parete.

l'edificio ha pianta simmetrica, il baricentro delle masse e quello delle rigidezze coincidono e non insorgono effetti torzionali, per cui si ripartiscono le forze proporzionalmente alle rigidezze dei setti murari.

2. individuazione del baricentro delle rigidezze.

Il baricentro delle rigidezze si individua con le formule:

$$X_R = \sum K_{y,i} \cdot X_i / \sum K_y$$

$$Y_R = \sum K_{x,i} \cdot Y_i / \sum K_x$$

dove

$K_{y,i}$ è la rigidezza della parete i-esima parallela all'asse Y

$K_{x,i}$ è la rigidezza della parete i-esima parallela all'asse X.

La sommatoria è estesa a tutte le pareti che compongono il piano.

3. individuazione della retta di azione della forza orizzontale e calcolo della eccentricità della forza rispetto al baricentro delle rigidezze.

Nel caso del vento la forza orizzontale passa per il baricentro geometrico del prospetto investito dal vento.

Nel caso di azione sismica la risultante delle forze orizzontali, ad ogni piano, passa per il baricentro dei carichi che si ipotizzano concentrati a livello dei solai.

Le coordinate del baricentro delle masse (carichi) sono fornite dalle formule:

$$X_M = \sum \sigma A x / \sum \sigma A$$

$$Y_M = \sum \sigma A y / \sum \sigma A$$

dove σA è lo sforzo normale su ogni setto murario.

Le eccentricità saranno quindi:

$$E_x = X_M - X_R$$

$$E_y = Y_M - Y_R$$

Ed il momento torcente indotto dalle eccentricità sarà:

$$M_x = R E_y$$

$$M_y = R E_x$$

dove R è la risultante delle azioni orizzontali al piano considerato.

4. ripartizione delle azioni orizzontali

Per la ripartizione delle azioni orizzontali tra le varie pareti del piano considerato si adottano le formule, supposto che la forza di piano R abbia direzione y :

$$F_{yi} = [(K_{yi} / K_y) \times R_y] + [K_{yi} \times X_i \times (M_y / J_R)]$$

$$F_{xi} = - [K_{xi} \times Y_i \times (M_y / J_R)]$$

dove

F_{xi} è la forza orizzontale agente sulla parete i-esima parallela all'asse X

F_{yi} è la forza orizzontale agente sulla parete i-esima parallela all'asse Y

R_x forza orizzontale parallela all'asse delle X

R_y forza orizzontale parallela all'asse delle Y

$$K_y = \sum K_{yi}$$

J_R è il momento d'inerzia polare pari a:

$$J_R = \sum K_{xi} (Y_i - Y_R)^2 + \sum K_{yi} (X_i - X_R)^2$$

La forza orizzontale su ciascuna parete è data, allora, dalla somma di due contributi, il primo dovuto alla forza orizzontale R ed il secondo al momento torcente M.

Il codice di calcolo automatico, che si basa sulle ipotesi fatte sopra, è il cosiddetto **POR**, introdotto dopo il terremoto del Friuli del 1976 e consigliato anche dalle normative, del quale esistono in commercio svariate versioni.

7. LA VERIFICA DI RESISTENZA

Dopo aver determinato le forze orizzontali e verticali agenti su ciascun maschi murario, è possibile determinare le sollecitazioni flettenti M e taglianti T.

Nel caso di pareti con modesto rapporto tra altezza e lunghezza prevale l'azione del taglio; in questo caso, se le fasce di interpiano sono sufficientemente rigide, il collasso sismico avviene col manifestarsi di lesioni diagonali incrociate fra le aperture (vedi figura); la verifica sarà effettuata a taglio.

E' questo il caso che si verifica per edifici di limitatata altezza (2 o 3 piani) e con fasce di interpiano tra le aperture, contigue e sovrapposte, molto rigide.

Quando invece le pareti sono molto snelle (edifici di 4 piani e oltre, nuovi edifici) o le fasce di interpiano non sono sufficientemente rigide (presenza di parapetti per esempio) il collasso sismico si manifesta con rottura diagonale a taglio delle fasce di piano, seguita da quello dei maschi murari per effetto combinato di flessione e taglio.

La verifica dovrà allora essere condotta, a favore di sicurezza, schematizzando le pareti come mensole elastiche piane, rinunciando a qualsiasi distribuzione elasto-plastica delle forze ed effettuando la verifica a pressoflessione e taglio secondo il D.M. 20/11/1987.

Le forze ai vari piani agenti sui singoli setti murari si calcolano ancora ridistribuendo l'azione sismica totale al piano tra i setti proporzionalmente alla loro rigidezza e tenendo conto degli effetti torzionali, con il metodo sopra esposto.

E' quindi concettualmente, in questi casi, sbagliato adoperare codici di calcolo POR per la verifica sismica.

8. LA VERIFICA SISMICA CON IL METODO POR

Un edificio in muratura si considera collassato quando per una parete di taglio:

- si raggiunge la resistenza di progetto (metodo agli stati limite ultimi) o la tensione ammissibile (metodo delle tensioni ammissibili)

- lo spostamento raggiunge il suo valore ultimo.

Si hanno, allora, due metodi di verifica, il primo con semplice controllo delle resistenze, il secondo con controllo degli spostamenti e quindi della duttilità.

Nella verifica con controllo della resistenza si verifica che l'azione $V_{d(i)}$ di taglio indotta nella parete i-esima sia minore della sua resistenza di progetto $R_{vd(i)}$.

$$V_{d(i)} < R_{vd(i)}$$

Se la verifica è invece effettuata con il metodo delle tensioni ammissibili si controlla che la tensione tangenziale media t nel maschio murario sia minore di quella ammissibile.

La Normativa sismica in vigore impone però di effettuare la verifica a rottura (stati limite).

Nella verifica con controllo di duttilità si adotta una ipotesi di comportamento elasto-plastico del setto murario.

Le pareti, superata la soglia di resistenza elastica, hanno escursioni in campo plastico. La verifica sarà allora effettuata, con il metodo agli stati limite, confrontando la resistenza della struttura nel suo complesso R_{vd} , vale a dire il valore della forza orizzontale che determina la situazione di collasso, con il valore della azione orizzontale di progetto F_d .

$$\text{Verifica } F_d < R_{vd}$$

Questo suppone che tutte le pareti siano collegate da impalcati sufficientemente rigidi nel piano orizzontale. In tal modo le azioni esterne applicate possono superare il valore per il quale una parete (s) raggiunge il suo limite di resistenza $R_{vd,(s)}$ e gli ulteriori incrementi di carico saranno ripresi dalle altre pareti ancora in fase elastica, le quali deformandosi ulteriormente, forzeranno la prima parete ad iniziare al sua escursione in campo plastico.

Quando per una parete generica (s) si ha che $V_s = R_{vd,(s)}$ il taglio in essa si mantiene bloccato a questo valore e gli ulteriori incrementi di forza esterna vengono affidati alle altre strutture di controvento, introducendo nei calcoli per questa parete la rigidezza secante al posto di quella originaria elastica.

Il procedimento si itera finchè per una parete si raggiunge lo spostamento ultimo, oppure, quando tutti i pannelli sono plasticizzati e il complesso non è perciò più in grado di assorbire incrementi di carico.

Il diagramma di comportamento di una parete è schematizzato con una bilatera (vedi figura).

Si fanno nel calcolo le seguenti ipotesi (valevoli per edifici con pareti non snelle):

Il comportamento della parete nel suo complesso viene schematizzato come un telaio a traversi infinitamente rigidi (shear Type) con i ritti costituiti dai maschi murari e i traversi dalle fasce di interpiano tra le aperture;

La rottura dei maschi murari avvenga a taglio e nella valutazione della loro resistenza possono essere trascurate le aliquote di sforzo normale dovute alle azioni orizzontali applicate per effetto del funzionamento a telaio.

Si può così analizzare il funzionamento di ciascuna parete singolarmente, considerandola incastrata alla base e soggetta alla somma delle forze agenti su di essa e al di sopra di essa: In tal modo tutti i maschi possono essere schematizzati adottando il diagramma di comportamento sopra descritto.

Il codice di calcolo POR ipotizza un comportamento delle pareti del tipo descritto.

Nel caso di irregolare distribuzione delle aperture (vani di finestre o porte) nei maschi murari si provvede alla cerchiatura delle aperture stesse tramite telai chiusi in C.A o in acciaio collegati alla muratura adiacente. Tali telai avranno una rigidezza alla traslazione orizzontale tale da far sì che la rigidezza del maschio murario sia uguale o superiore a quella senza la presenza dell'apertura. In questo modo lo schema statico del complesso può schematizzarsi come un assemblaggio di pannelli "a taglio".

9. VERIFICA SIMICA – Analisi statica lineare

1. La verifica delle strutture è eseguita con riferimento alla resistenza a rottura delle murature adottando un coefficiente di struttura uguale a 4 ($\beta = 4$).

La forza sismica di progetto, agente sull'intero edificio, viene valutata con la formula:

$$R_t = (\beta \cdot C) \cdot W_t$$

in cui:

W_t è il peso totale dell'edificio calcolato tenendo conto dei coefficienti di riduzione dei carichi accidentali.

Peso di piano $W_i = G_i + s Q_i$

Coeff. di riduzione dei sovraccarichi $s = 0,33$ per civile abitazione;

Grado di sismicità S , con valore 6, 9 o 12;

Coeff. di intensità sismica $C = (S-2)/100$

Coefficiente di protezione sismica $I = 1,0$

Coefficiente di fondazione 1

Coefficiente di Risposta $R=1$

Coefficiente di struttura $\beta = 4$

Coefficiente di distribuzione $\gamma_i = h_i \cdot \Sigma W_j / \Sigma (W_j \cdot h_j)$

La forza sismica all'i-esimo piano sarà:

$$R_i = K_{hi} \cdot W_i$$

2. Lo sforzo di taglio massimo agente sul singolo setto murario viene ricavato con la formula nella

$$R_{vd} = b \cdot t \cdot \tau_k \cdot \text{rad} [1 + (\sigma_0 / 1,5 \tau_k)]$$

in cui :

R_{vd} è la forza ultima agente sulla parete

b è la larghezza della parete

t è lo spessore

τ_k è la resistenza caratteristica a taglio

σ_0 è la tensione normale media agente sul muro.

3. La rigidezza in fase elastica K si calcola con la formula vista in precedenza. In fase plastica la rigidezza è data dalla formula $K = R_{vd}/d$, dove d è maggiore di δ_e al limite elastico e minore di $\mu \cdot \delta_e$, spostamento al limite ultimo.

Dove con μ si è indicata la duttilità della muratura (variabile tra 1 ed 2).

4. Solai considerati infinitamente rigidi nel loro piano
5. Le forze sismiche a livello di ciascun piano sono considerate applicate nel baricentro dei carichi del piano stesso.
6. La verifica deve essere condotta secondo due direzioni tra loro ortogonali, cioè considerando che l'azione sismica agisca non contemporaneamente secondo due direzioni ortogonali.
7. L'azione sismica si ripartisce proporzionalmente alle rigidezze dei setti murari, considerando gli eventuali effetti torcenti.
8. La verifica avviene passo-passo, come sopra descritto, fino a che una delle pareti non abbia raggiunto il suo limite di spostamento ultimo.

Piano per piano deve essere confrontato il valore della forza reagente ultima con la forza di progetto.

Dovrà risultare:

$$\sum R_{vi} / \gamma \cdot \beta \cdot C \cdot W_t > 1$$

Il programma POR conduce la verifica nel seguente modo:

- quando almeno un setto di piano entra in fase plastica, cioè il suo spostamento è superiore a quello elastico e quindi raggiunge il valore R_{ui} , il piano abbandona il comportamento elastico.
- il collasso dell'intero piano avviene quando uno dei setti murari, che lo compongono, supera il limite ultimo di deformazione.
- la verifica viene condotta al limite elastico, al limite di fessurazione, al limite ultimo plastico, ma perchè l'edificio sia verificato è sufficiente che il rapporto visto sopra sia superiore ad uno al limite ultimo.

RIFERIMENTI NORMATIVI:

- L. n. 64 del 02.02.74 " Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche".
- D.M. 21.01.81 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- D.M. 02.07.81 "Normativa per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia".
- D.M. 12.02.82 "Criteri per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"
- Circ. Min. LL. PP. n.21745 del 30.07.81 "Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma" (L. n.219/81).
- D.M. 16.01.96 "Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche".
- Circ. Min. LL. PP. n. 27690 del 19.07.86 " Istruzioni per l'applicazione del D.M. 24.01.86 relativo alla normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica".
- D.M. 20.11.87 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".

Pisa, A.S. 2006-2007