

COMUNE DI SARACENA

Provincia di Cosenza



*Lavori di “Miglioramento sismico edificio strategico - OCDPC 171 del 19/06/2014 -
Municipio e sede C.O.C.” – Comune di Saracena*

Progetto Esecutivo



C01 – QUADRO ECONOMICO DI PROGETTO

R.U.P.

Ing. Luigi Vacca

PROGETTISTI

Arch. Giulio Cesare Guccione

Arch. Mario Pio Longo

Ing. Marco Lanza

Ing. Antonio De Marco

INDICE

| | |
|---|----|
| PREMESSA | 1 |
| ANALISI DEL CONTESTO TERRITORIALE | 2 |
| - Descrizione generale dell'opera..... | 3 |
| - Rilievo fotografico | 5 |
| - Adeguamento sismico dell'edificio | 6 |
| - Normativa di Riferimento | 6 |
| - Analisi storico – critica | 6 |
| - Individuazione dell'organismo strutturale | 6 |
| - Azione sismica di Progetto | 7 |
| - Caratterizzazione meccanica dei materiali..... | 7 |
| - Livello di Conoscenza..... | 10 |
| - Valutazione della vulnerabilità sismica e calcolo del coefficiente di sicurezza | 15 |
| TIPOLOGIA E FINALITÀ DI INTERVENTO | 18 |
| - Sistema delle cuciture attive | 19 |
| - Incamiciatura della struttura portante | 25 |
| - Ringrosso delle travi di fondazione | 28 |
| CONCLUSIONI..... | 28 |

PREMESSA

La presente relazione viene redatta allo scopo di descrivere il progetto finalizzato ai lavori di adeguamento sismico della sede municipale e Centro Operativo Comunale (C.O.C.) del Comune di Saracena in provincia di Cosenza, ai sensi delle NTC D.M. 14 gennaio 2008 integrate con la Circolare 2 febbraio 2009.

La valutazione della sicurezza sismica del fabbricato in questione viene condotta nel rispetto dei requisiti e dei procedimenti che vengono esposti dalle NTC 2008 integrate con la Circolare applicativa, relativamente agli edifici a struttura mista. Lo scopo principale di tale approfondimento è quello di stabilire se l'edificio esistente è in grado di resistere alla combinazione di progetto richiesta dalla norma; a tal fine le NTC e la Circolare n.617 forniscono gli strumenti per la valutazione della sicurezza dell'edificio. Le costruzioni esistenti cui si applicano le norme sopra citate sono quelle la cui struttura sia completamente realizzata alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento.

Vengono introdotti, fra gli altri, i concetti di livello di conoscenza (relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali) e fattore di confidenza (che modificano i parametri di capacità in ragione del livello di conoscenza).

Si definiscono le situazioni nelle quali è necessario effettuare la valutazione della sicurezza che, per le costruzioni esistenti, potrà essere eseguita con riferimento ai soli Stati Limite Ultimi. In particolare si prevede che la valutazione della sicurezza dovrà effettuarsi ognqualvolta si eseguano interventi strutturali e dovrà determinare il livello di sicurezza della costruzione prima e dopo l'intervento.

Per vulnerabilità sismica di un edificio si intende pertanto l'attitudine dello stesso a resistere ad un terremoto di progetto per mezzo delle capacità di deformazione e resistenza delle sue strutture verticali ed orizzontali.

Dai risultati di studi e rilievi diagnostici è emerso che il fabbricato, necessita di un approfondimento dal punto di vista del comportamento dinamico delle strutture, finalizzato ad un intervento di adeguamento sismico

ANALISI DEL CONTESTO TERRITORIALE

Saracena è un comune italiano di 3 876 abitanti situato nella parte settentrionale della provincia di Cosenza in Calabria, confinante a nord con i comuni di Morano Calabro, San Basile e Mormanno, a est con Castrovilli, a sud con Firmo, Lungro ed Altomonte e ad ovest con Orsomarso. Saracena è situata su una collina rocciosa che si sviluppa sul versante est della valle del fiume Garga ai piedi dei Monti di Orsomarso, questi ultimi appendice meridionale del Parco nazionale del Pollino.

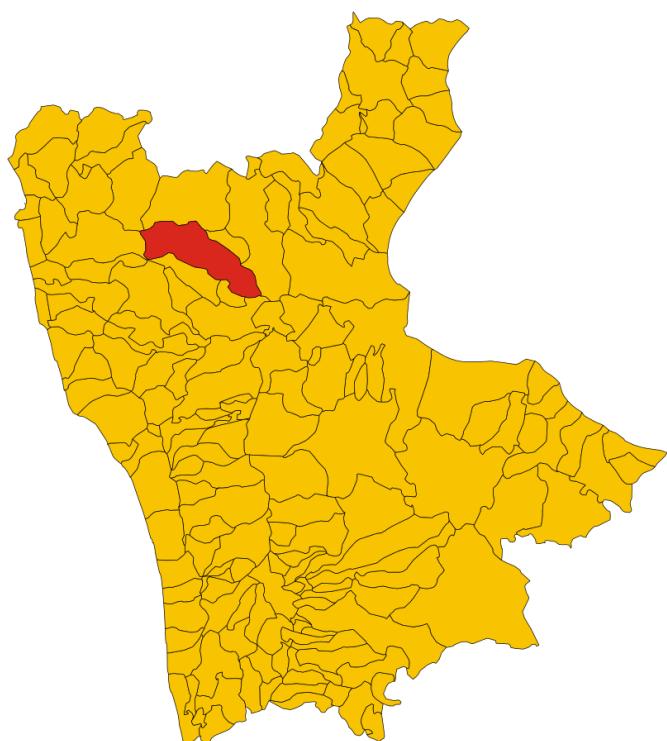


Figura 1 - Posizione del comune nel territorio provinciale

Descrizione generale dell'opera

La struttura, è ubicata nel centro abitato in Via C. Pisacane n.4 nel Comune di Saracena (CS) ad una altitudine di circa 692 m.s.l.m.

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza.

Il rilievo è stato svolto al fine di individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Sulla base dei documenti reperiti e facendo seguito ai sopralluoghi ed ai rilievi eseguiti è stato possibile identificare nel dettaglio la geometria strutturale ed architettonica dell'immobile, nonché la stratigrafia dei solai, delle tamponature esterne e dei tramezzi interni. Il rilievo è stato mirato nell'individuare l'organismo resistente della costruzione, analizzando dettagliatamente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Sono stati rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

L'edificio è costituito da 4 impalcati più copertura piana.

Il piano seminterrato, ha una superficie londa di 243 m². Vi si accede dal lato Sud-Est del fabbricato mediante un percorso carrabile che lo raccorda al piano stradale. L'interno è suddiviso in tre parti principali, uno di questi è adibito a deposito mezzi. Il seminterrato si presenta libero parzialmente dal lato sud-est adiacente ad un'altra struttura.

Il piano terra, occupa una superficie di 315 m² circa. L'entrata principale è sul Lato Est del fabbricato, a sinistra del quale si articola il corpo scala costituito da due rampe con pianerottolo intermedio. L'interno è organizzato in diversi locali che accolgono gli uffici comunali e i servizi per il personale e il pubblico.

Il piano primo, ricopre una superficie di circa 382 m². L'interno è organizzato, come per il piano sottostante, in diversi locali che accolgono gli uffici comunali.

Il piano secondo, ha una superficie di circa 362 m². L'interno è organizzato in diversi locali che accolgono gli uffici comunali e i servizi per il personale e il pubblico, come per il piano sottostante.

La struttura portante è costituita da telai in calcestruzzo cementizio armato, la copertura da solai in c.a. e laterizi con soprastante impermeabilizzazione. I vari telai sono collegati tra di loro e rigidamente incastrati alle fondazioni costituite da travi rovesce continue.

I solai di impalcato sono del tipo misto con travetti prefabbricati in c.a. e laterizi. La scala interna è costituita da travi a ginocchio con gradini a sbalzo.

Lo stato di conservazione dell'edificio, a seguito del rilievo effettuato, è da ritenersi nel complesso buono; non sono presenti nel suo interno lesioni riconducibili a cedimenti di fondazione.



Figura 2 - Ubicazione del Municipio di Saracena

Rilievo fotografico

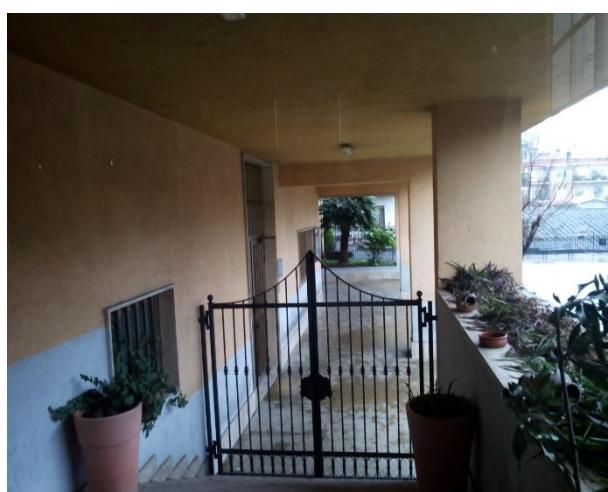


Figura 2 – Rilievo fotografico edificio in esame

Adeguamento sismico dell'edificio

Normativa di Riferimento

L'intervento di adeguamento sismico viene realizzato in conformità alle vigenti Norme tecniche, ed in particolare alle seguenti Leggi e Raccomandazioni:

- “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 14/01/2008 suppl. 30 G.U. n.29 del 4/02/2008
- “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, Circolare del 02/02/2009
- “Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni”, redatto dalla Reluis in collaborazione con il Dipartimento della Protezione Civile
- “Linee guida – Procedura generale per la progettazione, modellazione, calcolo e verifica di edifici in muratura rinforzati con il sistema di cucitura attiva CAM”, EDIL CAM Sistemi S.r.l.

Analisi storico – critica

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato.

Individuazione dell'organismo strutturale

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza.

Nel rilievo sono state rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica. Il rilievo è stato svolto al fine di individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Sono stati rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno. Sulla base dei documenti

reperiti e facendo seguito ai sopralluoghi e ai rilievi eseguiti presso la struttura scolastica è stato possibile identificare la geometria della struttura.

Azione sismica di Progetto

Ai sensi della normativa in materia, D.M. 14/01/2008 – “*Norme Tecniche per le Costruzioni*”, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla Pericolosità sismica di base del sito di costruzione.

Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $Se(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, nel periodo di riferimento VR. In alternativa è ammesso l’uso di accelerogrammi purché correttamente commisurati alla pericolosità del sito. Nel caso in esame, poiché gli accelerogrammi calcolati risultano più bassi rispetto a quelli di Normativa, a vantaggio di sicurezza si utilizzeranno gli spettri forniti dalla stessa. Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna della probabilità di superamento di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori a_g , F_0 e T_c^* sono riportati nell’allegato B delle NTC; di essi si fornisce la rappresentazione in termini di andamento medio in funzione del periodo di ritorno T_R , per l’intero territorio nazionale. Si riportano inoltre, in corrispondenza di ciascun valore di T_R , i relativi intervalli di confidenza al 95% valutati con riferimento ad una distribuzione *Log-normale*, per fornire una misura della loro variabilità sul territorio.

Nel caso di costruzioni di notevoli dimensioni, va considerata l’azione sismica più sfavorevole calcolata sull’intero sito ove sorge la costruzione e, ove fosse necessario, la variabilità del moto.

Caratterizzazione meccanica dei materiali

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si è basati su documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali.

| P R E L. | Ø DIAMETRO NOMINALE(*) mm | PESO/ml Kg | D DIAMETRO EFFETTIVO mm | SEZIONE EFFETTIVA mm ² | TENSIONE | | | $\frac{f_y}{f_y k}$ | $\frac{f_t}{f_y}$ | Allungamento % DI ROTTURA su 5 Ø | PIEGAMENTO | | |
|-------------------|------------------------------------|---------------|----------------------------------|---|-----------------------------|-------------------------|----------------|---------------------|-------------------|---|------------|--------------------------------|-----|
| | | | | | SNERVAMENTO f_y MPa | ROTTURA f_t MPa | su MANDRINO | | | | a 180° | a 90° e RADDRIZZA- MENTO | |
| F1 | 16 | 1,576 | 15,99 | 200,72 | 403 | 626 | 0,94 | 1,55 | 26,25 | 5 Ø | | | (*) |
| F2 | 14 | 1,244 | 14,21 | 158,52 | 488 | 732 | 1,13 | 1,50 | 14,29 | 5 Ø | | | (*) |
| F3 | 12 | 0,892 | 12,03 | 113,62 | 503 | 758 | 1,17 | 1,51 | 25,00 | 5 Ø | (*) | | |
| F4 | 14 | 1,236 | 14,16 | 157,42 | 483 | 739 | 1,12 | 1,53 | 18,57 | 5 Ø | | | (*) |
| F5 | 16 | 1,587 | 16,04 | 202,12 | 402 | 627 | 0,93 | 1,56 | 25,00 | 5 Ø | | | (*) |
| F6 | 14 | 1,230 | 14,13 | 156,71 | 477 | 729 | 1,11 | 1,53 | 21,43 | 5 Ø | | | (*) |
| F7 | 16 | 1,514 | 15,67 | 192,83 | 388 | 575 | 0,90 | 1,48 | 32,50 | 5 Ø | | | (*) |
| F8 | 16 | 1,550 | 15,85 | 197,42 | 468 | 701 | 1,09 | 1,50 | 25,00 | 5 Ø | | | (*) |
| F9 | 16 | 1,550 | 15,86 | 197,50 | 452 | 685 | 1,05 | 1,52 | 22,50 | 5 Ø | | | (*) |
| F10 | 16 | 1,555 | 15,88 | 198,05 | 404 | 627 | 0,94 | 1,55 | 26,25 | 5 Ø | | | (*) |
| F11 | 16 | 1,574 | 15,98 | 200,54 | 411 | 617 | 0,96 | 1,50 | 13,75 | 5 Ø | | | (*) |
| F12 | 16 | 1,555 | 15,88 | 198,12 | 455 | 697 | 1,06 | 1,53 | 21,25 | 5 Ø | | | (*) |

Tabella 1 - Prove di indagini su prelievo di barre di armatura - Resistenza a trazione

| Prelievo Carota | Direz. di estraz. | Contrassegno e posizione in opera (*) | | | H mm | Sezione mmq | H/Ø λ | Massa Volumica KN/mc | Data del getto (*) | ROTTURA | | |
|--------------------|-------------------------|---|-------------------------------|-----------|---------|----------------|------------------|----------------------------|--------------------------|---------|------|---|
| | | Carico Totale KN | Resistenza Unitaria MPa | Tipo * | | | | | | | | |
| 1 | P | C1 - PILASTRO 2°ORDINE | | | 99 | 7698 | 1,00 | 22,83 | >28gg | 278,0 | 36,1 | S |
| 2 | P | C2 - " | | | 100 | 7698 | 1,01 | 24,29 | " | 304,0 | 39,5 | S |
| 3 | P | C3 - " | | | 100 | 7698 | 1,01 | 24,16 | " | 281,0 | 36,5 | S |
| 4 | P | C4- PILASTRO 3°ORDINE | | | 99 | 7698 | 1,00 | 22,96 | " | 102,0 | 13,3 | S |
| 5 | P | C5 - " | | | 100 | 7698 | 1,01 | 23,38 | " | 83,0 | 10,8 | S |
| 6 | P | C6 - " | | | 100 | 7698 | 1,01 | 23,64 | " | 215,0 | 27,9 | S |
| 7 | P | C7 - PILASTRO 4°ORDINE | | | 100 | 7698 | 1,01 | 23,38 | " | 220,0 | 28,6 | S |
| 8 | P | C8- " | | | 100 | 7698 | 1,01 | 23,51 | " | 240,0 | 31,2 | S |
| 9 | P | C9- " | | | 100 | 7698 | 1,01 | 23,25 | " | 196,0 | 25,5 | S |
| 10 | P | C10- PILASTRO 5°ORDINE | | | 100 | 7698 | 1,01 | 24,03 | " | 251,0 | 32,6 | S |
| 11 | P | C11- TRAVE 5°LIVELLO | | | 99 | 7698 | 1,00 | 23,62 | " | 176,0 | 22,9 | S |
| 12 | P | C12- TRAVE 2°LIVELLO | | | 99 | 7698 | 1,00 | 23,23 | " | 108,0 | 14,0 | S |

Tabella 2 – Prove di indagini su prelievo campione di calcestruzzo- Resistenza a compressione



Figura 3 – Prelievo barre di armatura



Figura 4 – Prelievo carote di cls

Livello di Conoscenza

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, sono stati individuati i “livelli di conoscenza” dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali), e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello. Il lavoro svolto si è articolato nelle seguenti fasi:

- **Definizione del livello di approfondimento per le indagini in sito:**

Il livello di approfondimento delle indagini sull’edificio viene definito in relazione alle NTC 2008 e alla Circolare applicativa ed in base ai requisiti di regolarità geometrica dell’edificio; Una volta definito il livello di verifica, si definisce il Livello di Conoscenza dell’opera che dovrà sopportare una serie di prove sui materiali ed un’analisi dei dettagli costruttivi più o meno spinta. Da ciò si perviene alla definizione del Fattori di Confidenza cioè fattore riduttore della resistenza del materiale.

- **Analisi degli elaborati d’archivio storico:**

Vengono reperiti tutti i documenti inerenti l’opera oggetto di studio al fine di trarre spunti ed informazioni atti alla redazione del progetto d’adeguamento sismico, nonché definire i punti dell’edificio in cui è possibile saggiare i diversi materiali, essendo ad oggi la struttura intonacata quindi non ben visibili nelle sue parti strutturali.

- **Analisi dello stato di fatto:**

Analisi dell’edificio per materiali, geometria ed eventuali problemi presenti, definizione del livello di approfondimento delle indagini in sito, in particolare dovranno essere reperiti informazioni di cui al punto C8A.1.B delle NTC 2008 e della Circolare applicativa.

- **Rilievo geometrico e fotografico dell’edificio:**

Rilievo in sito delle caratteristiche geometriche dell’edificio e di ogni sua parte, rilievo fotografico dell’intero edificio e di ogni sua singolarità (fessure, crepe e cedimenti).

- **Rilievo dei dettagli costruttivi:**

Rilievo in sito realizzato con operatori idonei alle demolizioni di parti non strutturali senza intaccare le parti strutturali, al fine di leggere i dettagli costruttivi circa la presenza di architravi, solette di irrigidimento e strutture spingenti, elementi complementari potenzialmente vulnerabili.

- **Rilievo dello stato fessurativo:**

Rilievo sulle condizioni attuali delle parti strutturali e dei tamponamenti per mettere in relazione le cause dei dissesti in atto con gli effetti prodotti da un potenziale evento sismico.

- **Indagini diagnostiche sulle strutture portanti verticali ed orizzontali:**

La programmazione delle prove sulle strutture in c.a. sono state concordate ed eseguite in relazione alla possibilità di realizzare un tipo specifico di prova e l'attendibilità dei suoi risultati. Sono state eseguite indagini mirate alla caratterizzazione delle qualità fisico meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio nonché saggi mirati alla definizione delle geometrie strutturali e della disposizione delle armature all'interno dei vari elementi trave e pilastro di cui è composta la struttura scolastica.

- **Programma delle indagini geognostiche:**

La programmazione dei sondaggi in sito, necessaria alla definizione della tipologia di sottosuolo, è stata condotta secondo quanto previsto al punto 3.2.2. delle NTC 2008 e della Circolare applicativa. La quota di prova viene determinata dalla litologia presente e dalla potenza degli strati appartenenti al Free Field, secondo la moderna teoria della geotecnica dei terreni in zona sismica. Le prove da realizzarsi possono essere del tipo 'Standard Penetration Test' ovvero prove sismiche.

- **Definizione del livello di conoscenza:**

Il livello di conoscenza viene definito dal livello di verifica e dalla tipologia strutturale dell'opera; nelle NTC 2008 e nella Circolare applicativa vengono definiti tre Livelli di Conoscenza a cui corrispondono Fattori di Confidenza da utilizzarsi nell'elaborazione del modello strutturale teorico.

- **Modellazione e verifica sismica:**

Dall'analisi del rilievo eseguito in sito e dall'acquisizione dei risultati delle prove distruttive e semidistruttive, si costruisce il modello di calcolo che meglio rappresenta il fabbricato oggetto di studio. Il modello deve rappresentare l'opera sia per geometria che per caratteristiche di rigidezza, per dettagli costruttivi e per punti singolari, scartando gli elementi complementari che non vengono coinvolti nel lavoro di deformazione dell'intera struttura soggetta ad evento sismico. A seconda del livello di verifica da eseguirsi ed a seconda della tipologia strutturale presente, si opera secondo un'analisi che può essere del tipo elastica lineare ovvero plastica non lineare, modale o statica equivalente. La struttura è vista come un organismo tridimensionale composto da elementi resistenti diversi: travi, pilastri, pareti, solai e platee, ciascuno dei quali descritto come solido tridimensionale di dimensione finita. Nella valutazione delle caratteristiche

di rigidezza degli elementi si tiene conto della dimensione finita delle sezioni e dell'ingombro finito dei nodi di interconnessione. Coerentemente con le caratteristiche degli edifici in cemento armato, il modello tiene conto del contributo irrigidente di ciascun solaio, modellando questi con elementi finiti bidimensionali connessi alle travi di contorno. Le travi di fondazione sono trattate dal programma come graticcio di travi elastiche su suolo elastico alla Winkler. Nell'analisi viene assunto un coefficiente di rigidezza di Winkler variabile da elemento ad elemento in funzione delle dimensioni di base. La platea di fondazione viene modellata come piastra nervata alla Kirchhoff su suolo elastico alla Winkler. La mesh di ciascun campo platea viene ottenuta mediante discretizzazione in elementi finiti triangolari. La verifica alle azioni sismiche è stata condotta con il metodo dinamico per sovrapposizione modale. Per tener conto di effetti dinamici locali, è stata utilizzata una distribuzione uniforme della massa sismica su tutti elementi. Per gli elementi monodimensionali è stato utilizzato un elemento finito con dodici variabili di spostamento nodale, con l'aggiunta di due ulteriori parametri che governano delle funzioni di forma interne (bubble functions). Gli effetti delle azioni sismiche orizzontali e verticali sono valutati mediante analisi dinamica linearizzata e sovrapposizione dei contributi modali, utilizzando la tecnica degli spettri di risposta, con le modalità prescritte dalla normativa. In aggiunta alle azioni sismiche legate ai modi naturali calcolati, sono stati inserite delle azioni sismiche di completamento modale. Il completamento modale introduce ulteriori modi di vibrazione che completano lo spettro già calcolato della sua parte complementare rispetto ai modi rigidi della struttura, e che raccolgono gli effetti dei modi a basso periodo trascurati dall'analisi modale. Il completamento modale svolge un ruolo particolarmente significativo nella valutazione degli effetti della componente verticale dell'accelerazione sismica che, tipicamente, tende ad eccitare prevalentemente i modi a basso periodo di vibrazione. La formula di combinazione modale utilizzata è la nota SRSS, in accordo con le normative vigenti. Sono stati considerati i seguenti stati limite di verifica, per i quali la normativa fissa l'azione sismica con una data probabilità di superamento, in un periodo di riferimento dipendente dal tipo e dalla classe d'uso della costruzione:

- SLO: S.l. di Operatività sismica (probabilità di superamento 81%)
- SLD: S.l. di Danno sismico (probabilità di superamento 63%)
- SLV: S.l. di Salvaguardia della vita ovvero Ultimo sismico (probabilità di superamento 10%)
- SLC: S.l. di Collaudo sismico (probabilità di superamento 5%)

Per ciascuno degli stati limite indicati sono stati valutati i periodi di ritorno dell'azione sismica, tenendo conto della probabilità di superamento prescritta dalla norma e ricavando il periodo di riferimento per l'azione sismica in base al tipo di costruzione e alla classe d'uso. In funzione dei periodi di ritorno e delle coordinate geografiche del sito, si valutano infine i parametri di pericolosità sismica per gli stati limite di interesse, estrapolando i valori dalle tabelle indicate alla normativa. La valutazione della sicurezza sismica, in particolare, è eseguita calcolando le accelerazioni al suolo (pga su roccia) sostenibili dalla struttura negli stati limite menzionati (SLD, SLV, SLC) e confrontandole con le corrispondenti accelerazioni di progetto, imposte dalla normativa.

- Quadro complessivo delle verifiche eseguite:

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti col metodo degli stati limite in accordo con le norme tecniche e le modalità operative specificate nel citato D.M. del 14/01/2008, applicati in maniera unitaria ed integrale all'intero organismo strutturale. Sono state considerate le combinazioni di azioni corrispondenti ai seguenti stati limite: quasi permanente, frequente, raro, ultimo non sismico, ultimo sismico, danno sismico e operatività sismico. Le verifiche delle sezioni sono condotte in campo elastico per gli stati limite di esercizio (verifiche tensionali e di fessurazione), ed in campo non lineare per gli stati limite ultimi (verifiche di resistenza ultima). Per ogni stato limite considerato, si è eseguito l'inviluppo delle azioni combinando le azioni base mediante fattori di combinazione assunti in valore minimo e in valore massimo, in accordo con le regole di combinazione prescritte dalla normativa. I fattori finali di combinazione per una particolare azione si ottengono come prodotto fra un fattore parziale Psi dipendente dal tipo di azione e un fattore parziale Gamma dipendente sia dall'azione che dalla combinazione di carico. In particolare, il fattore Psi tiene conto della ridotta probabilità di occorrenza simultanea di due o più azioni indipendenti e può assumere i valori Psi0, Psi1 e Psi2, che definiscono rispettivamente il valore raro, frequente e quasi-permanente dell'azione, riportati nella tabella 'Caratteristiche dei tipi di carico'. Il fattore Gamma tiene conto della possibilità che l'azione possa avere effetti favorevoli o sfavorevoli sulla sicurezza. Per tale ragione è considerato sempre ed in maniera indipendente sia in valore minimo (per minimizzare gli effetti favorevoli) sia in valore massimo (per massimizzare gli effetti sfavorevoli). I valori sono diversificati per le azioni di tipo permanente, variabile e sismico e sono riportati nella tabella 'Fattori di combinazione per l'inviluppo delle sollecitazioni'. Con tali regole di inviluppo si determinano i valori estremi di variabilità (minimo-massimo) delle caratteristiche di sollecitazione e per

entrambi tali valori vengono eseguite le verifiche. Questa strategia di inviluppo è ripetuta per tutte le combinazioni di carico prescritte dalla normativa. Gli elementi strutturali sono stati progettati in accordo con quanto prescritto nel citato D.M. del 14/01/2008. La struttura di elevazione con le armature già dimensionate è stata inoltre sottoposta ad analisi statica non lineare, eseguita per 4 direzioni sismiche orizzontali e per due distribuzioni, costante e lineare, delle accelerazioni sull'altezza del fabbricato. L'analisi è stata condotta applicando sulla struttura i carichi statici quasi-permanenti ed una distribuzione variabile di accelerazioni sismiche agenti in una prefissata direzione. Si instaura quindi un processo incrementale di carico sull'azione sismica, protratto fino al raggiungimento del collasso. Gli elementi resistenti sono considerati a comportamento elasto-plastico, a duttilità limitata e per essi sono valutate le rotazioni limite allo snervamento e al collasso, secondo le indicazioni contenute nella Opcm 3274 e nelle Ntc 2008.

Nel corso dell'analisi sono riconosciuti i seguenti stati limite:

- stato limite di danno (SLD), segnalato dal primo raggiungimento dello scorrimento limite di interpiano, in corrispondenza di una delle maglie di telaio di cui si richiede tale verifica;
- stato limite di salvaguardia vita (SLV), segnalato dal primo raggiungimento del 75% della rotazione di collasso in qualche elemento;
- stato limite di collasso (SLC), segnalato da una caduta di carico pari al 15% del valore massimo raggiunto. La normativa attuale prevede che tale tipo di analisi possa essere utilizzata per valutare con maggiore affidabilità il rapporto di sovraresistenza a_u/a_1 , fra le accelerazioni al limite ultimo e al limite elastico, che interviene nel calcolo del fattore di struttura e come metodo alternativo per la valutazione della sicurezza sismica di edifici nuovi o esistenti.

La valutazione della sicurezza sismica, in particolare, è eseguita calcolando le accelerazioni al suolo (pga su roccia) sostenibili dalla struttura negli stati limite menzionati (SLD, SLV, SLC) e confrontandole con le corrispondenti accelerazioni di progetto, imposte dalla normativa.

- Redazione degli elaborati grafici sulle strutture:

Rappresentazione grafica dei risultati e dell'intervento mediante dettagli costruttivi specifici per intervento, descrizione degli stessi; il tutto completo di relazione di calcolo per elementi strutturali.

Valutazione della vulnerabilità sismica e calcolo del coefficiente di sicurezza

La sicurezza sismica di un'opera civile, è funzione sia dell'intensità del terremoto (livello di moto sismico – pericolosità) che della risposta del complesso edilizio (livello di prestazione – vulnerabilità). Il terremoto è un evento non prevedibile a priori, né per intensità e neanche per posizione (epicentro). È però possibile stimare, per ciascun sito, la probabilità che una scossa sismica di una certa intensità si verifichi in un fissato periodo di tempo, ad esempio nei prossimi 50 anni. La curva che lega coppie di intensità-probabilità si chiama curva di pericolosità sismica. Convenzionalmente, la pericolosità di un sito è espressa dal valore dell'accelerazione di picco al suolo (PGA), misura dell'intensità del terremoto, cui corrisponde una probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni. La risposta del fabbricato all'azione sismica dipende invece dalla tipologia costruttiva (muratura, cemento armato o acciaio), dall'epoca e dalla qualità di costruzione, dallo stato di conservazione e dagli eventuali interventi di ristrutturazione eseguiti nel corso degli anni. La risposta di un edificio è definita in termini di spostamenti, deformazioni e forze che agiscono sugli elementi che lo compongono. In termini concettualmente sintetici, il rischio sismico di un'opera è dato dalla opportuna combinazione della pericolosità del sito e della vulnerabilità dell'opera. La pericolosità sismica è oggi completamente definita per tutto il territorio italiano grazie agli studi elaborati dall'Istituto Nazionale di Geofisica Vulcanologia (INGV). È stata utilizzata una metodologia che costituisce lo stato dell'arte in materia, nella quale le incertezze legate all'intensità ed alla posizione degli eventi sismici sono esplicitamente ed adeguatamente considerate (approccio probabilistico). Una prima ma significativa indicazione sulla pericolosità sismica in Italia è data dalla mappa di pericolosità sismica di riferimento per il territorio Nazionale 1, riportata nella figura sottostante.

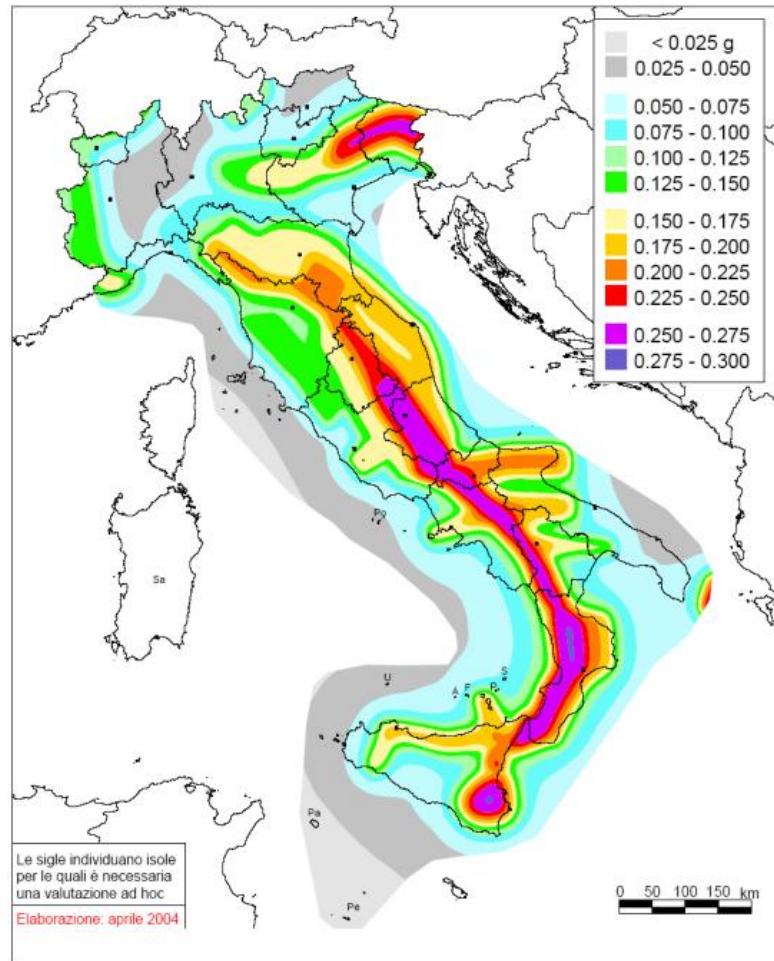


Figura 5 - INGV – Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale espressa in termini di PGA con TR=475 anni riferita a suoli rigidi (Ordinanza PCM 3519/2006)

La mappa riporta i valori della PGA con probabilità di superamento (Pr) del 10% in 50 anni, a cui corrisponde un periodo medio di ritorno pari a 475 anni. Il periodo di ritorno Tr è il numero medio di anni che trascorre tra due eventi di una prefissata Pr. Al diminuire di Pr, fissato l'intervallo temporale), cresce il periodo di ritorno: ad esempio, ad un evento sismico con probabilità d'occorrenza pari al 2% in 50 anni, corrisponde un periodo di ritorno di 2475 anni. Questo parametro, di immediata capacità comunicativa, è utilizzato correntemente per indicare l'intensità di un evento sismico. In Italia il massimo valore atteso di PGA per un evento sismico con TR = 475 anni è circa pari a 0,3g, come risulta osservando la mappa di pericolosità. Le aree ad elevato rischio sismico (PGA>0.25g) sono le zone appenniniche dell'Umbria alla Calabria, la parte sud-orientale della Sicilia e la zona del Friuli. Per la determinazione dell'azione sismica di progetto del sito si fa riferimento alle nuove Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC08, DM 14/01/2008 pubblicato sulla G.U. n.29 del 4/02/2008). L'azione sismica di progetto è definita a partire dalla “pericolosità sismica di base del sito della costruzione”, da identificarsi in un reticolo di riferimento che ricopre il territorio nazionale i cui nodi, definiti in termine di latitudine e longitudine, sono sufficientemente

vicini fra loro (non distano più di 10 km). Dunque, la vulnerabilità sismica di un edificio dipende principalmente da tre fattori: la tipologia costruttiva; l'epoca di realizzazione e qualità costruttiva; la storia e stato di manutenzione del fabbricato. Pertanto, è di fondamentale importanza l'indagine diretta effettuata sulla struttura e sui principali elementi non strutturali al fine di definire nel massimo dettaglio le loro caratteristiche geometriche esterne ed interne, la tipologia strutturale, l'efficacia dei collegamenti, la presenza e le dimensioni di giunti di separazione strutturale, le caratteristiche di un eventuale quadro fessurativo conseguente ad eventi sismici a ad altre azioni, ecc. Il numero di saggi sarà commisurato al grado di conoscenza conseguibile dal progetto considerando comunque le indicazioni minime contenute nell'OPCM 3274/2003 e successivi aggiornamenti. I rilievi, le prove e le indagini sono finalizzati al completamento dei dati di riferimento per la messa a punto di un modello di valutazione della vulnerabilità sismica. Il rilievo è stato finalizzato a definire la geometria delle parti resistenti. Le prove sono invece state finalizzate a definire le proprietà meccaniche dei materiali delle parti resistenti. Oltre alle prove distruttive, sono effettuate prove non distruttive finalizzate a verificare l'omogeneità delle caratteristiche meccaniche in tutta la struttura.

Gli interventi sulle strutture, volti a ridurre la vulnerabilità sismica, e quindi ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, sono da valutarsi nel quadro generale della conservazione e della funzione della costruzione. La scelta della strategia e della tecnica d'intervento dipendono dai risultati della precedente fase di valutazione. La valutazione della sicurezza e una chiara comprensione della struttura devono essere alla base delle decisioni e delle scelte degli interventi. In particolare, la scelta delle tecniche d'intervento è stata valutata caso per caso, dando la preferenza a quelle meno invasive e maggiormente compatibili con i criteri della conservazione, tenendo conto dei requisiti di sicurezza e durabilità. Particolare attenzione è stata posta per assicurare la reale efficacia degli interventi ed evitare dissesti che comportino il peggioramento delle caratteristiche della muratura o del funzionamento degli elementi costruttivi. Gli interventi proposti migliorano le condizioni generali dell'edificio e sotto un'azione sismica migliorano la risposta in termini di vulnerabilità sismica. La valutazione delle insufficienze di resistenza ha reso possibile la progettazione del adeguamento sismico. Si è scelto di utilizzare i materiali con quantitativi, tecniche e modalità di installazione tali da ottenere, in opera, il massimo delle loro prestazioni meccaniche, per come indicato nell'elaborato progettuale relativo agli interventi ed ai materiali.

Dall'analisi di vulnerabilità sismica della struttura allo stato di fatto, in accordo alla vigente normativa, si è potuto definire il rapporto capacità/domanda che esprime il livello di adeguatezza

rispetto allo stato limite di salvaguardia della vita. **Il fattore di sicurezza a allo stato di fatto risulta essere pari a 0,07.**

TIPOLOGIA E FINALITÀ DI INTERVENTO

Gli interventi sulle strutture, volti a ridurre la vulnerabilità sismica, e quindi ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, sono da valutarsi nel quadro generale della conservazione e della funzione della costruzione. La scelta della strategia e della tecnica d'intervento dipendono dai risultati della precedente fase di valutazione. La valutazione della sicurezza e una chiara comprensione della struttura devono essere alla base delle decisioni e delle scelte degli interventi. La valutazione delle insufficienze di resistenza ha reso possibile la progettazione dell'adeguamento sismico.

Si è scelto di utilizzare i materiali con quantitativi, tecniche e modalità di installazione tali da ottenere, in opera, il massimo delle loro prestazioni meccaniche, per come indicato nell'elaborato progettuale relativo agli interventi ed ai materiali. In particolare, la scelta delle tecniche d'intervento è stata valutata caso per caso, dando la preferenza a quelle meno invasive e maggiormente compatibili con i criteri della conservazione, tenendo conto dei requisiti di sicurezza e durabilità. Particolare attenzione è stata posta per assicurare la reale efficacia degli interventi ed evitare dissesti che comportino il peggioramento delle caratteristiche del telaio in C.A. o del funzionamento degli elementi costruttivi.

Nello specifico, per quanto riguarda i lavori di miglioramento sismico del Municipio e sede C.O.C. di Saracena si è eseguito un rinforzo degli elementi strutturali con sistema CAM. L'intervento con il Sistema di rinforzo CAM su elementi in Cemento Armato è costituito da nastri in acciaio ad alta resistenza singoli o sovrapposti posizionati in maglia chiusa e pretensionati così da imporre uno stato di confinamento all'elemento stesso. Ai quattro vertici della sezione dell'elemento vengono di norma posizionati quattro elementi pressopiegati ad L in acciaio con funzione di distribuzione delle azioni confinanti dei nastri (migliorandone così l'efficienza). Tali pressopiegati hanno la superficie interna a contatto con il calcestruzzo irruvidita da una apposita lavorazione e la superficie esterna estremamente liscia per consentire un pretensionamento uniforme dei nastri.⁷

Il sistema di rinforzo permette di ottenere i seguenti miglioramenti:

Aumento di resistenza e duttilità a compressione centrata mediante l'effetto del confinamento attivo;

- Aumento di duttilità a compressione del CLS con aumento della rotazione ultima della sezione a presso-flessione o flessione semplice;
- Aumento del Taglio resistente grazie alla aggiunta di armatura a taglio (staffatura dei nastri);
- Aumento di armatura a trazione e dunque del Momento Resistente nel caso in cui gli angolari vengano resi solidali alla sezione;

Il termine confinamento indica l'influenza che il rinforzo laterale esercita sul calcestruzzo portando ad una modificazione dello stato tensionale da uniassiale a pluriassiale.

Prove sperimentali hanno mostrato che quando il calcestruzzo è soggetto ad uno stato di compressione triassiale, si ha un incremento sia della resistenza che della duttilità rispetto al caso in cui si eserciti una compressione uniassiale.

Una duttilità adeguata degli elementi di telai in cemento armato è necessaria anche per assicurarsi che si possa verificare una certa ridistribuzione dei momenti. Per conseguire una sufficiente duttilità delle cerniere plastiche, si opera attraverso la disposizione di armature trasversali di acciaio sotto forma di spirali o staffe circolari o di staffe rettangolari, per confinare il calcestruzzo compresso. Ciò consente, inoltre, di prevenire fenomeni di instabilità nelle barre longitudinali, di evitare la rottura da taglio e di prevenire lo scorrimento delle armature nelle zone di ancoraggio.

Sistema delle cuciture attive

L'intervento con il Sistema delle cuciture attive su elementi in Cemento Armato è costituito da nastri in acciaio ad alta resistenza singoli o sovrapposti posizionati in maglia chiusa e pretensionati così da imporre uno stato di confinamento all'elemento stesso. Ai quattro vertici della sezione dell'elemento vengono di norma posizionati quattro elementi pressopiegati ad L in acciaio con funzione di distribuzione delle azioni confinanti dei nastri (migliorandone così l'efficienza). Tali pressopiegati hanno la superficie interna a contatto con il calcestruzzo irruvidita da una apposita lavorazione e la superficie esterna estremamente liscia per consentire un pretensionamento uniforme dei nastri.

Il sistema di rinforzo permette di ottenere i seguenti miglioramenti:

- Aumento di resistenza e duttilità a compressione centrata mediante l'effetto del

confinamento attivo;

- Aumento di duttilità a compressione del CLS con aumento della rotazione ultima della sezione a presso-flessione o flessione semplice;
- Aumento del Taglio resistente grazie alla aggiunta di armatura a taglio (staffatura dei nastri);
- Aumento di armatura a trazione e dunque del Momento Resistente nel caso in cui gli angolari vengano resi solidali alla sezione;

Il termine confinamento indica l'influenza che il rinforzo laterale esercita sul calcestruzzo portando ad una modifica dello stato tensionale da uniassiale a pluriassiale.

Prove sperimentali hanno mostrato che quando il calcestruzzo è soggetto ad uno stato di compressione triassiale, si ha un incremento sia della resistenza che della duttilità rispetto al caso in cui si eserciti una compressione uniassiale.

Una duttilità adeguata degli elementi di telai in cemento armato è necessaria anche per assicurarsi che si possa verificare una certa ridistribuzione dei momenti. Per conseguire una sufficiente duttilità delle cerniere plastiche, si opera attraverso la disposizione di armature trasversali di acciaio sotto forma di spirali o staffe circolari o di staffe rettangolari, per confinare il calcestruzzo compresso. Ciò consente, inoltre, di prevenire fenomeni di instabilità nelle barre longitudinali, di evitare la rottura da taglio e di prevenire lo scorrimento delle armature nelle zone di ancoraggio.

Nel caso in cui gli elementi in c.a. non siano stati adeguatamente progettati per assolvere a questo compito si può intervenire con tecniche di rinforzo esterno (incamiciatura con nastri in acciaio ad alta resistenza).

I parametri che bisogna considerare quando si studia il confinamento sono di seguito elencati e sinteticamente commentati.

- Tipo e resistenza del calcestruzzo

I calcestruzzi ad alta resistenza sono meno duttili che i calcestruzzi a bassa resistenza, inoltre un elemento in calcestruzzo a bassa resistenza a parità di carico assiale applicato ha una espansione laterale, dovuta all'effetto Poisson, maggiore di un analogo elemento di calcestruzzo ad alta resistenza; ciò implica che i dispositivi di confinamento passivo entrano in funzione prima e sono più sollecitati. Incrementando le prestazioni del calcestruzzo si porta il punto di rottura bilanciata, in cui si ha il collasso per contemporaneo schiacciamento del calcestruzzo e snervamento dell'armatura a trazione, più in alto; ciò migliora la risposta dell'elemento in quanto

soprattutto negli elementi pressoinflessi quali sono i pilastri, la rottura avviene per schiacciamento del calcestruzzo non consentendo di sviluppare le risorse di duttilità dell'acciaio.

- **Quantitativo e distribuzione dell'armatura longitudinale**

Gli elementi longitudinali contribuiscono al contenimento dell'espansione del calcestruzzo incrementando l'effetto del confinamento.

- **Quantitativo, passo e disposizione dell'armatura trasversale**

A parità di rapporto volumetrico dell'armatura l'efficacia del confinamento aumenta al diminuire del passo del dispositivo di confinamento, inoltre ciò implica un aumento di duttilità degli elementi soggetti a compressione e con limitazione dell'effetto buckling.



Figura 6 – Esempi tipo di rinforzo con sistema di cuciture attive su travi



Figura 7 – Esempio tipo di rinforzo con sistema di cuciture attive su pilastri

- **Caratteristiche meccaniche dei dispositivi di confinamento**

È noto che maggiore è la resistenza del dispositivo di confinamento e maggiore è la pressione di confinamento che esso esercita. I dispositivi di confinamento si oppongono alla spinta laterale del nucleo di calcestruzzo. Poiché tale spinta dipende dal livello della deformazione assiale, anche la tensione dell'elemento confinante è funzione di tale deformazione. In realtà, come suffragato da risultati sperimentali, è molto diffusa l'ipotesi che il livello della pressione di confinamento e quindi lo stato tensionale siano costanti e pari ai valori della tensione di snervamento o di rottura del dispositivo. La pressione di confinamento calcolata in base a tale assunzione costituisce, evidentemente, un limite superiore della pressione di confinamento effettiva.

- **Dimensione e forma del calcestruzzo confinato**

Il rinforzo trasversale produce differenti meccanismi di confinamento in relazione alla forma della sezione. Numerosi studi hanno confermato che dispositivi circolari e a spirale sono in generale più efficaci in quanto essi esercitano sul nucleo di calcestruzzo una pressione distribuita uniformemente lungo la circonferenza. Dispositivi di tale forma sono sollecitati da uno stato di trazione semplice potendo così sfruttare ai fini del confinamento la propria elevata rigidezza assiale. Nelle sezioni circolari gli spostamenti radiali causati dal carico assiale sono contenuti dal dispositivo di confinamento e lo stato di tensione è lo stesso in ogni punto della sezione. Ciò non

è vero per sezioni rettangolari, in questo caso si hanno differenti stati di deformazione perché il dispositivo agisce solo sugli angoli, non confinando gli spostamenti laterali della parte centrale di ogni lato. Per questa ragione gli angolari in acciaio sono disposti su ogni angolo della sezione rettangolare in aggiunta al dispositivo di confinamento, per omogeneizzare l'effetto del confinamento lungo la colonna e per contenere le lesioni del calcestruzzo negli angoli.

Il Sistema delle cuciture attive permette una progettazione esecutiva dell'intervento semplice e chiara, che difficilmente lascia adito ad interpretazioni sulle intenzioni progettuali; sulla scorta di tavole grafiche chiare e leggibili, la posa in opera diventa in cantiere un'opera specialistica che non dà adito ad interpretazioni.

In cantiere, le diverse fasi di lavorazione si svolgono secondo procedure omologate. Per maggior chiarezza si illustrano di seguito le fasi di posa in opera del Sistema delle cuciture attive per interventi su struttura portante in c.a., così da mostrare in modo chiaro ed esplicativo la flessibilità ed il valore aggiunto che tale rinforzo dà anche nella fase di applicazione.

Fase preliminare: La struttura oggetto di intervento viene portata a “nudo”, ossia liberata dai tramezzi e dell'intonaco. Non è necessario demolire completamente tamponature e tramezzature, per la corretta posa in opera è sufficiente liberare una zona intorno all'elemento di intervento di 15cm di larghezza. In particolare in fondazione può essere previsto dal progettista l'ancoraggio degli angolari alla fondazione esistente e quindi nella fase 01 viene fatto uno scavo fino all'imposta delle stesse.

Fase di ancoraggio in fondazione: Se l'intervento riguarda i pilastri a partire dal piano di imposta delle fondazioni, gli angolari di rinforzo vengono resi solidali alla fondazione per non creare punti di fragilità strutturale. Questo ancoraggio può avvenire in diverso modo, aumentando o meno l'armatura necessaria al piede del pilastro, in ogni caso però vengono utilizzate delle barre in acciaio zincate (in ragione di due ogni angolare) che vengono ancorate con resina epossidica all'interno della fondazione esistente e saldate all'angolare del pilastro per una lunghezza di almeno 20 cm.

Fase di tracciamento e foratura: Le forature per il passaggio dei nastri vengono eseguite dopo aver controllato con apposito strumento la posizione dell'armatura esistente in modo da arrecare meno danno possibile alle strutture.

Fase foratura solaio per intervento di rinforzo delle travi. L'intervento sulle travi può avvenire tramite la foratura del solaio per far poi passare la fascetta su tutto il perimetro della trave o solo

sulla parte “calata” operando delle forature sulla trave stessa a seguito del tracciamento visto in fase 3.

Fase di posizionamento angolari su pilastri. Gli angolari vengono posizionati sui pilastri e messi in aderenza alla superficie del c.a. attraverso l’allettamento con malta cementizia ad alta resistenza. Questi elementi in carpenteria metallica vengono forniti a misura per ogni pilastro, muniti di certificato ed il loro interno risulta striato, infatti sono prodotti attraverso la piegatura di lamiera striata per fornire un’ottima aderenza con il supporto.

Fase di posizionamento piatti estradosso travi. Come rinforzo dell’armatura longitudinale superiore delle travi si può operare ponendo in opera piatti metallici che poi serviranno anche per far aderire la fascetta durante la tensione al posto della piastra imbutita. I piatti vengono fatti aderire alla superficie di c.a. attraverso l’allettamento con malta ad alta resistenza e mantenuti a corretta distanza tramite la saldatura di distanziatori ogni 2 m circa.

Fase di applicazione piastre ai nodi. Nel caso sia previsto nel progetto il rinforzo dei nodi perimetrali attraverso l’applicazione di piastre sagomate ai nodi travi-pilastro, questo avviene attraverso l’applicazione della piastra in acciaio (di spessore e dimensioni variabili a secondo delle indicazioni di progetto) posizionandola su fondo di allettamento di malta cementizia ad alta resistenza e la saldatura dei bordi perimetrali agli angolari di rinforzo delle travi e dei pilastri.

Fase applicazione piastre imbutite 125x125x4 in acciaio sulle forature. Le piastre imbutite vengono applicate in prossimità delle forature e poste in opera in aderenza alla struttura in c.a.. L’allettamento avviene tramite l’applicazione di malta cementizia ad alta resistenza

Fase di passaggio dei nastri.

Fase di messa in tensione dei nastri in acciaio tramite macchinetta tensionatrice pneumatica.

Spruzzatura di malta cementizia ad alta resistenza sull’intervento. Il rinzaffo con la copertura dell’intervento, eseguito a spruzzo o a mano, si rende necessario affinché il sistema rimanga “protetto” da eventuali ossidazioni che potrebbero avvenire a contatto con materiali cementizi non perfettamente compatibili con la zincatura e affinché si fornisca un’adeguata superficie aggrappante per la successiva intonacatura e ripristino delle finiture.

Incacciatura della struttura portante

L'intervento prevede il rinforzo degli elementi strutturali realizzando dei getti integrativi opportunamente armati e connessi agli elementi preesistenti. Lo spessore del rinforzo strutturale varia di caso in caso, comunque variabile da 10 a 15 cm ed è realizzato con calcestruzzo armato $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ e barre di armatura, ad aderenza migliorata, aventi diametro variabile tra 16 e 20 mm ed armatura trasversale resistente a taglio diametro 10 mm.

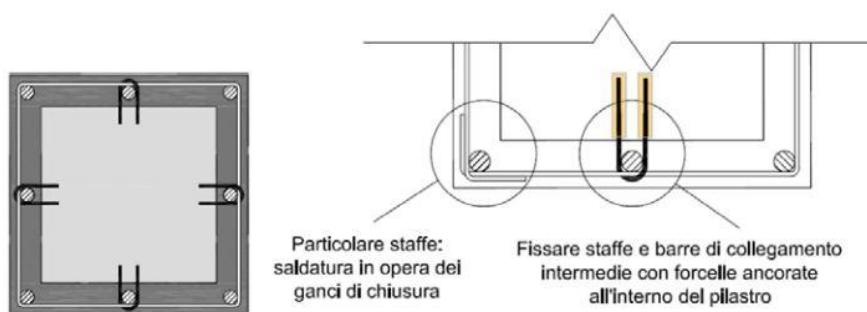


Figura 8 – Esempio incacciatura pilastri

Le barre aggiuntive longitudinali saranno ancorate al pilastro esistente tramite opportune barre uncinate inghisate nel calcestruzzo tramite resina epossidica. Per i pilastri di sezione allungata saranno previsti fori passanti la sezione esistente del pilastro, al fine di garantire l'efficacia dell'intervento e soprattutto garantire l'effetto di confinamento del calcestruzzo. In alternativa saranno utilizzati anche tasselli meccanici ancorati al nucleo interno. Con tale tecnica d'intervento, si è in grado di incrementare la resistenza a pressoflessione-taglio e duttilità. Infatti, l'effetto di confinamento di una camicia di acciaio si valuta, come per le staffe, con riferimento alla percentuale geometrica di armatura presente in ciascuna delle direzioni trasversali.

Le **fasi esecutive** necessarie alla realizzazione dell'intervento sono:

1. Puntellamento delle strutture interessate
2. Demolizione del calcestruzzo lesionato
3. Iniezione delle lesioni interne al nucleo
4. Raddrizzamento delle barre longitudinali
5. Collocazione delle barre e delle staffe aggiuntive
6. Pulizia e abbondante umidificazione (senza saturazione) della superficie del supporto
7. Applicazione del calcestruzzo o del betoncino a ritiro compensato

8. Rimozione delle puntellature

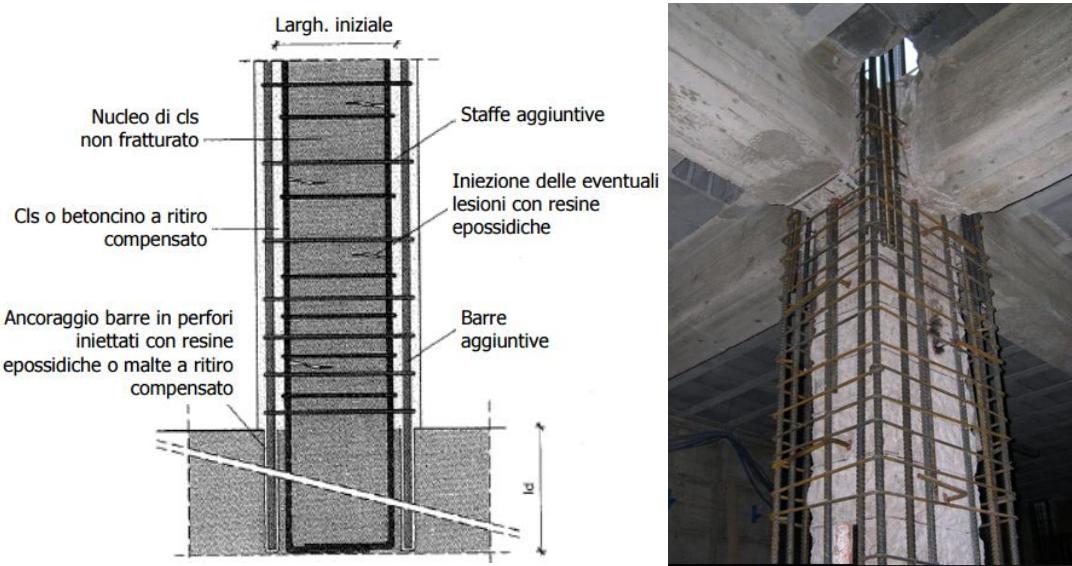


Figura 9 – Esempio di incamiciatura pilastri

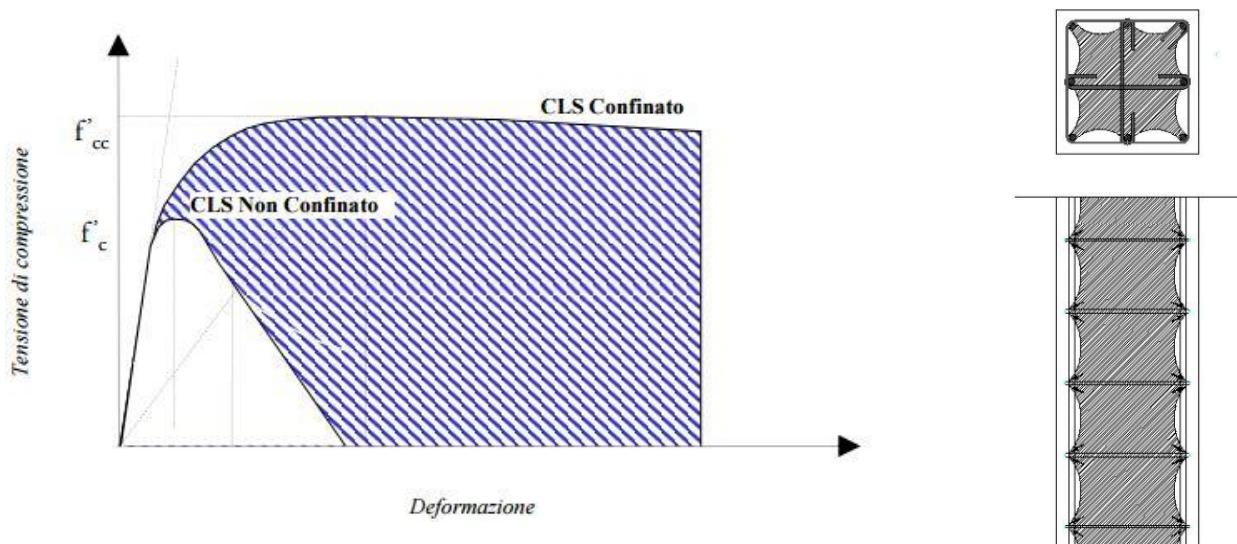


Figura 10 – Azione di confinamento: incamiciatura pilastri

Le camicie in acciaio possono fornire un'efficace azione di serraggio nelle zone di giunzione per aderenza.



Figura 11 – Esempio applicativo del rinforzo

Per ottenere questo risultato occorre che:

- ✓ la camicia si prolunghi per una lunghezza pari almeno al 50% della lunghezza della zona di sovrapposizione;
- ✓ nella zona di sovrapposizione la camicia è mantenuta aderente in pressione contro le facce dell'elemento mediante almeno due file di bulloni ad alta resistenza;
- ✓ nel caso in cui la sovrapposizione sia alla base del pilastro, le file di bulloni devono venire disposte una alla sommità della zona di sovrapposizione, l'altra ad un terzo dell'altezza di tale zona misurata a partire dalla base.

Ringrosso delle travi di fondazione

Al fine di permettere una maggiore connessione delle camicie in c.a. alle travi di fondazione e per distribuire le tensioni sul terreno incrementando la superficie si prevede un leggero allargamento della base fondale, in prossimità dei pilastri.

. Tale intervento sarà realizzato con un dado in calcestruzzo armato collegato alla fondazione esistente.

Le fasi di realizzazione sono le seguenti:

- ✓ si opera uno scavo dai due lati della trave fino a raggiungere il livello della vecchia fondazione;
- ✓ si creano all'interno della trave esistente dei fori orizzontali (6-10/mq);
- ✓ si inseriscono nei fori barre di acciaio ad aderenza migliorata di diametro 16-20 mm, che sporgano da entrambe le parti poco più delle travi aderenti;
- ✓ si inietta malta di cemento espansivo all'interno dei fori;
- ✓ si fa un getto di calcestruzzo magro (magrone) sul fondo degli scavi;
- ✓ si mettono in opera le gabbie di armatura per i dadi;
- ✓ si gettano le travi dopo aver predisposto le opportune casseforme;
- ✓ si continua a bagnare il calcestruzzo per alcuni giorni per limitare il fenomeno del ritiro.

CONCLUSIONI

Il procedimento quantitativo volto a stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto, contenute nelle norme applicate, oppure a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle norme, con gli strumenti di calcolo che le normative tecniche forniscono, ha alla fine determinato i risultati esposti nelle relazioni di calcolo e stabilito l'intervento necessario al fine dell'adeguamento sismico della sede municipale sede C.O.C. del Comune di Saracena (CS).

Gli interventi sulle strutture, volti a ridurre la vulnerabilità sismica, e quindi ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, sono da valutarsi nel quadro generale della conservazione e della funzione della costruzione. La scelta della strategia e della tecnica d'intervento, dipendono dai risultati della precedente fase di valutazione. La valutazione della sicurezza è una chiara

comprendere della struttura sono state alla base delle decisioni e delle scelte degli interventi. In particolare, la scelta delle tecniche d'intervento è stata valutata, dando la preferenza a quelle meno invasive e maggiormente compatibili con i criteri della conservazione, tenendo conto dei requisiti di sicurezza e durabilità. Gli interventi proposti migliorano le condizioni generali dell'edificio e sotto un'azione sismica migliorano la risposta in termini di vulnerabilità sismica.

Firmato i tecnici

Arch. Giulio Cesare GUCCIONE

Arch. Mario Pio LONGO

Ing. Marco LANZA

Ing. Antonio DE MARCO