



PROVINCIA DI COSENZA
SETTORE EDILIZIA SCOLASTICA

*LAVORI DI ADEGUAMENTO SISMICO E FUNZIONALE
DELL'ITIS "E. FERMI" DI CASTROVILLARI*

Progetto Definitivo

ELABORATO

EDIFICIO SCOLASTICO:
RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO DELLE STRUTTURE STATO DI FATTO
CORPO G

SCALA

CLASSE D'USO

III

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. GIUSEPPE SICILIA

PROGETTISTA

Ing. EMMANUEL SICOLI



TAVOLA

PD.06.1g

Relazione Tecnica Generale di calcolo delle Strutture Stato di Fatto “CORPO G”

Premessa

La seguente relazione riporta i risultati dei calcoli statici relativi alle opere strutturali dell'edificio scolastico “**ITIS FERMI DI CASTROVILLARI (Cs) – CORPO G**” così come ottenuti dal Calcolatore Ing. Emmanuel Sicoli con l'uso del programma EDISIS 2000 della Newsoft s.a.s. di Cosenza, programma specifico per l'analisi e la verifica di edifici multipiano in cemento armato. Il programma EDISIS è diffuso su tutto il territorio nazionale ed è assistito dalla ditta produttrice.

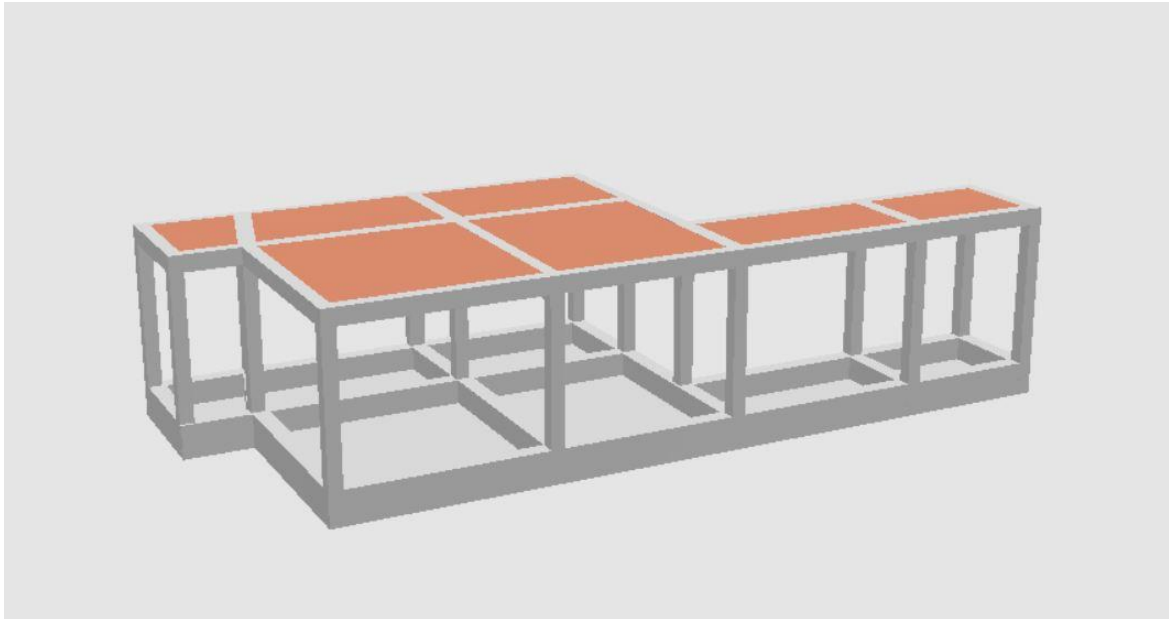


Figura 1: Vista Assonometrica Anteriore Generale della Struttura - “Corpo G”

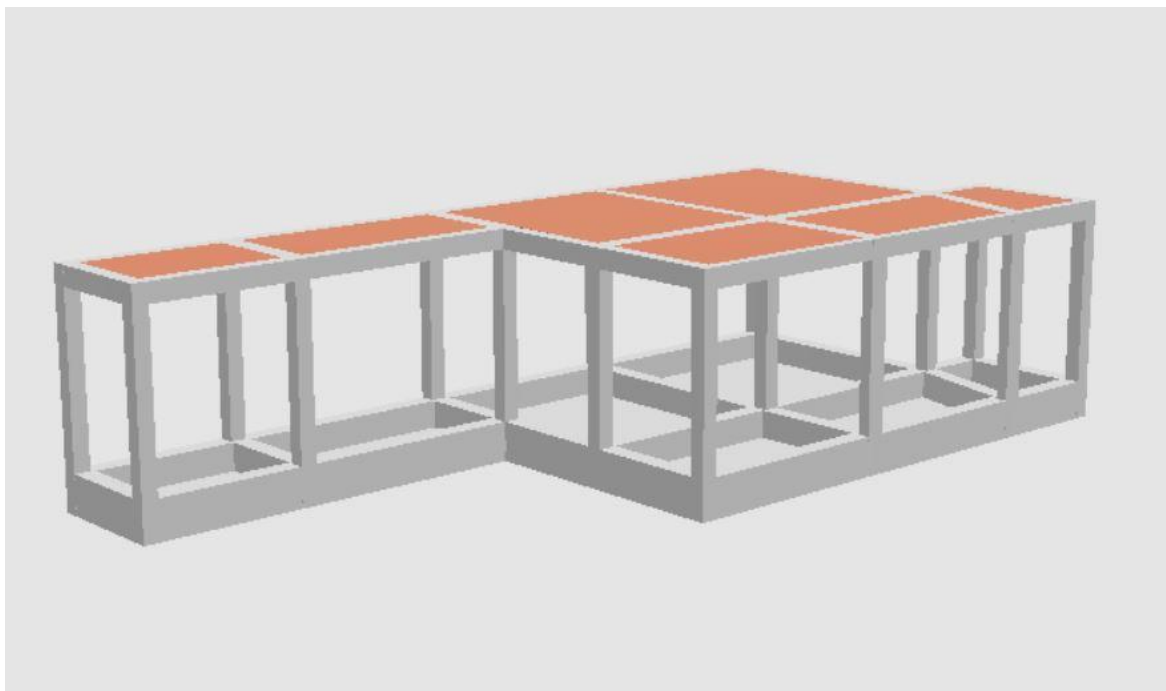


Figura 2: Vista Assonometrica Posteriore Generale della Struttura - “Corpo G”

Riferimenti legislativi

L'analisi della struttura e le verifiche sugli elementi sono state condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative ed in particolare delle seguenti norme:

- Legge 05/11/1971, n.1086, "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica."
- Legge 02/02/74, n.64, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche."
- **D.M. del 14/01/2008, "Norme tecniche per le costruzioni."**

Sono state inoltre tenute presenti le seguenti referenze tecniche:

- **Circolare Ministeriale n.617 del 02/02/09, "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni."**
- **Ordinanza PCM n.3274 del 20.03.2003, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica." e successive modifiche ed integrazioni.**

Modellazione della struttura

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 rigidità 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 rigidità di Winkler variabile da elemento ad elemento in funzione delle dimensioni di base.

Azioni sulla struttura

I calcoli e le verifiche sono stati condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.). Su tutti gli elementi strutturali è possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa). Eventuali azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare le condizioni di carico più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti. Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1)$$

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;
- $\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 14 gennaio 2008;
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le 112 combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{ki} nella formula precedente).

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella in funzione delle Caratteristiche dei tipi di carico:

Caratteristiche dei tipi di carico

Lod	Denominazione	Tipo	Coefficienti di combinazione		
			ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
1	Permanente	Permanente	1,00	1,00	1,00
2	Termico	Termico	0,60	0,50	0,00
3	Abitazioni, uffici	Abitazioni	0,70	0,50	0,30
4	Ambienti affollati	A.affollati	0,70	0,70	0,60

5	Ambienti commerciali	A.commerciali	0,70	0,70	0,60
6	Biblioteche, archivi	Bibl.Magaz.	1,00	0,90	0,80
7	Parcheggi (p<30kN)	Parcheggi1	0,70	0,70	0,60
8	Parcheggi (p>30kN)	Parcheggi2	0,70	0,50	0,30
9	Coperture	Coperture	0,60	0,30	0,20
10	Vento	Vento	0,60	0,20	0,00
11	Neve (q<1000 m)	Neve BQ	0,50	0,20	0,00
12	Neve (q>1000 m)	Neve AQ	0,70	0,50	0,20

Si è quindi provveduto a verificare di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate sia in campo lineare che non lineare. Tutte le verifiche eseguite e previste dalla norma sono riportate nei “Tabulati di calcolo”, insieme ai valori della sollecitazione e i valori dei coefficienti di sicurezza delle stesse.

Stato Limite di Danno

L’azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G₁ rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G₂ rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;
- Q_{ki} valore caratteristico dell’azione variabile Q_i.

Gli effetti dell’azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio, le sollecitazioni sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

Combinazione rara

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

dove:

- G_{kj} valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh} valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{kl} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Caratteristiche dei tipi di carico

Lod	Denominazione	Tipo	Coefficienti di combinazione		
			ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
1	Permanente	Permanente	1,00	1,00	1,00
2	Termico	Termico	0,60	0,50	0,00
3	Abitazioni, uffici	Abitazioni	0,70	0,50	0,30
4	Ambienti affollati	A.affollati	0,70	0,70	0,60
5	Ambienti commerciali	A.commerciali	0,70	0,70	0,60
6	Biblioteche, archivi	Bibl.Magaz.	1,00	0,90	0,80
7	Parcheeggi (p<30kN)	Parcheeggi1	0,70	0,70	0,60
8	Parcheeggi (p>30kN)	Parcheeggi2	0,70	0,50	0,30
9	Coperture	Coperture	0,60	0,30	0,20
10	Vento	Vento	0,60	0,20	0,00
11	Neve (q<1000 m)	Neve BQ	0,50	0,20	0,00
12	Neve (q>1000 m)	Neve AQ	0,70	0,50	0,20

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU, le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico. A turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base (Q_{kl} nella combinazione quasi permanente), con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, ecc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione). Nei tabulati di calcolo allegati sono riportati i coefficienti relativi alle combinazioni di

calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente", "Frequente" e "Rara". Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni.

Criteria adottati per le analisi statiche

L'analisi dei carichi è svolta considerando i volumi reali al netto delle sovrapposizioni, per quanto riguarda i pesi propri, e le aree effettive di incidenza, per quanto riguarda i sovraccarichi. Nella valutazione degli sforzi normali, ai fini della verifica dei pilastri e solo per questa, si è tenuto conto dell'azione non contemporanea dei carichi accidentali riducendo il carico accidentale gravante ai piani sovrastanti; si è assunto un fattore riduttivo del 0% per il piano immediatamente sovrastante a quello considerato e del 15% per i piani superiori. Si è tenuto conto del fatto che i carichi permanenti sono parzialmente applicati già in fase di costruzione e quindi la deformazione assiale prodotta da questi è parzialmente compensata in fase di getto, riducendo di un fattore 100% la deformabilità assiale dei pilastri ai fini della analisi per la condizione di carico permanente, e solo di questa. Il calcolo per le singole azioni statiche è condotto assumendo un comportamento elastico lineare.

Criteria adottati per l'analisi sismica

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 moti 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 Collasso 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 allegate alla normativa.

In particolare, le coordinate geografiche del sito sono: **latitudine 39.823°**, **longitudine 16.210°**.

Il tipo di costruzione è grande opera, la classe d'uso è la III (importante) e la classe di duttilità bassa. Le caratteristiche del suolo di fondazione corrispondono alla categoria stratigrafica C e alla categoria topografica T1.

Si valuta per l'edificio una vita nominale di 100 anni e un periodo di riferimento per l'azione sismica di 150 anni.

Per lo stato limite di Operatività sismica (SLO) sono stati considerati i seguenti parametri di pericolosità:

- Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]: 90
- Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]: 0,110
- Fattore di amplificazione per spettro orizzontale: 2,32
- Periodo spettrale di riferimento [s]: 0,32

Per lo stato limite di Danno sismico (SLD) sono stati considerati i seguenti parametri di pericolosità:

- Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]: 151
- Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]: 0,141
- Fattore di amplificazione per spettro orizzontale: 2,36
- Periodo spettrale di riferimento [s]: 0,33

Per lo stato limite di Salvaguardia della vita (SLV) sono stati considerati i seguenti parametri di pericolosità:

- Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]: 1424
- Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]: 0,392
- Fattore di amplificazione max per spettro orizzontale: 2,42
- Periodo spettrale di riferimento [s]: 0,41

Per lo stato limite di Collasso sismico (SLC) sono stati considerati i seguenti parametri di pericolosità:

- Periodo di ritorno dell'azione sismica [anni]: 2475
- Accelerazione orizzontale massima al suolo [g]: 0,480
- Fattore di amplificazione per spettro orizzontale: 2,49
- Periodo spettrale di riferimento [s]: 0,44

In base ai parametri di pericolosità sismica sono stati definiti gli spettri sismici di progetto per la componente orizzontale e verticale in corrispondenza degli stati limite di interesse. La definizione completa degli spettri di risposta è riportata nell'omonima tabella nella sezione dei risultati globali di analisi nel tabulato.

Modalità di verifica

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 nonlineare 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 Ψ dipendente dal tipo di azione e un fattore parziale Γ dipendente sia dall'azione che dalla combinazione di carico. In particolare, il fattore Ψ tiene conto della ridotta probabilità di occorrenza simultanea di due o più azioni indipendenti e può assumere i valori Ψ_0 , Ψ_1 e Ψ_2 , che definiscono rispettivamente il valore raro, frequente e quasi-permanente dell'azione, riportati nella tabella 'Caratteristiche dei tipi di carico'. Il fattore Γ 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 verificati in accordo con quanto prescritto nel citato D.M. del 14/01/2008. La struttura di elevazione con le armature esistenti, è stata sottoposta ad analisi dinamica lineare con fattore di struttura 1,5 (verifica elementi fragili) e fattore di struttura 3 (verifica elementi duttili) ed analisi statica nonlineare (analisi pushover), eseguita per 16 direzioni sismiche orizzontali e per due distribuzioni, costante e lineare, delle accelerazioni sull'altezza del fabbricato. Per tener conto dell'eccentricità accidentale (calcolata come il 5% della lunghezza massima), le analisi sono state eseguite assumendo a turno i seguenti valori di eccentricità: cm 200, e cm -200.

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 sovrarresistenza 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 (p_g su roccia) sostenibili dalla struttura negli stati limite menzionati (SLD, SLV, SLC) e confrontandole con le corrispondenti accelerazioni di progetto, imposte dalla normativa.

Gerarchia delle resistenze

Al fine di salvaguardare e favorire un comportamento dissipativo della struttura soggetta a sisma, la normativa richiede adeguate risorse di duttilità, in maniera tale che non si attivino meccanismi di collasso fragile, tipicamente crisi da taglio in travi e pilastri o crisi da pressoflessione nei pilastri, che possano pregiudicare la risposta sismica della struttura stessa. Questa esigenza può essere conseguita a priori applicando le regole euristiche di progettazione note come regole di gerarchia delle resistenze, oppure a posteriori sottoponendo la struttura ad analisi sismica statica non lineare (analisi pushover), e controllando il soddisfacimento delle verifiche di duttilità. Essendo la struttura Esistente la Normativa, permette di non applicare il concetto delle gerarchie delle resistenze, ma dai risultati dell'analisi pushover si evince chiaramente come l'intervento di incamiciatura dei pilastri eviti rotture fragili spostando la formazione di cerniere plastiche nelle travi.

Precisazioni sul codice di calcolo utilizzato per l'analisi

Si forniscono di seguito le ulteriori indicazioni richieste dal punto 10.2 del testo unico delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) L'analisi è stata condotta utilizzando il codice di calcolo Edisis, versione 9.90, codice di calcolo specifico per l'analisi e la verifica di strutture multipiano in cemento armato, che consente una modellazione tridimensionale della struttura, basata sui criteri esposti sinteticamente nei paragrafi precedenti. Il programma è prodotto dalla Newsoft sas, operante sul territorio nazionale e specificamente indirizzata alla produzione di software per l'ingegneria civile. La casa produttrice cura direttamente il servizio di assistenza tecnica e rende disponibili sul suo sito Internet manuali operativi e documentazioni tecniche complete relativi a casi di prova, liberamente scaricabili, che consentono un controllo ed un riscontro sull'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo. Lo scrivente ha avuto modo di valutare, in base ad uno studio della documentazione fornita ed all'esame dei risultati ottenuti su strutture test significative, la robustezza ed affidabilità del codice utilizzato, di cui fa proprie le ipotesi di base e le modalità operative, che ritiene adeguate al contesto di utilizzo. Lo scrivente fa inoltre propri i risultati forniti dal codice ed inseriti nella presente relazione di calcolo, che ha avuto modo di controllare sia attraverso le restituzioni sintetiche tabellari e grafiche ed i filtri di autodiagnostica offerti dal codice, sia mediante riscontri di massima eseguiti a campione sui risultati delle analisi. Ulteriori informazioni sulla Società produttrice possono ricavarsi dal sito ufficiale <http://www.newsoft-eng.it>. Informazioni dettagliate sul codice Edisis, comprendenti le ipotesi base utilizzate e le modalità operative, sono descritte nella pagina web <http://www.newsoft-eng.it/Edisis.htm>. Il manuale operativo ed una serie di strutture test, utilizzabili per un controllo sulla accuratezza dei risultati, sono liberamente scaricabili dagli indirizzi web http://www.newsoft-eng.it/Down_Manuali.htm e <http://www.newsoft-eng.it/TestsEdisis.htm>.

Analisi dei carichi

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni contenute nel D.M. 14.01.2008.

Azione della neve

Provincia: COSENZA

Zona: III

Altitudine as: circa 400 m s.l.m.

Esposizione : Normale

Periodo di ritorno: 50 anni

Il carico neve sulle coperture viene valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

μ_i	Coefficiente di forma della copertura
$C_E = 1.0$	Coefficiente di esposizione
$C_t = 1.0$	Coefficiente termico
$q_{sk} = 0.51 (1 + (a_s/481)^2) = 1,06 \text{ kN/mq}$	Valore caratteristico del carico neve al suolo

Nel caso in esame, poiché il tetto ha inclinazione inferiore a 30° il coefficiente di forma vale: $\mu_i = 0.80$ da cui:

$$q_s = 0.85 \text{ kN/mq}$$

a vantaggio di sicurezza invece di 87 kg/mq utilizziamo 100 kg/mq

La tabella che segue illustra i carichi agenti sulle diverse tipologie di solaio, distinguendo tra:

- Qp: peso proprio del solaio;
- QF: sovraccarichi fissi;
- QVar: carico accidentale.

Descrizione	QP	QF	QVar.
	kg/mq	kg/mq	kg/mq
Solaio di Copertura	300	200	100

Il solaio di copertura è piano realizzato con travetti in C.A. e Laterizi. Il suo peso proprio è pari a 300 kg/mq mentre di carichi permanenti non strutturali che su di esso gravano sono stati considerati 250 kg/mq che tengono conto di eventuale struttura di copertura in lamiera e disposizione di futuri pannelli solari. Il carico accidentale considerato è il carico neve sopra calcolato pari a 87 kg/mq a vantaggio di sicurezza si considerano 100 kg/mq.

Individuazione degli elementi sottodimensionati

Sezioni sotto dimensionate nelle travi

Trv	i-j	liv	BxH	zona	sl	Momento-		Momento+		Ta	Taglio	
						Ma-	Mr-	Ma+	Mr+		Tr	
1	2-3	1	30x50	sin	slv	10,72	7,31	10,49	7,31	-	-	-
1	2-3	1	30x50	mez	slv	-	-	-	-	8,2	-	5,3
1	2-3	1	30x50	des	slv	11,26	7,46	8,20	7,46	-	-	-
2	3-4	1	30x50	sin	slv	8,53	7,38	-	-	-	-	-
2	3-4	1	30x50	des	slv	10,55	7,27	-	-	-	-	-
3	4-5	1	30x50	sin	slv	12,24	7,40	-	-	-	-	-
3	4-5	1	30x50	des	slv	10,97	7,42	8,63	7,42	-	-	-
12	17-6	1	40x50	sin	slv	12,86	9,75	12,58	9,75	-	-	-
12	17-6	1	40x50	des	slv	15,58	9,56	-	-	-	-	-
4	6-7	1	50x25	sin	slv	5,76	3,88	-	-	-	-	-
4	6-7	1	50x25	des	slv	6,73	4,82	-	-	-	-	-
5	7-8	1	50x25	sin	slv	8,51	4,72	-	-	-	-	-
5	7-8	1	50x25	des	slv	7,48	3,47	4,21	2,95	-	-	-
6	9-10	1	40x50	sin	slv	13,57	10,97	-	-	-	-	-
7	10-11	1	40x50	sin	slv	11,40	10,93	-	-	-	-	-
7	10-11	1	40x50	des	slv	12,39	10,86	11,78	10,86	-	-	-
8	12-13	1	40x50	sin	slv	12,28	10,82	11,91	10,82	-	-	-
8	12-13	1	40x50	des	slv	11,57	10,82	-	-	-	-	-
9	13-14	1	40x50	des	slv	11,01	10,60	-	-	-	-	-
11	15-16	1	40x50	sin	slv	12,60	10,85	-	-	-	-	-
11	15-16	1	40x50	des	slv	13,21	10,73	12,61	10,73	-	-	-
13	2-17	1	40x50	sin	slv	18,08	11,25	16,11	11,25	-	-	-
13	2-17	1	40x50	mez	slv	-	-	-	-	11,0	-	8,0
13	2-17	1	40x50	des	slv	17,37	11,25	17,31	11,25	-	-	-
18	6-12	1	40x50	sin	slv	17,74	11,58	12,07	11,58	-	-	-
18	6-12	1	40x50	des	slv	18,56	12,38	-	-	-	-	-
14	3-6	1	50x25	sin	slv	8,18	3,86	4,13	3,86	-	-	-
14	3-6	1	50x25	des	slv	6,52	3,84	7,13	3,84	-	-	-
19	7-13	1	40x70	sin	slv	25,18	16,71	19,03	16,71	-	-	-
19	7-13	1	40x70	mez	slv	-	-	19,16	16,81	-	-	-
19	7-13	1	40x70	des	slv	24,30	16,55	-	-	-	-	-
15	4-7	1	50x25	sin	slv	8,16	5,84	-	-	-	-	-
15	4-7	1	50x25	des	slv	5,90	4,41	7,56	4,41	-	-	-
20	9-14	1	50x25	sin	slv	8,33	3,55	8,42	3,55	-	-	-
20	9-14	1	50x25	mez	slv	-	-	4,07	3,67	-	-	-
20	9-14	1	50x25	des	slv	8,01	3,51	4,96	3,51	-	-	-
16	5-8	1	40x50	des	slv	13,22	10,67	13,15	10,67	-	-	-
21	10-15	1	50x25	sin	slv	6,96	2,31	7,08	2,31	-	-	-
21	10-15	1	50x25	mez	slv	-	-	2,51	2,31	-	-	-
21	10-15	1	50x25	des	slv	6,90	2,31	6,73	2,31	-	-	-

8.23 Sezioni sotto dimensionate nei pilastri

Pil	alfa	BxH	liv	zona	dir	sl	Momento M1		Momento M2		fd	Ta	Taglio	
							Ma1	Mr1	Ma2	Mr2			Tr	
1	90,0°	40x40	0-1	piede	sin	slv	-18,15	7,62	0,13	7,64	5,68	7,7	-	5,2
1	90,0°	40x40	0-1	piede	sup	slv	12,08	10,49	0,13	10,14	1,33	-	-	-
1	90,0°	40x40	0-1	piede	inf	slv	-11,84	8,16	0,16	8,12	2,11	-	-	-
1	90,0°	40x40	0-1	testa	des	slv	15,80	7,33	-0,19	7,35	4,65	7,7	-	5,2
1	90,0°	40x40	0-1	testa	sin	slv	-16,22	10,29	-0,15	10,67	2,48	7,7	-	5,2
1	90,0°	40x40	0-1	testa	sup	slv	10,13	7,86	-0,24	7,83	1,66	-	-	-
1	90,0°	40x40	0-1	testa	inf	slv	-10,47	10,23	-0,18	9,92	1,05	-	-	-
2	90,0°	50x30	0-1	piede	des	slv	8,34	6,30	-1,02	10,89	1,76	-	-	-
2	90,0°	50x30	0-1	piede	sin	slv	-8,12	5,39	1,83	9,63	2,30	-	-	-
2	90,0°	50x30	0-1	piede	sup	slv	17,92	9,45	-0,56	5,27	3,61	7,5	-	6,2
2	90,0°	50x30	0-1	piede	inf	slv	-17,11	11,04	0,78	6,41	2,42	7,5	-	6,2
2	90,0°	50x30	0-1	testa	des	slv	6,40	5,18	-2,74	9,31	1,61	-	-	-
2	90,0°	50x30	0-1	testa	sin	slv	-6,83	6,11	1,32	10,65	1,26	-	-	-
2	90,0°	50x30	0-1	testa	sup	slv	14,95	10,80	-1,07	6,23	1,95	7,5	-	6,2
2	90,0°	50x30	0-1	testa	inf	slv	-16,37	9,13	0,64	5,07	3,23	7,5	-	6,2

3	90,0°	50x30	0-1	pie	des	slv	7,62	6,41	-1,67	11,03	1,44	-	-
3	90,0°	50x30	0-1	pie	sin	slv	-7,61	5,63	2,15	9,97	1,88	-	-
3	90,0°	50x30	0-1	pie	sup	slv	16,93	10,57	-0,87	6,06	2,59	6,9	6,2
3	90,0°	50x30	0-1	pie	inf	slv	-16,45	10,47	0,88	5,99	2,49	6,9	6,2
3	90,0°	50x30	0-1	testa	des	slv	6,26	5,43	-1,85	9,69	1,37	-	-
3	90,0°	50x30	0-1	testa	sin	slv	-6,29	6,22	1,11	10,78	1,03	-	-
3	90,0°	50x30	0-1	testa	sup	slv	13,60	10,20	-0,68	5,79	1,79	6,9	6,2
3	90,0°	50x30	0-1	testa	inf	slv	-14,35	10,30	0,65	5,86	1,95	6,9	6,2
4	90,0°	40x40	0-1	pie	des	slv	14,18	10,36	-3,04	10,75	1,95	5,9	4,9
4	90,0°	40x40	0-1	pie	sin	slv	-13,77	8,40	1,64	8,46	2,72	5,9	4,9
4	90,0°	40x40	0-1	pie	sup	slv	10,09	8,87	-2,82	8,77	1,40	-	-
4	90,0°	40x40	0-1	pie	inf	slv	-11,49	10,40	3,24	10,07	1,32	-	-
4	90,0°	40x40	0-1	testa	des	slv	11,66	8,13	-0,37	8,17	2,06	5,9	4,9
4	90,0°	40x40	0-1	testa	sin	slv	-12,21	10,15	3,22	10,50	1,54	5,9	4,9
5	90,0°	40x40	0-1	pie	des	slv	19,27	10,62	1,36	11,05	3,31	8,3	4,9
5	90,0°	40x40	0-1	pie	sin	slv	-16,81	10,77	-0,05	11,22	2,44	8,3	4,9
5	90,0°	40x40	0-1	pie	sup	slv	14,27	9,47	2,16	9,28	2,32	6,2	4,9
5	90,0°	40x40	0-1	pie	inf	slv	-12,96	12,44	0,30	11,80	1,09	6,2	4,9
5	90,0°	40x40	0-1	testa	des	slv	13,59	10,53	-0,70	10,94	1,67	8,3	4,9
5	90,0°	40x40	0-1	testa	sin	slv	-18,19	10,47	-1,68	10,88	3,04	8,3	4,9
5	90,0°	40x40	0-1	testa	sup	slv	-	-	-	-	-	6,2	4,9
5	90,0°	40x40	0-1	testa	inf	slv	-13,59	9,20	-2,92	9,06	2,28	6,2	4,9
6	90,0°	40x40	0-1	pie	des	slv	20,25	11,49	-0,39	12,07	3,11	9,5	4,9
6	90,0°	40x40	0-1	pie	sin	slv	-16,76	10,97	0,22	11,47	2,33	9,5	4,9
6	90,0°	40x40	0-1	testa	des	slv	14,20	10,77	0,03	11,23	1,74	9,5	4,9
6	90,0°	40x40	0-1	testa	sin	slv	-20,43	11,34	0,39	11,89	3,25	9,5	4,9
7	90,0°	40x40	0-1	pie	des	slv	15,69	9,67	-2,20	9,93	2,68	6,8	4,9
7	90,0°	40x40	0-1	pie	sin	slv	-15,15	10,07	0,71	10,40	2,27	6,8	4,9
7	90,0°	40x40	0-1	pie	inf	slv	-10,80	10,40	2,50	10,07	1,14	-	-
7	90,0°	40x40	0-1	testa	des	slv	14,34	9,84	0,48	10,14	2,13	6,8	4,9
7	90,0°	40x40	0-1	testa	sin	slv	-15,12	9,43	2,61	9,65	2,64	6,8	4,9
8	90,0°	40x40	0-1	pie	des	slv	15,02	10,24	-0,62	10,61	2,15	6,4	4,9
8	90,0°	40x40	0-1	pie	sin	slv	-14,74	10,12	1,33	10,47	2,14	6,4	4,9
8	90,0°	40x40	0-1	pie	sup	slv	12,83	10,92	-1,02	10,51	1,39	5,1	4,9
8	90,0°	40x40	0-1	pie	inf	slv	-12,13	10,14	1,30	9,84	1,45	5,1	4,9
8	90,0°	40x40	0-1	testa	des	slv	13,55	9,91	-1,51	10,21	1,89	6,4	4,9
8	90,0°	40x40	0-1	testa	sin	slv	-13,81	10,03	0,09	10,36	1,90	6,4	4,9
8	90,0°	40x40	0-1	testa	sup	slv	-	-	-	-	-	5,1	4,9
8	90,0°	40x40	0-1	testa	inf	slv	-	-	-	-	-	5,1	4,9
9	90,0°	40x40	0-1	pie	sin	slv	-9,48	9,31	2,83	9,51	1,12	-	-
9	90,0°	40x40	0-1	pie	sup	slv	14,78	10,34	-1,78	10,01	2,07	6,7	4,9
9	90,0°	40x40	0-1	pie	inf	slv	-15,30	10,10	2,20	9,81	2,34	6,7	4,9
9	90,0°	40x40	0-1	testa	sup	slv	14,74	9,82	-1,92	9,57	2,29	6,7	4,9
9	90,0°	40x40	0-1	testa	inf	slv	-13,78	10,08	1,16	9,79	1,88	6,7	4,9
10	90,0°	40x40	0-1	pie	des	slv	9,61	10,39	-4,99	10,78	1,07	-	-
10	90,0°	40x40	0-1	pie	sin	slv	-9,36	8,07	4,51	8,11	1,65	-	-
10	90,0°	40x40	0-1	pie	sup	slv	13,13	8,31	-3,25	8,26	2,65	5,6	4,9
10	90,0°	40x40	0-1	pie	inf	slv	-13,61	10,62	3,49	10,25	1,76	5,6	4,9
10	90,0°	40x40	0-1	testa	des	slv	8,18	7,79	-3,54	7,82	1,31	-	-
10	90,0°	40x40	0-1	testa	sup	slv	11,48	10,38	-3,27	10,05	1,33	5,6	4,9
10	90,0°	40x40	0-1	testa	inf	slv	-10,60	8,01	2,80	7,97	1,88	5,6	4,9
11	90,0°	40x40	0-1	pie	des	slv	14,95	9,44	3,87	9,66	2,67	7,7	4,9
11	90,0°	40x40	0-1	pie	sin	slv	-18,17	10,35	-2,51	10,74	3,14	7,7	4,9
11	90,0°	40x40	0-1	pie	sup	slv	14,50	10,57	2,21	10,21	1,93	5,9	4,9
11	90,0°	40x40	0-1	pie	inf	slv	-13,13	9,86	-5,44	9,60	2,10	5,9	4,9
11	90,0°	40x40	0-1	testa	des	slv	16,29	10,17	1,25	10,53	2,58	7,7	4,9
11	90,0°	40x40	0-1	testa	sin	slv	-9,80	9,17	-3,90	9,33	1,32	7,7	4,9
11	90,0°	40x40	0-1	testa	sup	slv	9,46	9,57	6,36	9,37	1,44	5,9	4,9
11	90,0°	40x40	0-1	testa	inf	slv	-12,12	10,32	0,13	9,99	1,38	5,9	4,9
12	90,0°	40x40	0-1	pie	des	slv	15,64	9,96	1,62	10,27	2,49	8,7	4,9
12	90,0°	40x40	0-1	pie	sin	slv	-19,01	11,30	-2,09	11,85	2,86	8,7	4,9
12	90,0°	40x40	0-1	pie	sup	slv	15,27	10,97	0,39	10,55	1,94	6,7	4,9
12	90,0°	40x40	0-1	pie	inf	slv	-15,74	11,25	-3,76	10,79	2,08	6,7	4,9
12	90,0°	40x40	0-1	testa	des	slv	18,45	11,14	2,16	11,67	2,78	8,7	4,9
12	90,0°	40x40	0-1	testa	sin	slv	-11,77	9,72	-1,23	10,00	1,48	8,7	4,9
12	90,0°	40x40	0-1	testa	sup	slv	14,54	11,03	5,16	10,60	1,98	6,7	4,9
12	90,0°	40x40	0-1	testa	inf	slv	-13,61	10,73	1,52	10,35	1,63	6,7	4,9
13	90,0°	40x40	0-1	pie	des	slv	11,66	9,18	0,38	9,35	1,61	-	-
13	90,0°	40x40	0-1	pie	sin	slv	-12,22	10,53	0,14	10,94	1,35	-	-

13	90,0°	40x40	0-1	piede	sup	slv	15,39	10,07	-0,19	9,78	2,33	6,5	4,9
13	90,0°	40x40	0-1	piede	inf	slv	-14,86	10,31	-0,38	9,99	2,08	6,5	4,9
13	90,0°	40x40	0-1	testa	sup	slv	12,89	10,05	0,86	9,77	1,65	6,5	4,9
13	90,0°	40x40	0-1	testa	inf	slv	-13,89	9,79	0,56	9,55	2,02	6,5	4,9
14	90,0°	40x40	0-1	piede	des	slv	9,36	9,15	-2,52	9,32	1,12	-	-
14	90,0°	40x40	0-1	piede	sup	slv	15,57	10,77	-1,56	10,38	2,11	6,9	4,9
14	90,0°	40x40	0-1	piede	inf	slv	-15,98	9,56	1,24	9,35	2,81	6,9	4,9
14	90,0°	40x40	0-1	testa	sup	slv	15,14	9,25	-0,80	9,10	2,69	6,9	4,9
14	90,0°	40x40	0-1	testa	inf	slv	-14,33	10,52	1,53	10,17	1,88	6,9	4,9
15	90,0°	40x40	0-1	piede	des	slv	9,34	8,60	-4,35	8,68	1,43	-	-
15	90,0°	40x40	0-1	piede	sin	slv	-9,59	9,98	3,92	10,30	1,07	-	-
15	90,0°	40x40	0-1	piede	sup	slv	14,09	8,90	-2,86	8,79	2,61	6,0	4,9
15	90,0°	40x40	0-1	piede	inf	slv	-14,51	10,11	2,62	9,81	2,13	6,0	4,9
15	90,0°	40x40	0-1	testa	sin	slv	-8,14	8,34	3,86	8,39	1,16	-	-
15	90,0°	40x40	0-1	testa	sup	slv	12,34	9,85	-2,18	9,59	1,62	6,0	4,9
15	90,0°	40x40	0-1	testa	inf	slv	-11,49	8,60	2,66	8,53	1,88	6,0	4,9
16	90,0°	40x40	0-1	piede	des	slv	18,54	7,90	1,59	7,93	5,55	7,8	4,9
16	90,0°	40x40	0-1	piede	sin	slv	-18,28	10,13	-1,36	10,48	3,27	7,8	4,9
16	90,0°	40x40	0-1	piede	sup	slv	13,64	11,01	2,14	10,59	1,57	5,8	4,9
16	90,0°	40x40	0-1	piede	inf	slv	-13,41	7,28	-1,88	7,26	3,46	5,8	4,9
16	90,0°	40x40	0-1	testa	des	slv	16,05	9,91	1,42	10,22	2,64	7,8	4,9
16	90,0°	40x40	0-1	testa	sin	slv	-16,39	7,62	-1,71	7,65	4,68	7,8	4,9
16	90,0°	40x40	0-1	testa	sup	slv	12,09	7,01	1,90	7,00	3,05	5,8	4,9
16	90,0°	40x40	0-1	testa	inf	slv	-12,38	10,76	-2,24	10,37	1,37	5,8	4,9

VALUTAZIONE EDIFICIO MEDIANTE ANALISI STATICA NON LINEARE

Nonostante il progetto sia in una fase esplorativa (in assenza cioè di una campagna di prove tale da giustificare un livello di conoscenza Lc2) si sceglie di eseguire comunque l'analisi pushover, adottando i valori dedotti dalle prove eseguite, ulteriormente ridotti in ragione del fattore di confidenza posto sul valore massimo (1.35). In seguito ci sarà l'opportunità di raggiungere la conoscenza Lc2, e ci potrebbe essere una variazione dei valori di resistenza in positivo o in negativo rispetto a quelli adottati in questa fase. Nel caso fossero minori della stima precedente, il presumibile aggravio delle condizioni di verifica potrebbe essere parzialmente o interamente compensato dalla sicura riduzione del fattore di confidenza, che passerebbe da 1.35 a 1.20, assorbendo in questo modo possibili variazioni in difetto dei valori di resistenza.

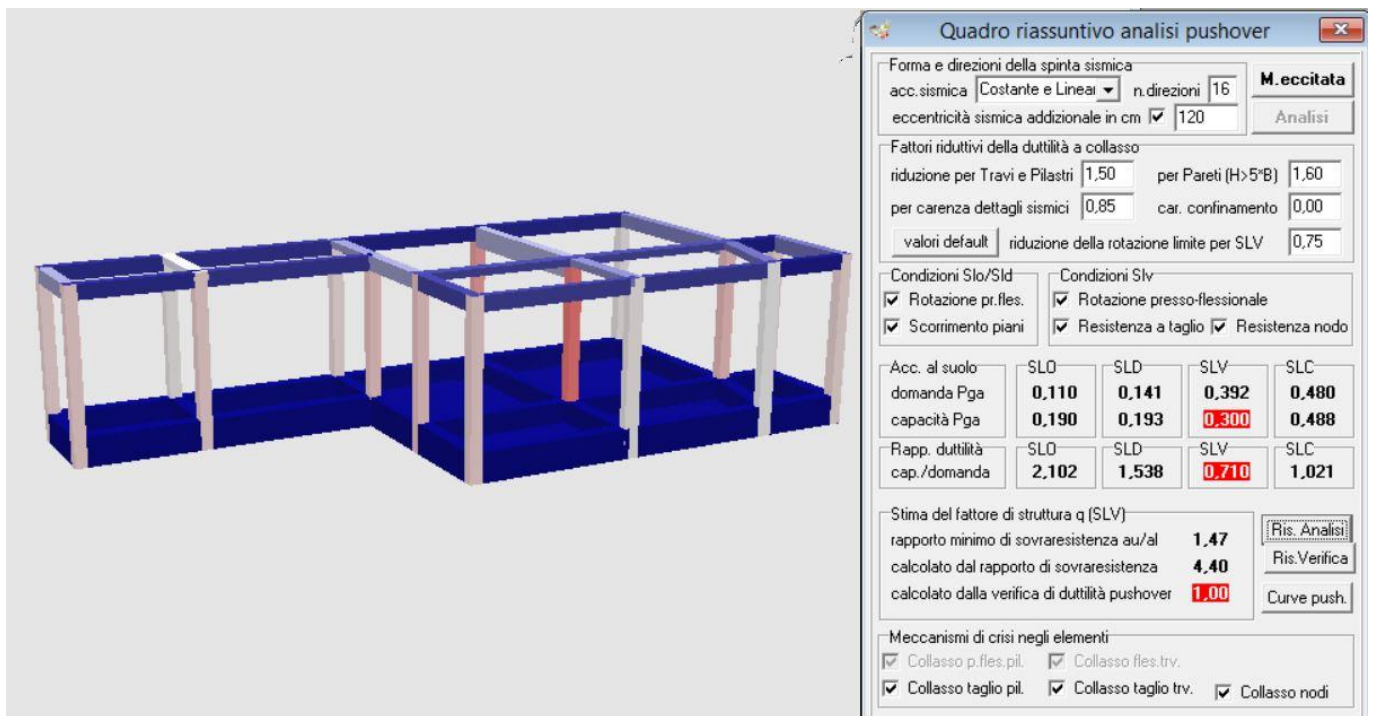


Figura 3: Valutazione Struttura mediante analisi pushover

Impostazioni generali per l'analisi pushover

Distribuzione di forze proporzionali alle forze statiche (Gruppo 1/principale):	accelerazioni sismiche lineari sull'altezza
Distribuzione uniforme di forze (Gruppo 2/secondaria):	accelerazioni sismiche costanti sull'altezza
Numero di direzioni angolari sismiche analizzate:	16
Eccentricità addizionale considerate:	0 120 -120 cm
Riduzione duttilità per elementi principali	1,50
Riduzione duttilità aggiuntiva per pareti	1,60
Riduzione duttilità per carenza dettagli sismici	0,85
Riduzione duttilità per carenza confinamento	0,00
Riduzione duttilità al limite di salvaguardia vita	0,75

Quadro riassuntivo delle verifiche pushover

Valore	SLO	SLD	SLV	SLC
Domanda di Pga [g]	0,165	0,212	0,443	0,480
Capacità di Pga [g]	0,285	0,289	0,339	0,488
Domanda di Pga normalizzata per suolo di classe A [g]	0,110	0,141	0,392	0,480
Capacità di Pga normalizzata per suolo di classe A [g]	0,190	0,193	0,300	0,488
Domanda in termini di periodo di ritorno [anni]	90	151	1424	2475
Capacità in termini di periodo di ritorno [anni]	272	278	722	>2475
Rapporto di Pga: capacita/domanda	1,728	1,369	0,765	1,017
Rapporto di duttilità (spostamenti): capacita/domanda	2,102	1,538	0,710	1,021

Dall'analisi si ottiene un indice di vulnerabilità sismico allo Stato limite di salvaguardia della vita pari a 0,710 calcolato con l'analisi statica non lineare e a un indicatore di rischio sismico pari a 0.00 calcolato con analisi dinamica lineare e fattore di struttura 1,5. Le verifiche pushover e le verifiche lineari sono riportate sui tabulati di Calcolo.

INTERVENTI PROPOSTI

Per quanto attiene agli elementi esistenti (**di Fatto**), ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in **duttili** e **fragili**. La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è di seguito riportata:

- **duttili**: travi, pilastri e pareti/setti inflesse con e senza sforzo normale;
- **fragili**: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti/setti e nodi.

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali "duttili" devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta del fattore di struttura q , sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta per $q = 1.5$, sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Per gli elementi fragili, la resistenza a taglio si valuta come nel caso di situazioni non sismiche.

Per i nodi, la verifica di resistenza viene eseguita secondo quanto indicato nel par. C8.7.2.5 della succitata Circolare verificando sia la resistenza a trazione diagonale [relazione (8.7.2.2)] che quella a compressione diagonale [relazione (8.7.2.3)].

Per quanto concerne gli elementi strutturali di nuova realizzazione (**di Progetto**), la progettazione e verifica di tali elementi segue le stesse regole previste per le strutture di nuova edificazione.

Di seguito si riporta un elenco dei possibili interventi di rinforzo previsti per gli elementi strutturali in cemento armato:

Incamicatura in C.A.

Ai pilastri sono applicate camicie in c.a. per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

- aumento della capacità portante verticale;
- aumento della resistenza a flessione e/o taglio;
- aumento della capacità deformativa;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.

Lo spessore delle camicie deve essere tale da consentire il posizionamento di armature longitudinali e trasversali con un copriferro adeguato.

Nel caso che la camicia non avvolga completamente l'elemento, è necessario mettere a nudo le armature nelle facce non incamiciate, e collegare a queste ultime le armature delle facce incamiciate.

Se le camicie servono ad aumentare la resistenza flessionale, le barre longitudinali devono attraversare il solaio in apposite forature continue e essere ancorate con adeguata staffatura alle estremità del pilastro inferiore e superiore.

Se le camicie servono solo per aumentare la resistenza a taglio e la deformabilità, o anche a migliorare l'efficienza delle giunzioni, esse devono fermarsi a circa 10 mm dal solaio.

Ai fini della valutazione della resistenza e della deformabilità di elementi incamiciati sono accettabili le seguenti ipotesi semplificative:

- L'elemento incamiciato si comporta monoliticamente, con piena aderenza tra il calcestruzzo vecchio e il nuovo;
- si trascura il fatto che il carico assiale è applicato alla sola porzione preesistente dell'elemento, e si considera che esso agisca sull'intera sezione incamiciata;
- le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione se le differenze fra i due materiali non sono eccessive.

I valori della capacità da adottare nelle verifiche sono quelli calcolati con riferimento alla sezione incamiciata nelle ipotesi semplificative su indicate ridotte secondo le espressioni seguenti:

$$\text{resistenza a taglio:} \quad V_R^* = 0,9 \cdot V_R \quad (\text{C8A.7.1})$$

$$\text{resistenza a flessione:} \quad M_y^* = 0,9 \cdot M_y \quad (\text{C8A.7.2})$$

$$\text{deformabilità allo snervamento:} \quad \theta_y^* = 0,9 \cdot \theta_y \quad (\text{C8A.7.3})$$

$$\text{deformabilità ultima:} \quad \theta_u^* = \theta_u \quad (\text{C8A.7.4})$$

I valori da impiegare per le resistenze dei materiali saranno:

- a) per l'acciaio esistente, la resistenza ottenuta come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e, solo nel calcolo di V_R^* , divisa anche per il coefficiente parziale; per i materiali aggiunti, calcestruzzo ed acciaio, la resistenza di calcolo.

Rinforzo trave in c.a. con aumento ALTEZZA

Eseguire il rinforzo strutturale facendo un riporto con calcestruzzo che verrà vincolato monoliticamente al vecchio calcestruzzo utilizzando la tecnologia dei ponti adesivi epossidici. Sarà importante eseguire un calcestruzzo di ottime caratteristiche fisico-meccaniche con l'utilizzo degli appositi aggiuntivi migliorativi e superfluidificanti che permetteranno una netta riduzione dell'acqua di impasto e il conseguente controllo dei ritiri idraulici.

Oltre al vincolo monolitico tra la vecchia struttura e il nuovo getto di ingrossamento tramite il ponte adesivo epossidico, sarà pure realizzato un vincolo strutturale con l'ancoraggio di connettori metallici collaboranti collegati tra il vecchio calcestruzzo e la nuova armatura (oltre alla saldatura tra le vecchie e nuove staffe).

Le fasi dell'intervento seguiranno le seguenti operazioni:

- **Preparazione del sottofondo**
sarà effettuata con l'asportazione superficiale del calcestruzzo della vecchia trave in modo da avere una superficie viva e ad aderenza migliorata. Con l'occasione saranno portate in vista le staffe che serviranno da supporto alle nuove staffe che verranno saldate.
- **Posizionamento e incollaggio dei connettori metallici**
nelle posizioni stabilite, si procederà alla realizzazione dei fori nei quali verranno posizionati i connettori metallici, sui quali verranno fissate le armatura del nuovo getto, che saranno vincolati tramite resina.
- **Incollaggio monolitico del nuovo getto**
si realizzerà previa la stesura dell'apposito adesivo epossidico dato a pennello su tutta la vecchia superficie prima dell'esecuzione del nuovo getto di calcestruzzo.
- **Composizione del nuovo calcestruzzo**
sarà realizzata con un impasto tradizionale e l'aggiunta dell'apposito aggiuntivo a base di microsilicati, che permetterà una consistente riduzione dell'acqua di impasto e di avere un calcestruzzo ad alte prestazioni meccaniche a ritiro controllato.

Seguendo queste indicazioni sia la vecchia trave in c.a. che il nuovo riporto, vincolato monoliticamente tramite le resine epossidiche, avranno le stesse caratteristiche permetteranno alla nuova struttura maggiorata di lavorare equilibratamente in tutta la nuova sezione.

Aiello Calabro (Cs), - Marzo 20107

Il Progettista



Ing. Emmanuel Sicoli