



Valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a. di tipo ecclesiastico

Giuseppe Brandonisio, Anton Giulio Conte

Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e L'Architettura, Università degli Studi di Napoli Federico II, Napoli, Italy

Keywords: Chiese in c.a.; beni culturali; vulnerabilità sismica; modelli meccanici semplificati;

ABSTRACT

Nel presente lavoro viene studiata la problematica della vulnerabilità sismica delle chiese in cemento armato a pianta basilicale, che rappresentano la quasi totalità del patrimonio edilizio religioso costruito in Italia dal dopoguerra ad oggi.

Tale tipologia edilizia è caratterizzata dalla presenza di uno schema statico comune, denominato “portale cattedrale”, che si ripete in direzione trasversale, e da due o quattro telai multicampata disposti in direzione longitudinale.

La presenza del tetto a due falde, che poggia sui traversi inclinati del portale cattedrale ovvero su capriate in c.a., rende meno adottabile per tale tipologia l'ipotesi di diaframmi rigidi che generalmente si adotta per le costruzioni intelaiate ordinarie in conglomerato cementizio armato.

Pertanto, per la valutazione della capacità sismica degli edifici ecclesiastici in c.a., diviene meno significativo lo studio comportamento globale della struttura, soprattutto quando si considera l'azione sismica agente in direzione trasversale, che poi rappresenta la direzione di maggiore vulnerabilità di tali costruzioni.

Sulla scorta delle precedenti osservazioni, in questa nota viene proposto un modello meccanico semplificato per la valutazione sismica della vulnerabilità chiese in c.a. a pianta basilicale, mediante analisi statiche lineari e non lineari.

Il modello proposto è stato calibrato con riferimento al caso studio di un edificio esistente, nello specifico il Duomo di Reggio Calabria, e successivamente applicato ad un campione significativo di chiese in c.a. presenti nella città di Napoli.

1 INTRODUZIONE

Il nostro patrimonio culturale, per la sua vastità, rende spesso marginale il problema che si è voluto affrontare con questo lavoro: gli edifici storici (nello specifico le chiese) in conglomerato cementizio armato, ossia gli edifici costruiti con l'avvento della tecnologia del cemento armato senza un preciso e puntuale quadro normativo di riferimento. Le peculiarità costruttive di questi edifici in “cemento armato” esulano, infatti, dalla standardizzazione che è oggi imposta da un riferimento normativo, ma spaziano tra le menti dei diversi ingegneri che, sulla base di modelli più o meno rigorosi, hanno definito brevetti applicati in molti casi in tutta Europa. All'inizio di questo terzo millennio si sono evidenziate ed intersecate progressivamente due rilevanti problematiche connesse al costruito: da un lato il recupero del patrimonio esistente, dall'altro la

necessità di preservare tale patrimonio oltre che dal degrado anche dalle calamità naturali, in primo luogo dai terremoti, che proprio negli ultimi anni hanno colpito diffusamente e con cadenza pressoché costante il nostro Paese (Irpina e Basilicata, Marche, Umbria, L'Aquila, Emilia Romagna, Norcia). È sembrato importante analizzare una particolare tipologia costruttiva, quella delle costruzioni in conglomerato cementizio armato, che oggi risulta ampiamente consolidata in un arco temporale sufficientemente ampio avendo attraversato tutto il '900. Nelle prime realizzazioni, tuttavia, per effetto della primitiva sperimentazione eseguita su questo nuovo materiale, potrebbero essere riscontrate incertezze tecnologiche e carenze di ordine costruttivo nel passaggio che ha progressivamente modificato la tipologia strutturale dell'edificio, ossia nel passaggio dal comportamento scatolare

tipico delle costruzioni in muratura a quello di tipo intelaiato proprio delle costruzioni in cemento armato, che hanno introdotto all'interno dell'organismo edilizio uno scheletro portante.

2 LE CHIESE IN CEMENTO ARMATO

2.1 Premessa

Tra la fine dell'Ottocento e la prima metà del Novecento l'architettura di chiese propone nuovi temi legati essenzialmente alle innovazioni della tecnica edilizia, all'impiego di moderni mezzi costruttivi (strutture di ampio respiro in cemento armato, acciaio e vetro, ecc.) e all'approfondimento di soluzioni tecniche e impiantistiche (visibilità, illuminazione, acustica, ecc.). Anche nell'abbondante produzione di edifici chiesastici, in Italia non si evidenzia un indirizzo stilistico deciso, essendo ancora gli architetti incerti tra forme nostalgiche inutilmente perseguite con nuove semplificazioni e i più vivaci apporti dell'architettura contemporanea. Il primo ventennio del Novecento vede la nascita della nuova poetica architettonica fondata sull'uso esplicito delle strutture in cemento armato mantenuto a vista. Si può affermare che tutte le più significative realizzazioni architettoniche del Novecento sono state segnate dalla centralità espressiva e tecnica di questo nuovo materiale. Esso permette di creare manufatti di qualunque forma e dimensione, consentendo di superare i limiti imposti dalla natura.

2.2 Proposta di classificazione

Il primo passo effettuato nel presente lavoro è stato quello di individuare un possibile schema strutturale ricorrente riguardante le chiese in cemento armato. A tale scopo sono stati per prima cosa individuati i luoghi di culto della città di Napoli (Caporali et al. 2001), considerando sia gli edifici di culto presenti nel centro storico che quelli esterni a questo. Sono state individuate 534 chiese, di cui 54 in cemento armato. Bisogna precisare che la generica dicitura "chiese" raccoglie chiese maggiori, chiese minori e basiliche dentro e fuori il centro storico (Regina 2004). Le chiese in cemento armato individuate (Figura 1) sono state classificate in base alla tipologia di pianta (Figura 2) e alla posizione del campanile (Figura 3).

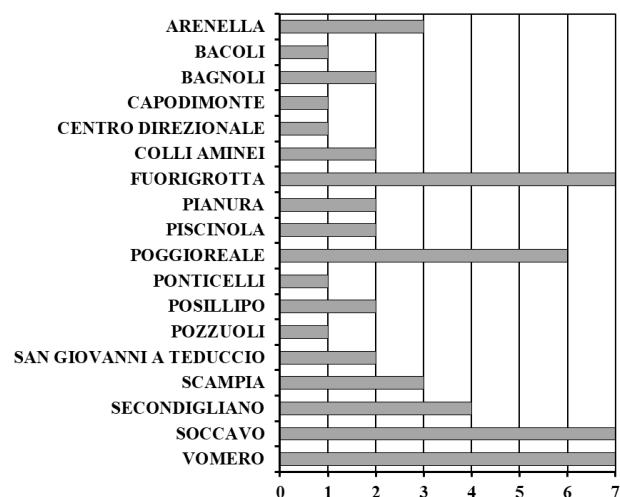


Figura 1. Chiese napoletane in c.a. raggruppate per zona

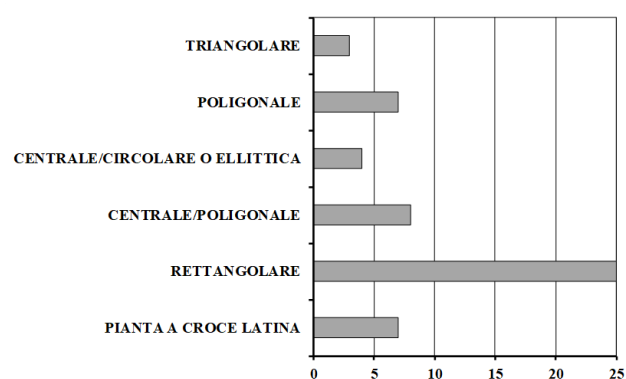


Figura 2. Classificazione chiese napoletane in c.a. in base alla tipologia di pianta

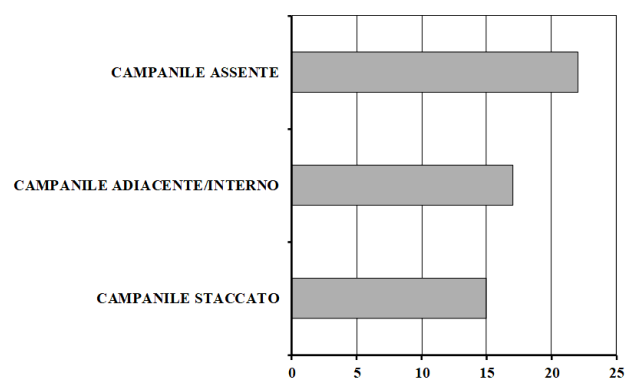


Figura 3. Classificazione chiese napoletane in c.a. in base alla posizione del campanile

Da una prima analisi emerge subito un tipo di telaio ricorrente in 20 delle 54 chiese studiate. Questo semplice portale a falde incastrato alla base è noto in letteratura come "portale cattedrale", uno schema molto semplice, ma di grande interesse nel presente lavoro. Si può dunque affermare che la tipologia di chiesa in cemento armato ricorrente è quella a pianta rettangolare, con campanile distaccato e schema strutturale di calcolo del tipo portale cattedrale. Nel prosieguo del presente lavoro si trascura l'interazione campanile-struttura, essendo lo

studio della dinamica del campanile argomento demandato ad eventuali approfondimenti futuri.

2.3 Il portale cattedrale

Il telaio piano rappresenta una particolare struttura costituita da un insieme di aste giacenti in un piano e caricate nello stesso. Le aste sono comunemente assemblate in maglie poligonali i cui vertici (nodi) rappresentano i punti di intersezione degli assi delle aste che vi convergono. Il collegamento dei telai con il suolo avviene tramite vincoli tali da rendere il sistema esternamente isostatico o iperstatico. In genere i nodi vengono considerati incastrati, tali cioè da non consentire alcuna rotazione relativa fra le estremità delle aste che vi convergono. La generica condizione di carico su un telaio è costituita dall'insieme di più azioni agenti sulle aste e sui nodi. Per effetto di tale condizione di carico si determina nel telaio un sistema di spostamenti (traslazioni e rotazioni), fra i quali particolarmente importanti sono quelli dei nodi. Attraverso la loro conoscenza, infatti, nell'ipotesi di comportamento lineare della struttura (materiale costituente elastico lineare e regime di piccoli spostamenti) e dunque possibilità di utilizzo del principio di sovrapposizione degli effetti, è possibile calcolare sia le sollecitazioni che le deformazioni di tutte le aste componenti il telaio stesso (Beninato et al. 2014). Nella Figura 4 è rappresentato un telaio semplice a padiglione vincolato a terra in A e in E mediante un incastro, avente le falde inclinate di un angolo α :

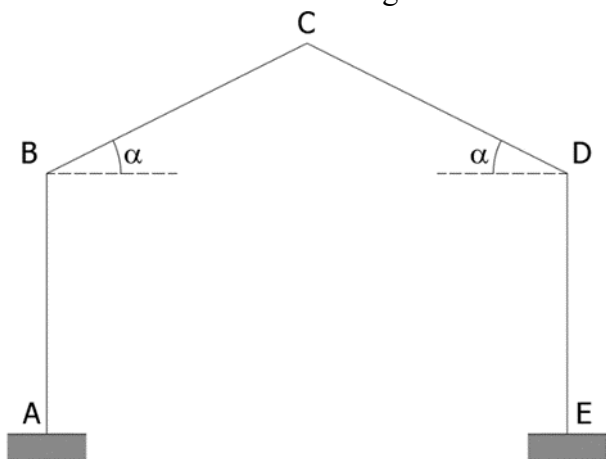


Figura 4. Schematizzazione portale cattedrale

Dal momento che l'estremità di ogni asta ha 3 gradi di libertà nel piano, il numero di variabili di questo schema è dato dal prodotto del numero dei nodi per i gradi di libertà, quindi in totale si hanno 15 variabili. Considerando le condizioni di

vincolo esterne (incastrati nei nodi A ed E) le variabili si riducono a 9. L'inesistibilità assiale delle aste fornisce poi 4 condizioni distinte. Due di queste si tramutano subito in condizioni di vincolo annullando altri due gradi di libertà per le aste incastrate ($v_A = v_B$; $v_E = v_D$). Le altre due condizioni, invece, legano tra loro gli spostamenti. Le 7 variabili rimanenti, infatti, si dividono in 3 incognite rotazionali (φ_B ; φ_C ; φ_D) e 4 incognite traslazionali (u_B ; u_C ; v_C ; u_D). Le incognite traslazionali sono in realtà legate tra loro da relazioni interne, pertanto 2 sono dipendenti e 2 indipendenti. Prendendo in considerazione soltanto gli spostamenti indipendenti (generalizzati) si ottengono 5 incognite: 2 traslazionali e 3 rotazionali, che si traducono dunque in 5 vincoli ausiliari. La scelta degli spostamenti ausiliari non è univoca, ma affinché gli spostamenti possano essere considerati indipendenti, la struttura deve essere a nodi fissi (Figura 5).

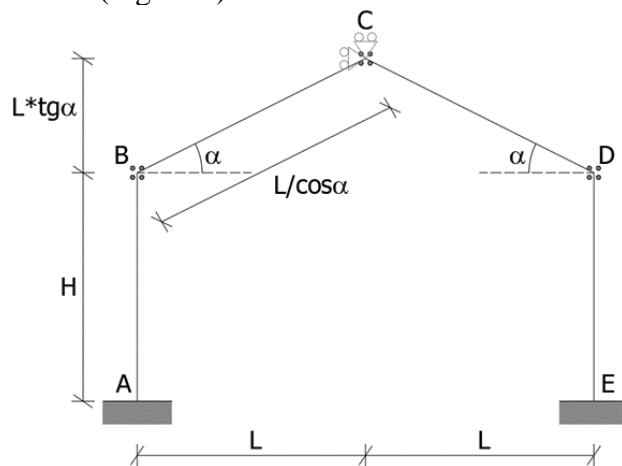


Figura 5. Portale a nodi fissi

Una volta calcolata la matrice delle rigidezze, essendo noto il vettore \underline{F} è possibile calcolare agevolmente il vettore degli spostamenti $\underline{\delta}$:

$$\underline{\delta}_{5 \times 1} = K^{-1}_{5 \times 5} * \underline{F}_{5 \times 1}$$

Definito il vettore degli spostamenti si calcolano infine le effettive sollecitazioni nei nodi del telaio. Per una immediata verifica dei risultati così ottenuti, è possibile consultare il *Prontuario del cemento armato* (Santarella 1929) che fornisce i risultati in forma chiusa per il calcolo delle sollecitazioni di varie tipologie di telai.

3 ANALISI SISMICA DI EDIFICI ECCLESIASTICI IN C.A.

3.1 Premessa

Il D.M. 17 gennaio 2018 consente di applicare varie tipologie di analisi al fine di valutare la capacità sismica degli edifici in cemento armato:

- Analisi statica lineare;
- Analisi dinamica lineare;
- Analisi statica non lineare;
- Analisi dinamica non lineare.

Per i manufatti architettonici di interesse storico e culturale è ben noto che non sempre si possono applicare le prescrizioni di modellazione e verifica indicate per gli edifici ordinari. È tuttavia necessario procedere ad una valutazione del comportamento sismico complessivo del manufatto, con i modelli ritenuti più opportuni. Tale valutazione può farsi considerando la chiesa nella sua interezza (modello globale) o limitando l'esame alle parti che lo costituiscono (modello locale). Nello studio del comportamento sismico delle chiese in muratura, il ricorso a modelli locali appare non solo la via più semplice, ma anche la più corretta. Da qui nasce la necessità di operare per macroelementi, ovvero di dividere la chiesa in porzioni caratterizzate da una risposta sismica sostanzialmente autonoma, ed analizzare ciascuno di essi mediante modelli locali. Per le chiese in cemento armato, invece, è talvolta possibile considerare oltre al modello locale, anche quello globale. Problema fondamentale che distingue le chiese dagli altri edifici, inoltre, è la totale assenza dell'impalcato rigido, da cui discende la difficoltosa scelta del punto di controllo da utilizzare. In generale, per sistemi dissipativi i metodi di analisi lineare sono molto restrittivi, in quanto sottostimano le capacità di resistenza e deformative dei materiali. Metodi di analisi più adatti sono invece quelli non lineari. Sulla scorta di indagini sperimentali e rilevamenti su strutture reali è stato spesso evidenziato il tacito ruolo svolto dalla plasticità nell'approccio basato sul comportamento elastico lineare (Massonet et al. 1978). Come è noto il materiale elastico è caratterizzato dall'esistenza di uno stato naturale a partire dal quale, sotto l'azione di azioni esterne, esso può deformarsi e al quale ritorna una volta cessate le azioni indipendentemente dalle modalità della deformazione subita. Il materiale elastico presenta quindi deformazioni reversibili accumulando sotto forma di energia potenziale

elastica il lavoro su di esso compiuto dalle azioni esterne, energia che restituisce completamente in fase di scarico. È però assodato che in una struttura i carichi di esercizio inducono in diversi punti sovratensioni locali (dovute a carichi concentrati, tensioni residue nei profilati metallici, eccentricità nel montaggio, pressioni locali, cedimenti vincolari in strutture iperstatiche, effetti termici e ritiro, imperfezioni di lavorazione e montaggio) che superano quelle ammissibili. Benché molte delle cause su elencate non vengono incluse nell'analisi strutturale, non risulta in generale derivarne alcun incidente.

3.2 Comportamento plastico e teoria della plasticità

La teoria della plasticità nasce nella prima metà del '900 grazie agli studi teorici e sperimentali intrapresi da numerosi ricercatori (Heyman et al. 1969). Per capire agevolmente gli aspetti fondamentali di tale teoria si pensi ad una semplice prova di carico di tipo monoassiale. Considerando una barretta di acciaio da carpenteria ed effettuando su quest'ultima una prova di trazione è possibile evidenziare alcuni aspetti salienti:

- Le deformazioni conseguono istantaneamente all'applicazione del carico;
- Il legame σ - ε si presenta lineare e reversibile fino al raggiungimento di un certo valore di deformazione ε_y al quale corrisponde la tensione di snervamento σ_y ;
- Per valori della deformazione maggiori di ε_y il materiale ha un comportamento profondamente diverso: ad un generico incremento di carico è associato un incremento di sforzo molto basso, mentre le deformazioni, molto elevate, sono in larga misura permanenti, in quanto allo scarico solo una piccola parte di esse viene recuperata.

È evidente che in generale il comportamento elastico è caratterizzato da un legame σ - ε non necessariamente lineare ma reversibile, in cui le deformazioni vengono completamente recuperate allo scarico. Lo sforzo dipende solo dal valore finale della deformazione. Diversi sono i materiali che si comportano elasticamente, almeno in una prima fase del processo di carico, e molti di essi presentano un comportamento che può con ottima approssimazione essere considerato lineare. Il comportamento plastico, invece, è caratterizzato dalla presenza di

deformazioni permanenti che si manifestano quando si è esaurita la fase elastica. Allo scarico da una fase plastica, il materiale torna a comportarsi elasticamente in un certo intervallo. Alla luce di tali considerazioni, si può dire che un solido deformabile, soggetto a forze e reazioni vincolari distribuite sulla sua superficie presenta un comportamento elastico finché in ogni suo punto la tensione è minore di quella di snervamento. Incrementando le forze il corpo giunge ad avere alcune parti plasticizzate, ma può essere ancora in grado di fronteggiare un ulteriore aumento dei carichi, in virtù della presenza di una sua porzione a comportamento ancora elastico che soccorre la parte plasticizzata. Esiste però un limite per il quale la parte elastica non ha più la possibilità di esplicare tale funzione benefica, quindi il corpo giunge a “diffondere” la sua deformazione raggiungendo lo stato di collasso.

3.3 Analisi limite

L’analisi limite, o calcolo a rottura, è quella parte della teoria della plasticità che consente di valutare direttamente il carico di collasso (o carico limite) della struttura, cioè il valore del carico esterno che conduce alla perdita di capacità portante (Massonet et al. 1978). Si basa su tre ipotesi fondamentali:

- Materiale Elastico Perfettamente Plastico;
- Spostamenti piccoli fino al collasso;
- Carichi monotonamente crescenti.

Il risultato di tale analisi è immediatamente interpretabile ed è sostanzialmente indipendente dai parametri numerici da cui dipende la procedura di calcolo. I metodi generali di ricerca del carico limite sono basati su due teoremi fondamentali: il teorema statico e il teorema cinematico. Il primo dà un valore del carico di collasso approssimato per difetto, mentre il secondo dà un valore approssimato per eccesso. In base a questi due teoremi si può affermare che il moltiplicatore di collasso rappresenta l’elemento di separazione tra due classi contigue di moltiplicatori: quelli staticamente ammissibili e quelli cinematicamente ammissibili per cui esso è unico (teorema dell’unicità del moltiplicatore di collasso). Si può dunque dire che l’analisi limite deriva in generale dalla semplice considerazione che il collasso sopraggiunge quando il numero delle cerniere plastiche, apparse durante il progressivo aumento dei carichi, è tale da rendere la struttura labile, riducendola ad un meccanismo cinematico (di collasso). Una volta individuata la

configurazione di rottura con il relativo corredo di cerniere plastiche, lo studio della struttura si riduce all’impiego esclusivo di condizioni di equilibrio. Tale modo di procedere, semplice ed immediato, richiede tuttavia il prezzo di alcune contropartite, tra cui l’ipotesi, tacitamente introdotta, che nella sezione in cui si è formata la prima cerniera le dilatazioni non raggiungono il valore di rottura prima che, continuando ad aumentare i carichi, si formano le cerniere successive e la struttura diventi un meccanismo (si accetta qualunque rotazione in corrispondenza delle cerniere plastiche). A tale proposito si consideri il portale rappresentato nella Figura 6, caricato con una forza verticale e una forza orizzontale uguali. Tutte le aste sono prismatiche ed hanno la stessa sezione, di conseguenza hanno il medesimo momento plastico M_p . Supponendo che i due carichi crescano proporzionalmente, si vuole trovare il moltiplicatore limite λ_L . Si osserva innanzitutto che il sistema è tre volte iperstatico. Ne consegue che il collasso completo richiede la formazione di 4 cerniere plastiche. Nelle sezioni indicate lo sforzo di taglio è costante, mentre il momento flettente varia linearmente poiché le aste non sono caricate.

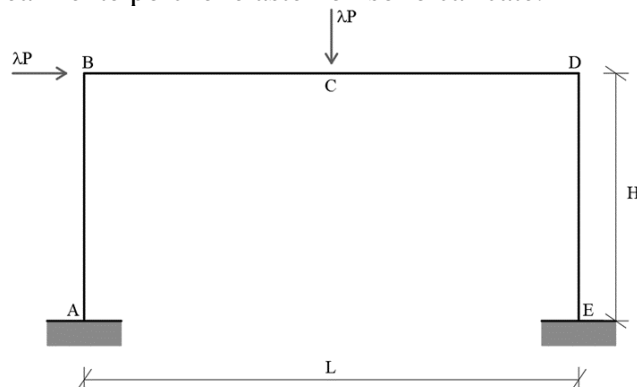


Figura 6. Portale semplice incastrato al piede

Le cerniere plastiche possono dunque formarsi solamente in A, B, C, D, E. Nello specifico, un primo meccanismo possibile è rappresentato in Figura 7 e prende il nome di “meccanismo di trave”. Tale meccanismo contiene solo tre cerniere plastiche ed è dunque un meccanismo parziale, in quanto lascia indeformate le colonne del portale. Il meccanismo che presenta invece le cerniere in A, B, D, E (Figura 8) prende il nome di “meccanismo di piano”. Infine il meccanismo che presenta le cerniere in A, C, D, E è rappresentato in Figura 9 ed è noto come “meccanismo misto”.

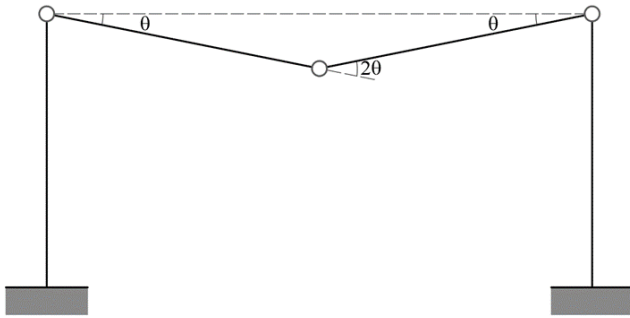


Figura 7. Meccanismo di trave

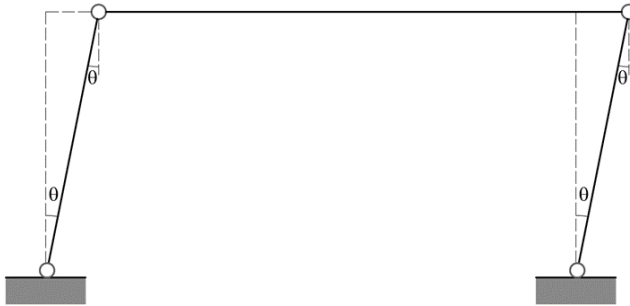


Figura 8. Meccanismo di piano

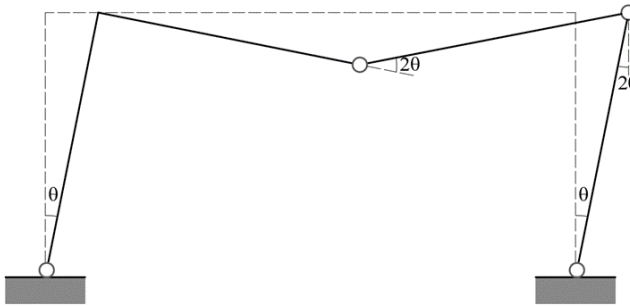


Figura 9. Meccanismo misto

Il teorema cinematico fornisce le seguenti equazioni del lavoro:

– meccanismo di trave

$$\lambda * P * \frac{L}{2} * \theta = 4 * Mp * \theta \text{ da cui } \lambda_{trave} = \frac{8 * Mp}{PL}$$

– meccanismo di piano

$$\lambda * P * H * \theta = 4 * Mp * \theta \text{ da cui } \lambda_{piano} = \frac{4 * Mp}{PH}$$

– meccanismo misto

$$\lambda * [(P * H * \theta) + (P * \frac{L}{2} * \theta)] = Mp * (\theta + 2\theta + 2\theta + \theta) \text{ da cui } \lambda_{misto} = \frac{6 * Mp}{P(H + \frac{L}{2})}$$

Se si riporta su un diagramma cartesiano $\frac{L}{H}$ in ascissa e $\frac{\lambda * P * L}{Mp}$ in ordinata, si ottiene il grafico in Figura 10 (Massonet et al. 1978).

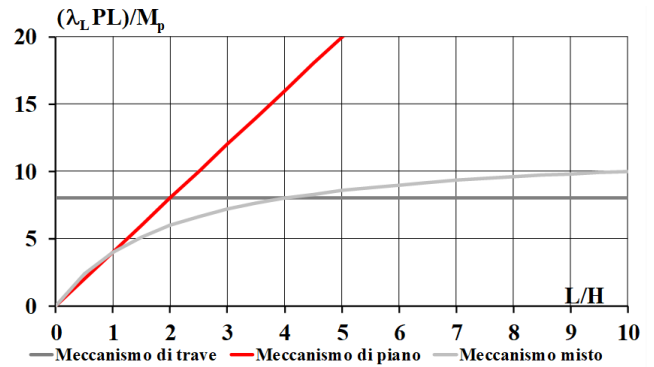


Figura 10. Meccanismi di collasso al variare del rapporto L/H

Per un determinato valore di L/H è sufficiente condurre la verticale e determinare le ordinate dei punti di intersezione con le tre curve rappresentate. Si vede in tal modo che per L/H = 1 il portale collassa indifferentemente secondo il meccanismo di piano e misto. Se L/H = 2 il collasso avviene secondo il meccanismo misto. Se L/H = 4 il portale collassa indifferentemente secondo il meccanismo di trave e il misto. Infine, se L/H > 4 il collasso avviene secondo il meccanismo di trave (collasso parziale). In questo caso, la determinazione dei movimenti delle diverse parti rigide componenti il meccanismo di rottura risulta semplice e immediata. Nel caso di portali a falda, come quelli presenti negli edifici ecclesiastici in oggetto, la cinematica del meccanismo di collasso è più complessa ed è spesso utile servirsi delle tecniche della meccanica razionale per trovare il centro di rotazione delle diverse parti del meccanismo che andranno poi opportunamente combinate. Nel presente lavoro si omette il procedimento rigoroso per il calcolo dei meccanismi di collasso dei portali a falde, in quanto si considera nel seguito in maniera semplificata il solo meccanismo di piano (Figura 11), che risulta identico a quello analizzato per il portale semplice incastrato alla base.



Figura 11. Meccanismo di piano per il portale cattedrale

4 MODELLO DI CALCOLO PROPOSTO

4.1 Premessa

In questo capitolo viene proposto ed applicato un approccio semplificato e più speditivo, che consente di valutare la vulnerabilità sismica delle chiese in c.a. aventi come elemento strutturale ricorrente il portale cattedrale, attraverso l'analisi della geometria del complesso strutturale. Tale approccio può essere utilizzato per una analisi di vulnerabilità della chiesa su larga scala, ovvero per una valutazione di massima della sicurezza sismica della singola chiesa. Dopo avere analizzato il Duomo di Reggio Calabria e avere appurato che l'elemento critico (per determinate tipologie di edifici ecclesiastici) è il telaio trasversale (riconducibile con buona approssimazione al portale cattedrale analizzato nel presente lavoro), è stato implementato un modello di calcolo che consente di stimare in maniera la capacità portante di questo specifico elemento strutturale e, per estensione, dell'intera struttura.

4.2 Descrizione del modello proposto

Per prima cosa viene definita la geometria del telaio inserendo le dimensioni geometriche del portale e delle diverse sezioni (Figura 12).

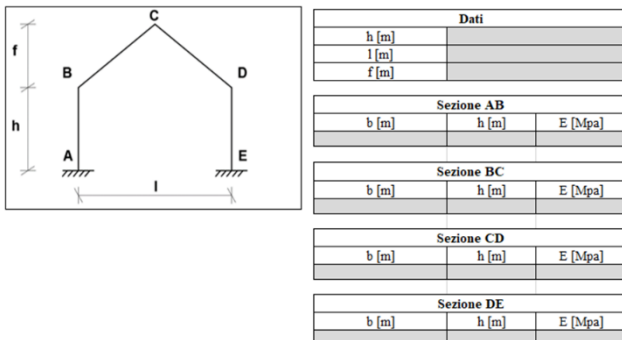


Figura 12. Definizione dimensioni geometriche

Si passa poi alla definizione dei materiali costituenti il portale in esame (calcestruzzo e acciaio). In seguito viene inserito il Fattore di Confidenza da utilizzare in base all'accuratezza dei dati a disposizione. Essendo un'analisi semplificata e non disponendo di informazioni dettagliate, si utilizza $FC=1.35$ corrispondente ad un Livello di Conoscenza pari a 1 (Figura 13).

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		Fattore di Confidenza
C		TIPO		
fcm [MPa]	γ_c	fyk [MPa]		
fct,c1 [MPa]	cc [%]	fik [MPa]		
fctm [MPa]	fctk 95% [MPa]	fyd [MPa]		
fctk 5% [MPa]	fctm [MPa]	Ecs [MPa]		
Ecm [MPa]	fctd [MPa]	es=syd [%]		

Figura 13. Definizione dei materiali e del Fattore di Confidenza

Vengono poi inserite le armature longitudinali (specificando per ogni sezione il numero di barre e il diametro delle stesse) e le staffe (inserendo il diametro e il passo). Si specifica infine il copriferro da utilizzare nei calcoli (Figura 14).

TRATTO AB				TRATTO BC			
b [m]	h [m]	c [m]	d [m]	b [m]	h [m]	c [m]	d [m]
ϕ sup [mm]	As [mm ²]	Numero ϕ sup	A's sup[mm ²]	ϕ sup [mm]	As [mm ²]	Numero ϕ sup	A's sup[mm ²]
ϕ inf [mm]	As [mm ²]	Numero ϕ inf	As inf [mm ²]	ϕ inf [mm]	As [mm ²]	Numero ϕ inf	As inf [mm ²]
Asw $\phi 8$ a 2 bracci [mm ²]		Passo [cm]		Asw $\phi 8$ a 2 bracci [mm ²]		Passo [cm]	
TRATTO CD				TRATTO DE			
b [m]	h [m]	c [m]	d [m]	b [m]	h [m]	c [m]	d [m]
ϕ sup [mm]	As [mm ²]	Numero ϕ sup	A's sup[mm ²]	ϕ sup [mm]	As [mm ²]	Numero ϕ sup	A's sup[mm ²]
ϕ inf [mm]	As [mm ²]	Numero ϕ inf	As inf [mm ²]	ϕ inf [mm]	As [mm ²]	Numero ϕ inf	As inf [mm ²]
Asw $\phi 8$ a 2 bracci [mm ²]		Passo [cm]		Asw $\phi 8$ a 2 bracci [mm ²]		Passo [cm]	

Figura 14. Definizione armature longitudinali e trasversali

Definiti i dati di input, è possibile passare alle analisi lineari. Una volta inserito il carico agente in copertura, vengono tracciati automaticamente i diagrammi di momento flettente, taglio e sforzo normale sia per le singole aste che per la struttura globale (Figura 15).

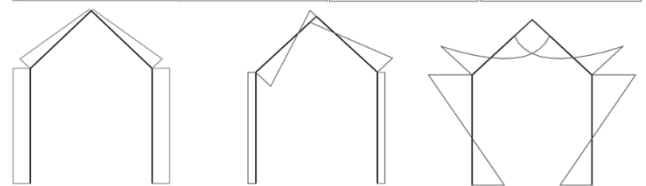
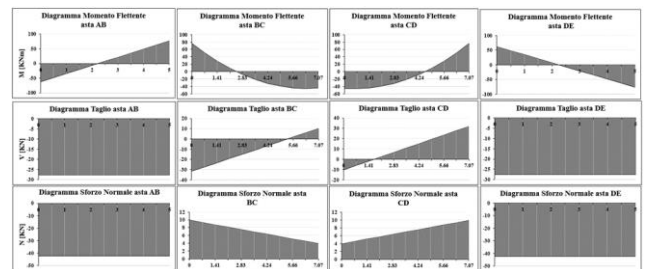


Figura 15. Diagrammi caratteristiche della sollecitazione

Sempre in maniera automatica viene poi tracciato un dominio di resistenza semplificato (Figura 16).

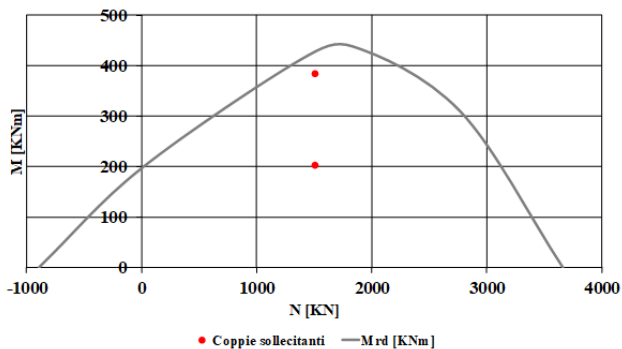


Figura 16. Dominio di resistenza semplificato

Infine, viene eseguita una analisi pushover semplificata sul portale in oggetto facendo riferimento al punto C8.7.2.3 della Circolare applicativa delle nuove NTC approvate con D.M. 17/01/2018. In generale, nella verifica di una struttura intelaiata si può assumere che il collasso di un pilastro si abbia quando viene raggiunto il valore limite $\theta_{u(SLC)}$ della rotazione alla corda, che può essere calcolato con una formulazione analitica fornita dalla normativa. Nelle verifiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita si assume il valore limite di rotazione alla corda $\theta_{u(SLV)}$ pari al 75% della rotazione di collasso:

$$\theta_{u(SLV)} = 0.75 * \theta_{u(SLC)}$$

Allo Stato Limite di prevenzione del Collasso, la capacità in termini di rotazione totale rispetto alla corda può essere valutata alternativamente utilizzando modelli numerici che tengano in debito conto i contributi del calcestruzzo, dell'acciaio e dell'aderenza acciaio calcestruzzo, ovvero mediante formule di comprovata validità (punto C8.7.2.3.2). Moltiplicando tale valore per l'altezza del pilastro è possibile ottenere approssimativamente lo spostamento ultimo δ_u dell'elemento. Per completare la costruzione della bilatera è poi necessario conoscere la capacità θ_y in termini di rotazione totale rispetto alla corda al raggiungimento della tensione di snervamento, che nel caso di travi e pilastri può essere valutata mediante le C8.7.2.7a e C8.7.2.7b. Moltiplicando il valore così ottenuto per l'altezza dell'elemento è possibile ottenere lo spostamento δ_y .

Ipotizzando l'attivazione del meccanismo di collasso di piano soffice come visto in Figura 11, è possibile ricavare con le formule semplificate dell'analisi limite il valore di F_u . Dividendo infine il valore di F_u così ottenuto per il peso del portale, è possibile rappresentare nel piano $F/W - \delta$ una bilatera rappresentativa della capacità dell'elemento. Modellando il portale cattedrale come un sistema ad un grado di libertà si può poi rappresentare nel piano AD la curva di capacità

(Fajfar et al. 2000), confrontarla con l'Acceleration Displacement Response Spectrum della località considerata e calcolare l'indice di rischio sismico (Figura 17).

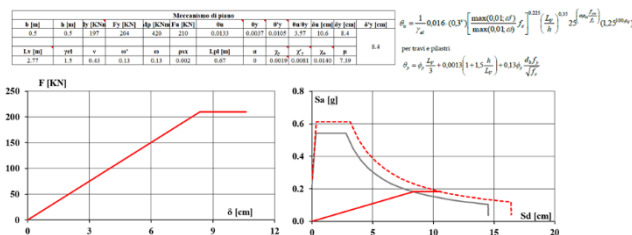


Figura 17. Calcolo semplificato dell'indice di rischio sismico

4.3 Esempio applicativo del modello proposto

Nel presente paragrafo si applica il modello di calcolo proposto alla Chiesa di San Giovanni Battista dei Fiorentini (Figura 18) sita in Piazza degli Artisti (Vomero) e costruita nel 1952.



Figura 18. Chiesa di S. Giovanni Battista dei Fiorentini, Piazza degli Artisti, 1952

Si procede dunque alle analisi semplificate sulla base delle informazioni disponibili, ipotizzando sezioni e armature compatibili con le regole dell'arte e le disposizioni normative vigenti all'epoca della costruzione. Il primo passo da compiere è la definizione dei parametri di pericolosità sismica della città di Napoli. Sulla base di tali parametri si definiscono gli spettri elastici in termini di accelerazioni e spostamenti, quindi lo spettro ADRS (figura 19).

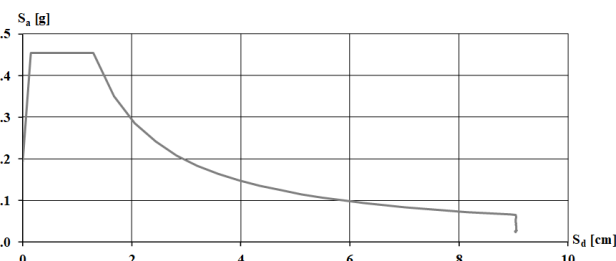


Figura 19. Acceleration Displacement Response Spectrum della città di Napoli

Una volta inserite le dimensioni geometriche, è possibile constatare che all'epoca della

costruzione era in vigore il R.D. 16/11/1939, che prevedeva per i pilastri un'armatura longitudinale minima pari a $0.8\% A_c$ (se $A_c < 2000 \text{ cm}^2$) e $0.5 A_c$ (se $A_c > 8000 \text{ cm}^2$). Il passo delle staffe doveva essere pari almeno a $1/2$ dell'area del pilastro e il copriferro almeno 2 cm. Per quanto riguarda le travi non sono riportate informazioni specifiche riguardanti la dimensione e l'armatura minima. Negli anni '50 gli acciai maggiormente utilizzati erano del tipo Aq 42 (Verderame et al. 2011). Inserendo i dati suddetti, si ricavano i diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione, nonché il dominio di resistenza semplificato da utilizzare per una preliminare e veloce verifica speditiva. Si ricava poi la curva di capacità approssimata del portale cattedrale in oggetto (Figura 20) e la si confronta con l'ADRS (Figura 21) ottenendo una stima approssimata della domanda sismica e di conseguenza del rapporto capacità/domanda (u_{\max} / d_{\max}) (Fajfar et al. 2000), nonché dell'indice di rischio sismico in termini di accelerazioni ζ_E .

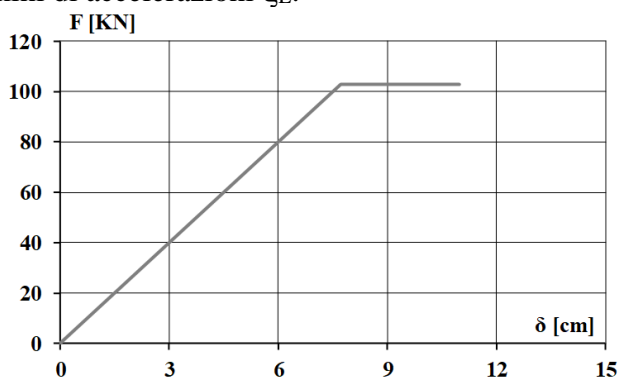


Figura 20. Curva di pushover semplificata della Chiesa di S. Giovanni Battista dei Fiorentini

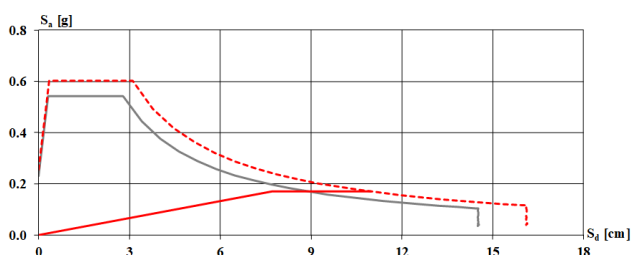


Figura 21. Confronto con l'ADRS

I risultati ottenuti forniscono i seguenti valori:

$$u_{\max} / d_{\max} = 10.97/8.00 = 1.37$$

$$\zeta_E = 0.26/0.23 = 1.13$$

5 CONCLUSIONI

La valutazione del rischio sismico rappresenta oggi un tema di particolare importanza per la valutazione dei possibili scenari di danno che possono manifestarsi a seguito di eventi

calamitosi. Considerate le notevoli difficoltà legate all'analisi strutturale degli edifici ecclesiastici ed i problemi connessi alla modellazione del comportamento non lineare del materiale, il modello proposto in questo lavoro, che si basa sull'utilizzo di pochi parametri di natura geometrica (h, l, f) e meccanica (f_c, f_y) può trovare utile applicazione nella valutazione della capacità portante delle chiese aventi il portale cattedrale come elemento strutturale principale, risultando magari uno strumento di controllo dei risultati delle più rigorose e sicuramente più raffinate analisi non lineari. Si è visto infatti che, attraverso l'inserimento della geometria dei singoli elementi e di informazioni riguardanti i materiali e le armature, è stato possibile ricavare una curva di capacità semplificata del portale e di conseguenza calcolare la PGA di collasso. Per il calcolo della rotazione ultima si è utilizzata la formula suggerita dalla Circolare allegata al D.M. 17 gennaio 2018, i cui termini sono tutti noti o facilmente calcolabili. Naturalmente i valori ottenuti, giustificati dalla elevata deformabilità e di conseguenza dall'elevato periodo di vibrazione del portale, devono essere presi solamente come indicazioni di larga massima. La metodologia semplificata proposta non può sostituire le necessarie e più approfondite analisi da eseguirsi caso per caso, ma può essere uno strumento utile per ottenere valori di riferimento in tempi relativamente brevi.

BIBLIOGRAFIA

- Baker J., Heyman J. (1969): *Plastic Design of Frames 1. Fundamentals*, Cambridge University Press.
- Beninato F., Foti D., Vacca V. (2014): *La Risoluzione dei Telai Piani: Analisi del comportamento statico-deformativo e calcolo delle sollecitazioni*, Dario Flaccovio Editore.
- Caporali D., Moccia F.D. (2001): *Napoli: Guida Tra Luoghi e Monumenti della città storica*, Clean.
- Cautela G., Di Mauro L., Ruotolo R. (1997): *Napoli sacra. Guida alle chiese della città*, coordinamento scientifico di Nicola Spinosa.
- CM 2018: Istruzioni per l'applicazione dello "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- CNR-DT 207/2008: Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.
- Colombini S. (2014): *Vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato e in muratura*, EPC editore.
- CSI (2018): Manuale di riferimento per l'analisi SAP2000, ETABS, SAFE e CSIBridge, CSI Italia Srl.
- D.M. 17 gennaio 2018: Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

- Fajfar P., Eeri M. (2000): "A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design" Earthquake Spectra, Vol. 16.
- LL. GG. 2010: Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008.
- Massonet C., Save M. (1978): Calcolo plastico a rottura delle costruzioni, CLUP.
- Regina V. (2004): *Le chiese di Napoli. Viaggio indimenticabile attraverso la storia artistica, architettonica, letteraria, civile e spirituale della Napoli sacra*, Newton & Compton editore.
- Santarella L. (2010): *Il prontuario del Cemento Armato XXXVIII edizione*, Ulrico Hoepli, Milano.
- Tartaglia A. (2016): *Le chiese di Napoli*, Doppiavoce editore.
- Verderame G.M., Ricci P., Esposito M., Sansiviero F.C. (2011): *Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980*, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II.