

ANALISI DELLA SICUREZZA DI TRAVI IN C.A. SOGGETTE AD AZIONI DA ESPLOSIONE

Maurizio Acito¹, Flavio Stochino², Sergio Tattoni²

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

² Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Infrastrutturale e Geomatica, Università di Cagliari

SOMMARIO

Nel caso di strutture soggette a carichi esplosivi, l'azione stessa presenta grandi incertezze per quanto riguarda la posizione, l'intensità e la possibilità di accadimento. Sommando a queste incertezze quelle relative ai materiali, alla geometria e i sovraccarichi, si rende necessario un'analisi statistica finalizzata ad una più realistica stima della risposta strutturale. Questo lavoro presenta i risultati ottenuti da una indagine parametrica sulla affidabilità di travi inflesse in calcestruzzo armato soggette a carichi di tipo esplosivo.

In particolare, sono state esaminate le risposte probabilistiche del massimo spostamento e del fattore di duttilità di elementi inflessi in c.a. nei confronti di azioni esplosive, valutate mediante analisi dinamica non lineare di un sistema equivalente ad un grado di libertà. I risultati mostrano l'affidabilità di tali elementi strutturali.

SUMMARY

In the case of structures subjected to explosive loading, the load itself is very uncertain, as it is widely accepted that explosive event is difficult to predict in position, intensity and possibility of occurrence. These random effects associated with material, geometry and loading uncertainty, require to consider them into a probabilistic analysis in order to have a more realistic estimation of the structural response.

This paper presents a parametric investigation of the reliability of reinforced concrete (RC) beam flexural members subjected to blast loadings.

In particular, the probabilistic responses of the maximum displacement and displacement ductility factor for a reinforced concrete (RC) flexural member against potential blast loadings are evaluated by non linear dynamic analysis of its equivalent single-degree-of-freedom (SDOF) system. Reliability of such elements is presented and discussed.

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi anni, a seguito dei numerosi eventi terroristici, il problema della sicurezza delle costruzioni nei riguardi della azioni da esplosione (blast) ha assunto un notevole rilievo, mettendo in evidenza la necessità di valutare se le risorse di resistenza di una struttura risultino adeguate a far fronte a tali azioni eccezionali. Questa problematica tocca la sicurezza strutturale con riflessi significativi, sia sulla valutazione della vulnerabilità delle costruzioni nuove ed esistenti, sia sui costi, da considerare nelle opere e interventi, volti al contenimento del rischio connesso alle esplosioni.

La problematica attiene sia alla concezione del sistema strutturale, concepito in modo da scongiurare fenomeni di collasso progressivo,¹ sia alla concezione dei singoli elementi

strutturali, chiamati a resistere ad azioni da esplosione, accettando che l'elemento possa presentare escursioni in campo plastico, con il vantaggio di consentire un efficiente meccanismo di dissipazione di energia.

Ora, il tema della valutazione della sicurezza di strutture in presenza di azione da esplosione, è ampiamente affrontato in letteratura. Tali valutazioni, anche se affrontate in regime non lineare, sono comunque riconducibili ai classici problemi di sicurezza probabilistica, che considerano i diversi aspetti di incertezza e aleatorietà, sia lato resistenza, che lato azione da esplosione.

Il presente lavoro, invece, è in linea con quanto sviluppato dagli Autori in [01], dove, più che affrontare il problema della sicurezza di un dato elemento strutturale, interessato da una plausibile azione da esplosione, si sono analizzate le vulnerabilità di una famiglia di elementi strutturali, al fine di eviden-

¹ A tal fine, usualmente si possono seguire due approcci: uno diretto, organizzando la struttura in modo che possa garantire, in presenza del collasso di uno o più elementi strutturali, dei percorsi alternativi di resistenza; uno indiretto, organizzando la struttura con una adeguata

robustezza (ottenuta con l'introduzione di continuità strutturali e di dettagli costruttivi che aumentino le capacità dissipative).

ziare il ruolo che giocano le diverse grandezze che governano il comportamento.

In particolare, nello studio [01] si è inteso analizzare la vulnerabilità di travi in c.a., semplicemente appoggiate, caratterizzate da geometria e materiali, usualmente impiegati nella realizzazioni di strutture in c.a. progettate per carichi ordinari. Lo scopo è stato quello di voler esprimere uno spettro di risposta di travi in c.a. di diversa luce, caratterizzate da diverse snellezze e proprietà dei materiali, in presenza di tre livelli di azione da esplosione, cosicché da poter esprimere il loro diverso grado di vulnerabilità.

I risultati in [01] evidenziano come il definire una funzione di stato limite, con riferimento ad una frazione della luce (i.e. $v_{lim}=L/50$, o in generale L/n), indipendentemente dalle caratteristiche di lunghezza e snellezza della trave, non sembra corretto. Infatti, si è verificato che il limite v_2 (deformazione ultima dello SDOF), varia con la snellezza e la luce delle travi, risultando il corrispondente valore "n" crescente con la luce e decrescente con la snellezza $L/h \cong L/d$.

Così pure, contrariamente a quanto ci si poteva attendere, la risposta delle travi, in termini di massimo spostamento dinamico, decresce con il crescere della luce e con il decrescere della snellezza.

Infine, in [01] si è evidenziato come, con riferimento ai tre livelli di azione da esplosione considerate, l'affidabilità delle travi, rispetto al superamento del limite $v_{lim}=L/150$, risulta meglio garantita nelle travi con luci maggiori.

Lo scopo del presente lavoro è quello di approfondire gli aspetti che governano il problema e di meglio evidenziare il ruolo giocato dalle caratteristiche dei materiali e delle travi nella definizione delle caratteristiche di risposta e di affidabilità.

2. AZIONE DI ESPLOSIONE

Per quanto riguarda gli aspetti generali e i modelli proposti in letteratura per le azioni da esplosione, in [02], sono riportati i riferimenti di letteratura che possono chiarire in dettaglio, sia le caratteristiche dell'azione da esplosione, in relazione alla loro diversa natura, sia gli aspetti principali dei modelli più frequentemente adottati.

Le simulazioni sviluppate in [01], a partire da tali tre scenari,² sono state ottenute assumendo delle variazioni alla MonteCarlo della sovrappressione di picco P_0 e del tempo di durata degli impulsi τ , fra i valori minimi e massimi, corrispondenti, rispettivamente, allo 0,7 e all'1,3 volte i valori di riferimento di ciascuno scenario.³

Nel presente lavoro, oltre ad esprimere ulteriori letture delle analisi svolte in [01], si vuole entrare nel merito degli aspetti della modellazione utilizzati in [01], proponendo ulteriori analisi che evidenziano gli aspetti di comportamento del-

² Questi tre possibili scenari sono stati ottenuti utilizzando come leggi di variazione delle sovrappressioni e della durata dell'impulso con la distanza ridotta Z , le leggi formulate da Henrych [03], facendo in modo che ai tre scenari corrispondesse circa la stessa quantità d'energia d'impulso (area dell'impulso).

³ Per quanto riguarda la distribuzione del carico di sovrappressione da esplosione, in [01] si è considerata una distribuzione costante sulle superfici investite di pertinenza di ciascuna trave. Tale ipotesi, molto utilizzata nei casi proposti in letteratura, è in realtà accettabile quando l'estensione delle superfici è molto ridotta. Quando, invece, le superfici sono molto estese, le sovrappressioni possono presentare valori molto diversi con la distanza dal centro della carica.

le travi in c.a., in relazione alle loro caratteristiche geometriche-meccaniche, evidenziando il ruolo delle diverse ipotesi e dei diversi modelli assunti per le analisi svolte per le diverse famiglie di travi.

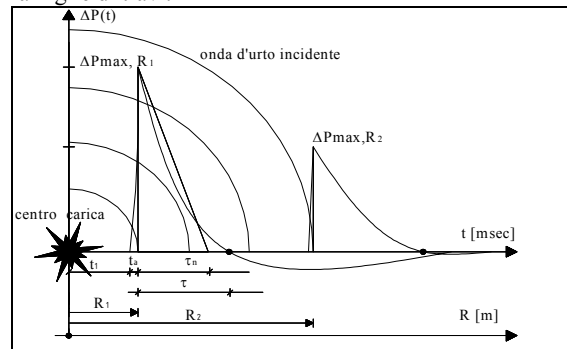


Fig. 1- Andamento delle sovrappressioni da esplosione

3. MODELLO DINAMICO

Nell'analisi di strutture esposte ad esplosioni e/o urti, è esperienza consolidata che il primo picco di spostamento rappresenta la condizione più severa [02] [04] [05]. I cicli successivi evidenziano significativi decrementi di intensità e le oscillazioni si smorzano rapidamente.⁴

Perciò, nelle analisi di strutture esposte ad esplosioni è usuale riferirsi alla risposta in termini di deformazione massima, ossia al primo picco di spostamento consegnato al carico impulsivo, essendo improbabile che la struttura collassi nei picchi successivi.

Allo scopo, un utile modello dinamico è costituito da un semplice oscillatore ad un grado di libertà (SDOF), che si presta ad analisi semplici ed affidabili in tutti quei casi di elementi strutturali inflessi, con simmetria di vincolo e di carico (Fig. 2).

Con tale modello si riduce un sistema molti (infiniti) gradi di libertà (MDOF) ad un sistema ad un grado di libertà (SDOF).

In letteratura, non mancano esempi di formulazioni con ipotesi di comportamento non lineare delle caratteristiche di risposta dello SDOF, per i quali, in ipotesi di carico impulsivo, sono fornite delle soluzioni del problema dinamico. Ad esempio, [04] costituisce uno dei primi lavori in cui si è perseguito un approccio che nei limiti di una modellazione semplificata con SDOF, utilizza ipotesi di non linearità di rispo-

⁴ Per quanto detto in riferimento alle time-history dei possibili scenari da esplosione, risulta che i valori tipici di durata dell'impulso da esplosione, variano nell'intervallo 0,1 - 0,001, che è generalmente molto più breve della durata del periodo di oscillazione fondamentale T_0 , di un singolo elemento strutturale.

Tale circostanza comporta che nella maggior parte dei casi di strutture reali (soggette a esplosioni caratterizzate da durata di impulsi τ , minori di 0,1 T_0), l'impulso applicato alla struttura si concretizza con una condizione di velocità iniziale imposta all'elemento strutturale, alla quale lo stesso elemento strutturale risponde in regime di frequenze naturali. Infatti, se si pensa ad un modello SDOF, a cui si impone un impulso $I = P_0 \cdot \tau/2$, per la conservazione della quantità di moto si ricava facilmente che la velocità iniziale imposta è $v=I/m$, con m la massa. Tale circostanza, evidenzia come la risposta dell'elemento è legata alla massa dello stesso e che le strutture con masse importanti, come quelli in calcestruzzo, risultano meno eccitate dalle onde di pressioni da esplosioni.

sta, per lo studio del comportamento di strutture in calcestruzzo armato soggetto a carico impulsivo.

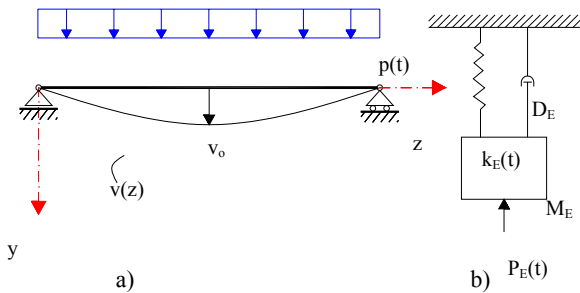


Fig. 2 – Schematizzazione trave con SDOF

La risoluzione dell'equazione differenziale formulata in [06] e utilizzata in [04], è ottenuta con il metodo "semi-analitico", che implementata in un programma di calcolo, predisposto dall'Autore, ha permesso di evidenziare gli effetti di alcuni parametri significativi per la risposta, quali la durata della forzante, la duttilità ultima della sezione (considerando anche la riduzione del braccio della coppia interna per effetto dello schiacciamento e espulsione del calcestruzzo) e lo smorzamento strutturale (Fig. 3 e Fig. 4).

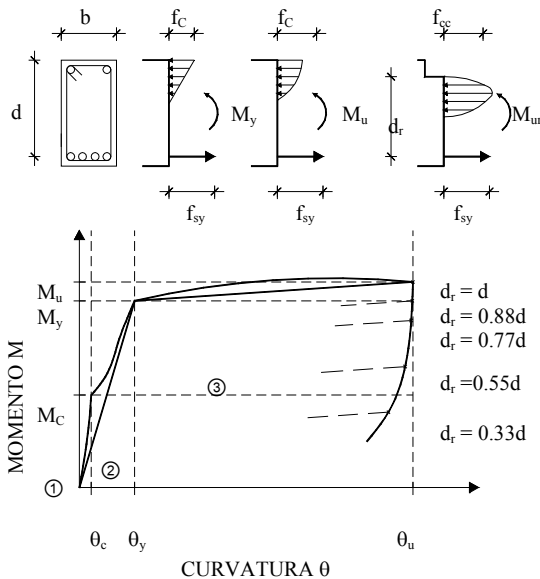


Fig. 3 – Diagramma Momento – Curvatura di una sezione rettangolare anche con altezza ridotta d_r .

Altri Autori, ad esempio [05], hanno impiegato ipotesi di risposta non lineare dello modello SDOF, per il quale si sono utilizzate le soluzioni dell'equazione differenziale, della fase pre - snervamento e per la fase post-snervamento, concatenate in modo analogo a quanto proposto in [04]. In un recente lavoro [07], sono proposti dei confronti statistico fra i risultati di analisi dinamiche non lineari di travi in c.a. soggette ad azioni di esplosione, ottenuti con riferimento a modelli FE ed a modelli SDOF, attraverso degli indici adimensionali che quantificano la differenza fra i risultati ottenuti con i due modelli.

In particolare, per il confronto sono considerate le risposte in termini di spostamento massimo e di rapporto di duttilità.

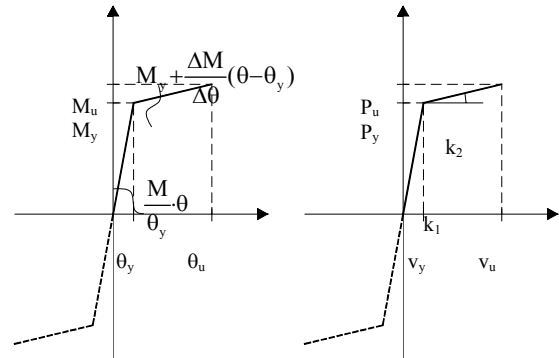


Fig. 4 – Legge carico – freccia del sistema di richiamo a partire dai diagrammi $M-\theta$.

Altri autori, ad esempio [01] [02], [04] e [08], ritengono che nella definizione dei modelli si debba considerare il ruolo che rivestono le staffe nel confinamento del calcestruzzo compresso, e utilizzano dei modelli di legami costitutivi che tengono conto di tale effetto.

Dai diversi approcci seguiti in letteratura, si comprende facilmente, come il problema della modellazione della risposta di travi in c.a., soggetta ad azioni impulsive, possa essere affrontato a diversi livelli di complessità, che però trovano dei limiti operativi, nel tentativo di interpretare i complessi comportamenti dei materiali e delle strutture sotto azioni da esplosione.

Nel presente lavoro, con riferimento a tali aspetti, si intende evidenziare il ruolo che rivestono le diverse ipotesi e i diversi modelli che si possono considerare per i materiali, che si possono ipotizzare per le diverse famiglie di travi in c.a. considerate nelle analisi.

4 INCERTEZZE E VARIABILITÀ DELLA RISPOSTA DINAMICA

4.1 Incertezza e aleatorietà nella valutazione della risposta di un elemento strutturale

In un problema di misura della sicurezza di un elemento strutturale, sotto carico da esplosione, una corretta analisi delle prestazioni non può prescindere dalle incertezze e aleatorietà inerenti:

- 1) le resistenze dei materiali e i modelli costitutivi in condizioni normali di velocità di deformazione applicati (condizioni statiche);
- 2) le variazioni delle resistenze e dei modelli costitutivi in presenza di elevate velocità di deformazione;⁵

⁵ Un'analisi che consideri la variazione della velocità di deformazione con aggiornamento delle proprietà dei materiali, in funzione della variazione della velocità di deformazione, è molto complessa. Generalmente, nelle analisi in regime dinamico, in presenza di azioni da esplosione, si assume che la velocità di deformazione sia costante durante e dopo l'applicazione del carico impulsivo e che sia uniforme in tutta la struttura.

Sulla base di tale ipotesi si ritiene, spesso, adeguata una soluzione tecnica approssimata, ottenuta con riferimento ad un oscillatore semplice (SDOF), che simuli il comportamento della struttura, sotto carico impulsivo da esplosione. Tale procedura è molto usata nelle analisi dinamiche di strutture in c.a. esposte ad esplosioni, anche in riferimento a valutazioni della sicurezza probabilistica (ad esempio, in Yu e Hao (2001) [05]). In ogni caso, nel prosieguo si discuteranno

- 3) la variazione dei meccanismi resistenti e modelli di comportamento strutturale;
- 4) le dimensioni geometriche dell'elemento strutturale.

Con riferimento agli ultimi due punti, nella valutazione della sicurezza probabilistica è usuale assumere come certi (deterministici):

- i meccanismi resistenti;
- il modello di comportamento strutturale;
- le dimensioni geometriche dell'elemento strutturale.

4.2 Incertezza e aleatorietà nella valutazione della risposta di una famiglia di elementi strutturali

Nel caso si voglia studiare il comportamento di famiglie di elementi strutturali, come appunto è il caso delle travi inflesse, al fine di caratterizzarne il comportamento in termini di risposta dinamica, oltre all'incertezza e l'aleatorietà dell'azione, occorre considerare che le travi possono essere diverse per geometria e per consistenza meccanica. In tal caso, la variabilità da considerare non è solo quella intrinseca dei materiali, ma è quella di diversi materiali e di diversa consistenza geometrica degli stessi.

Per tale ragione, in [01], si è ipotizzato di studiare delle travi di luce e snellezze diverse, realizzate con calcestruzzi ordinari di resistenza cilindrica a compressione compresa fra i 25 e i 35 MPa. Analogamente, per l'acciaio d'armatura, a partire da percentuali di armatura plausibili, si sono ipotizzate degli acciai con resistenza media allo snervamento compresa fra i 420 e 480 MPa, rispettivamente corrispondenti a quelle di barre realizzate con acciaio FeB38k, e a barre realizzate con acciaio di caratteristiche, come quelle di un acciaio tipo FeB44k o tipo B450C.

Nel presente lavoro, in riferimento a tali aspetti, si intende meglio evidenziare il ruolo che giocano la resistenza del calcestruzzo, su varie famiglie di travi, nella definizione dei modelli dinamici semplificati (SDOF) e quindi sulla risposta alle azioni da esplosione.

4.3 Prestazioni attese e stato limite di danno

Usualmente, per il controllo dei danneggiamenti degli elementi strutturali soggetti alle azioni da esplosione, si impongono dei limiti alle escursioni di deformazioni plastiche che riguardano gli spostamenti e le rotazioni, dedotti dall'esperienza di casi di strutture reali.

In particolare, con riferimento ad elementi inflessi in c.a., per quantificare le prestazioni in campo plastico, è usuale considerare il rapporto di duttilità, definito come rapporto fra la massima escursione plastica e il valore al limite elastico, in relazione alle grandezze rotazioni e spostamenti. In tal caso, la verifica consiste nel confrontare i rapporti μ_{max} e θ_{max} , dello spostamento e della rotazione massime, con dei valori di riferimento θ_{max}^* e μ_{max}^* , stabiliti con riferimento a delle soglie di danneggiamenti, corrispondenti ad effetti che possono classificarsi, ad esempio, come lievi, medi e gravi.

Nel primo caso, la funzione di stato limite può essere formulata con l'espressione (Fig. 4):

$$g = \mu \cdot v_y - v_{max} \quad (1)$$

$$\text{dove } \mu = v_{max} / v_y \quad (2)$$

i limiti di approssimazione introdotti con una soluzione tecnica basata su tale ipotesi.

è il rapporto di duttilità assunto come accettabile, v_{max} è lo spostamento massimo indotto dalle azioni, v_y è lo spostamento valutato al limite elastico.

Nel secondo caso, la funzione di stato limite può essere formulata con l'espressione:

$$g = \mu \cdot \theta_y - \theta_{max} \quad (3)$$

$$\text{dove } \mu = \theta_{max} / \theta_y \quad (4)$$

è il rapporto di duttilità, assunto come accettabile, θ_{max} è la curvatura massima plastica, indotta dalle azioni, θ_y è la curvatura massima, valutata al limite elastico.⁶

4.4 Stima della sicurezza

Nei limiti della numerosità del numero di simulazioni sviluppate in riferimento ai tre scenari considerati in [01], in questa sede si è sviluppata un'analisi dell'affidabilità delle diverse travi considerate, con riferimento alle equazioni di stato limite (1), assumendo gli usuali valori proposti in letteratura per il valore del rapporto di duttilità (2). Si precisa che le valutazioni dell'affidabilità in termini frequentistici alla Montecarlo qui eseguite, data la limitata numerosità delle simulazioni (circa 500000), devono essere considerate valide solo in termini di affidabilità relativa fra le diverse famiglie di travi considerate nelle analisi.

5 MODELLI DI COMPORTAMENTO DEI MATERIALI IN REGIME DINAMICO

5.1 Legami costruttivi (σ - ϵ) dei materiali in condizioni quasi-statiche

La possibilità degli elementi in c.a. di dissipare energia è legata alla possibilità dei materiali acciaio e calcestruzzo di consentire delle ampie deformazioni in campo plastico, conservando le capacità resistenti di picco. Mentre nel caso dell'acciaio d'armatura, questa possibilità è evidenziata dal classico modello bi-lineare (con o senza incrudimento), nel caso del calcestruzzo, invece, questa possibilità è fortemente limitata dai valori contenuti dalle deformazioni ultime, e dai comportamenti post-picco con forte pendenza, con tendenza ad un comportamento sempre più di tipo fragile, con il crescere della resistenza del materiale. A modificare favorevolmente il comportamento del calcestruzzo in termini dei valori di picco e del comportamento post-picco, possono intervenire sia l'effetto del confinamento delle staffe sul calcestruzzo, sia l'effetto della velocità di deformazione.

5.2 Legami costruttivi (σ_c^e - ϵ_c^e) dei calcestruzzi in condizioni confinate

⁶ In alternativa, spesso viene proposto un modo semplice indiretto, assumendo lo spostamento limite accettabile con riferimento alla luce L della trave. In tal caso, si può far riferimento ad uno spostamento massimo istantaneo e/o allo spostamento residuo della sezione di mezzzeria (ad esempio, come limite istantaneo, si può assumere $v_{max} \leq v_{lim} = L/50$, mentre come limite residuo, si può assumere $v_{res,max} \leq v_{lim} = L/100$).

Tale modo di procedere, alla luce di quanto evidenziato in [01], non sembra corretta, in quanto con il fissare un limite unico per lo spostamento massimo di travi con luci e snellezze diverse, si determinano livelli di affidabilità molto diversi per le famiglie di travi di luci e snellezze diverse.

In merito al confinamento esercitato dalle staffe, sulla capacità resistente e deformativa del calcestruzzo sono presenti proposte consolidate in letteratura ([09] [10] [11]).

In EC2, viene espressa la resistenza in funzione della resistenza non confinata, con un parametro k , che tiene conto del rapporto meccanico ω_{st} delle staffe, e del coefficiente di efficacia α , che esprime l'efficacia delle staffe nel realizzare il confinamento.⁷ [10].

Per quanto riguarda il coefficiente di efficacia del confinamento α , sono diverse le indicazioni che definiscono tale coefficiente. In generale, le formulazioni proposte considerano la quantificazione del reale volume di calcestruzzo confinato con l'efficacia, per effetto della forma delle sezioni, della presenza o meno di spilli di collegamento, della distanza delle staffe. Alcuni Autori [11] suggeriscono di assumere $\alpha=0,75 \div 0,85$.

Per quanto riguarda i legami costitutivi, oltre al noto modello proposto in EC2, si ricorda il modello proposto da Mander, che presenta, al pari dei modelli di EC2 e di Sargin [12]), un'unica espressione data dalla relazione:

$$\sigma_c^c = f_c^c \frac{\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}^c}}{r - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}^c}\right)^r} \quad (5)$$

dove il grado r dell'equazione proposta è determinato in funzione del modulo elastico secante $E_{c,sec}$, secondo le relazioni:

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{c,sec}} \quad \text{con } E_c = 5000 \sqrt{f_c^c} \quad \text{e } E_{c,sec} = \frac{f_c^c}{\varepsilon_{co}^c} \quad (6)$$

Nella figura 5, a titolo esemplificativo, sono riportati gli andamenti dei legami $\sigma_c^c - \varepsilon_c^c$, relativi ai modelli EC2 e di Mander, ottenuti con riferimento alla classe di resistenza del calcestruzzo C28/35, per diversi rapporti meccanici delle staffe.

⁷ In particolare, l'EC2 considera l'effetto del confinamento delle staffe con le seguenti relazioni:

$$\sigma_c^c = f_c^c = k \cdot f_c$$

$$\text{dove, } k = \begin{cases} 1,000 + 2,50 \cdot \alpha \cdot \omega_{st} & \text{per } \alpha \omega_{st} \leq 0,1 \\ 1,125 + 1,25 \cdot \alpha \cdot \omega_{st} & \text{per } \alpha \omega_{st} > 0,1 \end{cases}$$

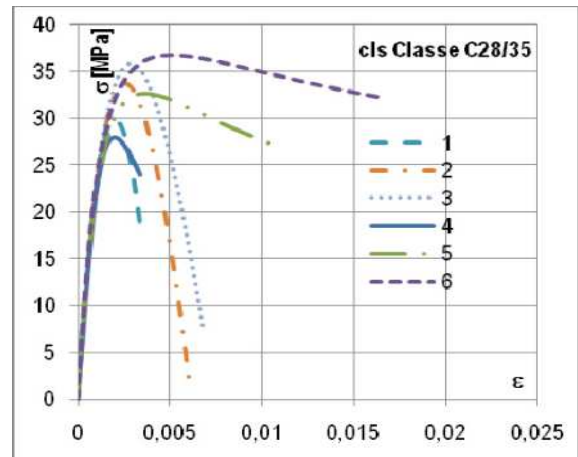
Per quanto riguarda la deformazione di picco ε_{co} , che per i calcestruzzi ordinari non confinati fino alla classe C 50/60, è pari al 2‰, in presenza di confinamento, l'EC2 assume l'espressione:

$$\varepsilon_{co}^c = \varepsilon_{co} \cdot k^2$$

con k espresso dalle relazioni precedenti (5).

Così pure, la deformazione ultima ε_{cu} , che sempre per i calcestruzzi classe C50/60, in assenza di confinamento è pari a 3,5‰, mentre in presenza di confinamento assume l'espressione:

$$\varepsilon_{cu}^c = \varepsilon_{cu} + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{st} .$$



1 - EC2 - $\alpha \cdot \omega_{st} = 0$
 2 - EC2 - $\alpha \cdot \omega_{st} = 0,05$
 3 - EC2 - $\alpha \cdot \omega_{st} = 0,10$
 4 - Mander - $\alpha \cdot \omega_{st} = 0$
 5 - Mander - $\alpha \cdot \omega_{st} = 0,05$
 6 - Mander - $\alpha \cdot \omega_{st} = 0,10$

Fig. 5 – Modelli di Mander e di EC2 del legame $\sigma_c^c - \varepsilon_c^c$ in relazione alle due diverse ipotesi di staffe

5.3 Comportamento dei materiali in regime di elevata velocità di deformazione

5.3.1 Comportamento del calcestruzzo

In ambito tecnico-normativo, si ricorda che per considerare l'incremento del valore di picco della resistenza (f_c^c), viene considerato un fattore di incremento dinamico (IDF) K_d , introdotto dal CEB-FIP (1990) [13].⁸ Successivamente, la proposta del CEB è stata modificata da Malvar (1998) [14]. Nella proposta CEB il fattore K_d cresce con la velocità di deformazione imposta ed assume le seguenti espressioni:

$$K_d(\dot{\varepsilon}) = (\dot{\varepsilon} / \dot{\varepsilon}_s)^{1,026\alpha} \quad \text{per } \dot{\varepsilon} \leq 30s^{-1} \quad (7)$$

$$K_d(\dot{\varepsilon}) = \gamma (\dot{\varepsilon} / \dot{\varepsilon}_s)^{1/3} \quad \text{per } \dot{\varepsilon} > 30s^{-1}, \quad (8)$$

dove: $\dot{\varepsilon}$ = velocità di deformazione; $\dot{\varepsilon}_s = 30 \times 10^{-6} s^{-1}$ (quasi-static strain rate); $\log \gamma = 6,156\alpha - 2$; $\alpha = 1 / (5 + 9f_c^c / f_{co})$; $f_{co} = 10$ MPa.

La deformazione di picco viene incrementata dal valore quasi-statico ε_c al valore dinamico ε_{dc} , in funzione della velocità di deformazione imposta, secondo la seguente espressione:

$$\varepsilon_{dc} = (0,12 K_d^3(\dot{\varepsilon}) + 0,76) \varepsilon_c = K^* \varepsilon_c . \quad (9)$$

I risultati degli studi mostrano che anche il modulo elastico del calcestruzzo aumenta con l'aumento della velocità di deformazione.

5.3.2 Comportamento dell'acciaio

Senza entrare nel merito dei processi che si originano in relazione alla velocità di deformazione, i risultati in letteratura concordano nell'evidenziare:

- un incremento della tensione di snervamento;
- un incremento della tensione di rottura;

⁸ Si è preferito far riferimento al consolidato MC90, in attesa che il draft del MC2010 sia approvato.

- un incremento della deformazione di snervamento e di rottura che si traduce in un incremento della duttilità del materiale.

Liu and Owen (1986) [15] forniscono un modello di comportamento dell'acciaio per carichi dinamici con espressione: $f_{yd}/f_{ys} = \lambda \log_{10}(\dot{\epsilon}_d/\dot{\epsilon}_s) + 1$, dove f_{yd} e f_{ys} sono la resistenza di snervamento dinamica e statica, $\dot{\epsilon}_d$ e $\dot{\epsilon}_s$ sono i corrispondenti valori della velocità di deformazione; λ è 0,03 e $\dot{\epsilon}_s$ è circa $10^{-2}/s$.

Nella figura 5, sono riportati gli incrementi dinamici del calore di picco di un calcestruzzo C20/35 e gli incrementi dinamici della resistenza di snervamento di un acciaio ad aderenza migliorata con resistenza di snervamento di 450 MPa.

Come si può osservare, i valori di amplificazione dinamica per il calcestruzzo sono significativi, mentre per l'acciaio sono da ritenersi trascurabili anche con velocità di deformazione dell'ordine di 150/s.

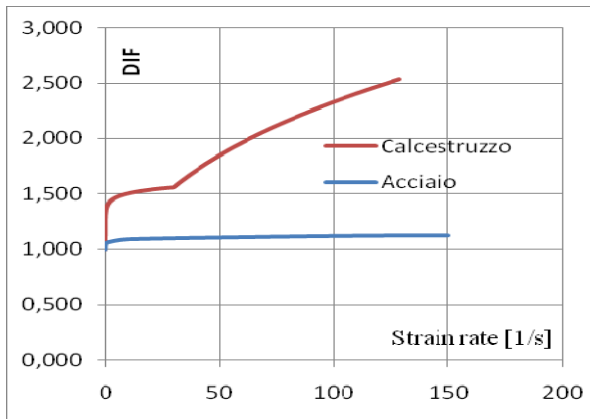


Fig. 5 – Variazione dinamica del valore di picco di un calcestruzzo C28/35 (modello MC90) e di snervamento di un acciaio $f_{yd}=450$ MPa (modello Liu and Owen).

6 ANALISI NUMERICHE E SPETTRI DI RISPOSTA

6.1 Effetti dei modelli assunti per i materiali nella definizione del modello SDOF

Al fine di evidenziare il ruolo che rivestono i modelli dei legami costitutivi assunti per il calcestruzzo e per l'acciaio, in relazione all'effetto di confinamento e alla velocità di deformazione, nelle figure 6, 7, e 8, sono riportati gli andamenti dei parametri v_y e v_u , valutati per gli SDOF, con riferimento alle ipotesi di [01], valutati in relazione alle snellezze $d/L=1/8$, $1/12$ e $1/15$, per le classi di calcestruzzo con $f_c=20$ MPa e $f_c=50$ MPa, per luci comprese tra 6 e 12 m, armate con staffe $\phi 8/20$ cm e con staffe $\phi 12/20$ cm.

Gli andamenti delle figure 6, 7 e 8, mostrano il ruolo importante che riveste la presenza di staffe nella definizione delle caratteristiche di duttilità del modello SDOF. In pratica, per le travi con luci corte, al raddoppio dell'area delle staffe corrisponde un raddoppio del rapporto di duttilità. La circostanza che con il crescere della luce tale ruolo delle staffe si riduca, è dovuto al fatto che le staffe, essendo uguali per tutte le luci delle travi, hanno un peso percentuale che si riduce con l'aumento della sezione con la luce delle travi.

Sempre dagli andamenti delle figure 7, 8 e 9, segnala l'importanza che assume la classe del calcestruzzo sul rapporto di duttilità.

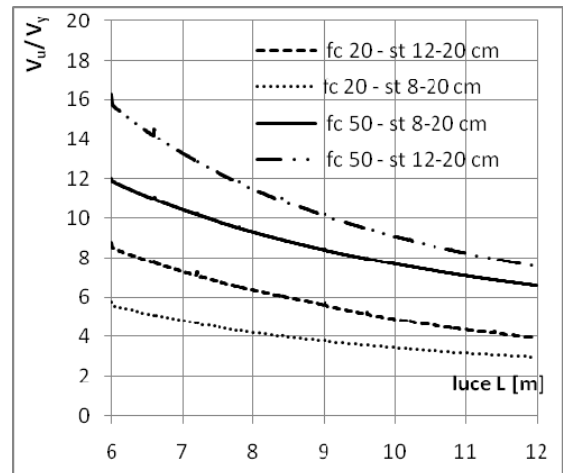


Fig. 6 – Andamento dei parametri v_y e v_u in relazione alle diverse caratteristiche ipotizzate per le travi con $d/L=1/8$

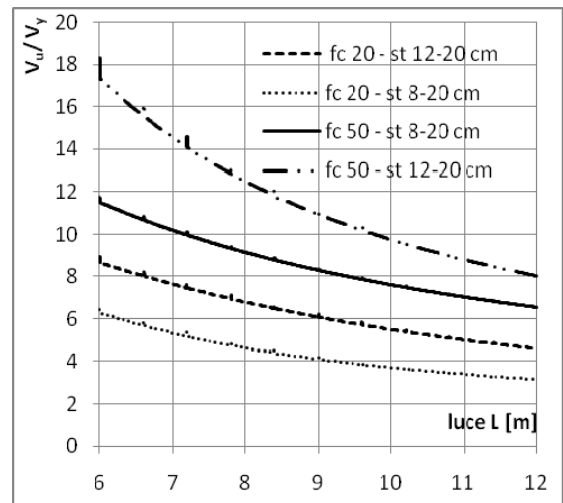


Fig. 7 – Andamento dei parametri v_y e v_u in relazione alle diverse caratteristiche ipotizzate per le travi con $d/L=1/12$

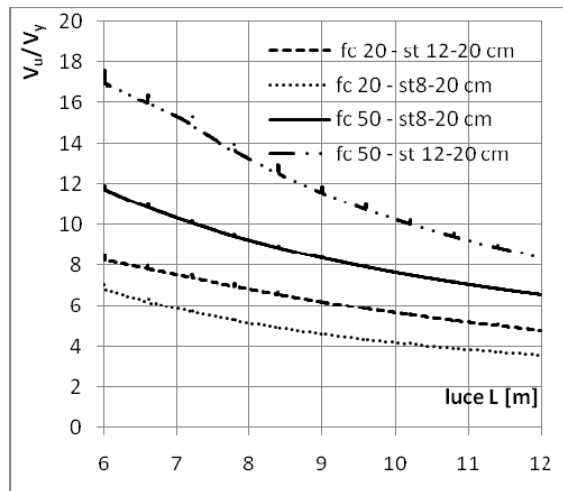


Fig. 8 – Andamento dei parametri v_y e v_u in relazione alle diverse caratteristiche ipotizzate per le travi con $d/L=1/15$

6.2 Spettri di risposta e stime di affidabilità

Nel prosieguo, in analogia a quanto sviluppato in [01], si riportano i risultati delle analisi di affidabilità effettuate con delle analisi alla Montecarlo, sviluppate con riferimento a diverse famiglie di travi.

Per quanto riguarda le armature trasversali, si sono considerate le quantità di staffe tali da soddisfare gli usuali minimi di normativa.

Tab. 1 – Confinamento delle staffe per le travi considerate nelle analisi di affidabilità relativa

L/d	staffe	ρ_{st} [cm]
8÷15	ϕ 10	20÷30

Per la valutazione del coefficiente di efficacia del confinamento sul calcestruzzo compresso esplicito dalle staffe, si è considerato un solaio di spessore pari a 25 cm.

Per quanto riguarda i materiali calcestruzzo e armature d'acciaio, si sono considerati dei calcestruzzi ordinari, con resistenza media a compressione compresa fra i valori $f_c=25$ MPa e $f_c=35$ MPa. L'armatura è ipotizzata possa avere caratteristiche che vanno da quelle di in acciaio tipo B450C con resistenza $f_{yk}=450$ MPa a quelle di un acciaio FeB38k con $f_{yk}=380$ MPa.

Nella tabelle 2 e 3 sono riportati le proprietà dei materiali considerati.

Tab. 2 – Proprietà dei calcestruzzi

Calcestruzzo Ordinario (MPa)	Resistenza media (f_c)
Classe media	$f_c=25$
Classe elevata	$f_c=35$

Tab. 3 – Proprietà dell'acciaio delle armature

Acciaio	Resistenza media (f_s)
B450C/FeB44k	480
FeB38k	420

Tab. 4 – Possibili scenari di riferimento per le analisi

SCENARIO	Bassa (B)	Media (M)	Elevata (A)
p_0 [MPa]	0,016	0,16	1,6
t_1 [msec]	270	27	2,7

Il carico da esplosione è riferito al caso di esplosi non confinate caratterizzate da azione impulsiva di tipo triangolare. Nella tabella 4 sono riportati i valori della sovrappressione massima p_0 e della durata dell'impulso t_1 , assunti nelle analisi con riferimento a tre possibili scenari, basati sul valore della sovrappressione massima p_0 .

Tab. 5 – Caratteristiche geometriche e di resistenza

h/L	L [m]		b	$\rho_{st} = \frac{A_{st}}{b \cdot d}$	$u = \frac{A_{s2}}{A_{s1}}$	Staffe	ρ_{st} [cm]	cls	acciaio
	$\Delta l=100$ cm								
1/9	6÷12		h/2.5	0.005÷0.01	0.25÷0.5	ϕ 8	20÷30	$f_c=25\div35$	$f_y=420\div480$
1/10	6÷12		h/2.5	0.005÷0.01	0.25÷0.5	ϕ 8	20÷30	$f_c=25\div35$	$f_y=420\div480$
1/11	6÷12		h/2.5	0.005÷0.01	0.25÷0.5	ϕ 8	20÷30	$f_c=25\div35$	$f_y=420\div480$
1/12	6÷12		h/2.5	0.005÷0.01	0.25÷0.5	ϕ 8	20÷30	$f_c=25\div35$	$f_y=420\div480$
1/13	6÷12		h/2.5	0.005÷0.01	0.25÷0.5	ϕ 8	20÷30	$f_c=25\div35$	$f_y=420\div480$
1/14	6÷12		h/2.5	0.005÷0.01	0.25÷0.5	ϕ 8	20÷30	$f_c=25\div35$	$f_y=420\div480$
1/15	6÷12		h/2.5	0.005÷0.01	0.25÷0.5	ϕ 8	20÷30	$f_c=25\div35$	$f_y=420\div480$

Nelle simulazioni effettuate con riferimento ai tre scenari di azione di esplosione si è ipotizzato che i valori di picco e di durata variassero fra i valori minimo e massimo, rispettivamente pari a 0,7 e a 1,3 volte il valore medio di riferimento per i diversi scenari.

Nelle simulazioni per la definizione della massa distribuita delle travi studiate, si è considerato un contesto strutturale ordinario tale da determinare un carico distribuito permanente di 40 kN/m.

Il calcolo dell'affidabilità con riferimento ai tre livelli di danno è fatto con approccio frequentistico.

Nella tabella 5 sono riportati i range di variazione dei parametri utilizzati nelle simulazioni.

6.3 Spettri di risposta in termini di spostamento

Nelle Figure 9 e 10 sono riportate le risposte, in termini di spostamento massimo v_{max} , ottenute con l'analisi dinamica non lineare con il modello semplificato, in relazione ai diversi valori dei parametri indicati in tabella 5, con riferimento ai tre scenari ipotizzati, per travi con luci di 6 e 12 m.

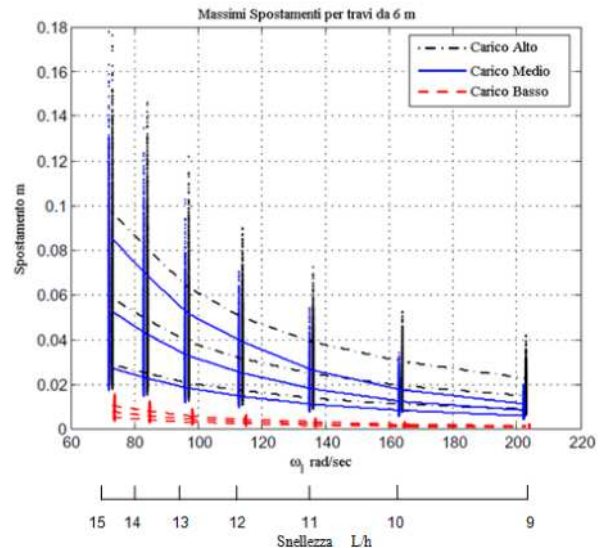


Fig. 9 – Valori con frattili 90% e 10% degli spostamenti massimi per le travi di luci 6 m, in funzione della snellezza

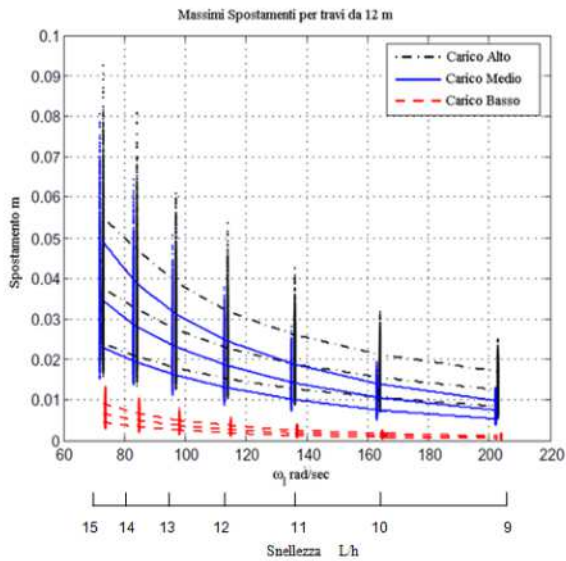


Fig. 10 – Valori con frattili 90% e 10% degli spostamenti massimi per le travi di luci 12 m, in funzione della snellezza

6.4 Stima dell'affidabilità

I valori della stima della probabilità di superamento degli stati di danno, si basano sul confronto numerico alla Monte-Carlo fra i valori del massimo spostamento istantaneo, e le soglie di stato limite date dalla relazione $v_{lim} = \mu \cdot v_y$, con $\mu = 3$, definendo la probabilità di insuccesso come il numero di eventi sul totale, per cui si verifica $v_{max} \geq \mu \cdot v_y$.

Nelle Figure 11, 12 e 13, sono riportate le risposte, in termini di livelli di probabilità, ottenute con l'analisi dinamica non lineare con il modello semplificato, in relazione ai diversi valori che i parametri indicati in tabella 5, per le travi di luci di 6, 8 e 12 m, rispettivamente, per lo scenario di bassa, media e alta intensità.

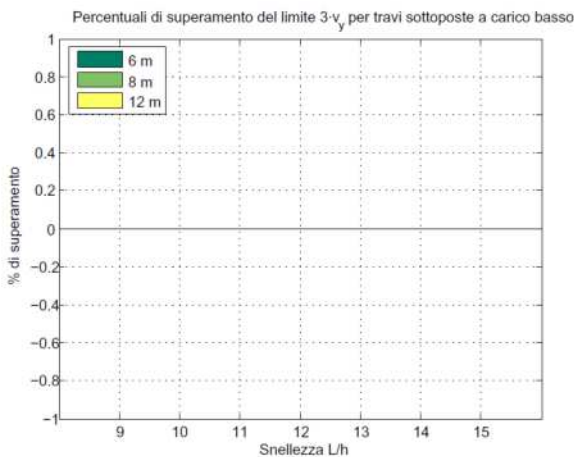


Fig. 11 – Stima Probabilità di insuccesso per scenario di carico di tipo bassa intensità

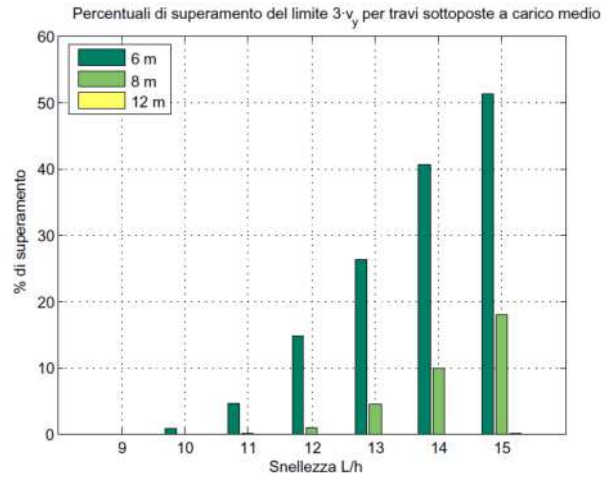


Fig. 12 – Stima Probabilità di insuccesso per scenario di carico di tipo media intensità

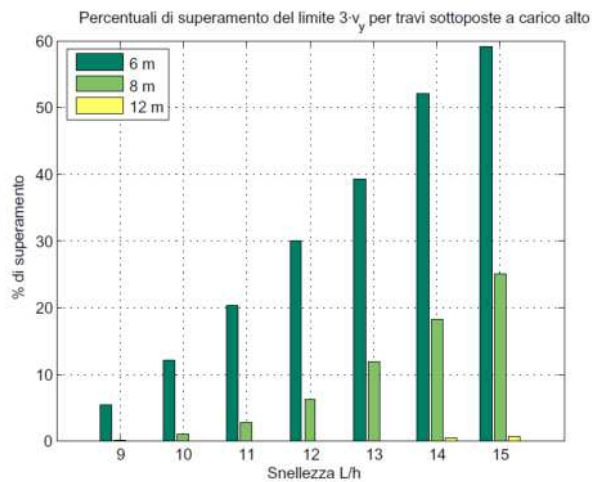


Fig. 13 – Stima Probabilità di insuccesso per scenario di carico di tipo alta intensità

7 OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Nel presente lavoro si sono sviluppati gli aspetti che governano il problema della risposta di travi in c.a. sottoposte ad azioni di tipo esplosivo, evidenziando il ruolo giocato dalla caratteristiche dei materiali e dalla geometria delle travi nella risposta e nella valutazione dell'affidabilità.

I modelli SDOF costruiti sulla base di diverse meccaniche e geometriche, assunte per le travi (Tab. 5), sono caratterizzati da valori del rapporto di duttilità $\mu = v_u / v_y$ che dipendono in modo significativo dalla resistenza del calcestruzzo e dall'entità del confinamento esercitato dalle staffe. Con riferimento, ad esempio, alla Fig. 7, si apprezza un raddoppio del rapporto di duttilità passando da una $f_c = 20$ MPa ad una $f_c = 50$ MPa. Un analogo significativo incremento si è osservato passando da una staffatura di $\phi 8/20$ cm ad una con $\phi 12/20$ cm. Con i criteri adottati, corrispondenti a situazioni ricorrenti nella pratica costruttiva, si è osservata la riduzione del rapporto di duttilità con l'aumentare della luce delle travi. Tale circostanza è dovuta alla riduzione dell'efficienza del confinamento in considerazione della riduzione (Figg. 7, 8, 9) del rapporto geometrico delle staffe per le travi di luci e sezioni di maggiori dimensioni.

Lo studio statistico dei risultati ottenuti in termini di spostamenti massimi conseguenti a tre differenti scenari di esplosioni (bassa, media e alta intensità, Tab. 4), ha mostrato che la probabilità di insuccesso, intesa come la frequenza di superamento di una prefissata soglia di spostamento massimo (nel nostro caso assunta pari a $3v_y$), è maggiore per le travi con maggiore luce, come si può constatare dalle figure 11, 12 e 13.

L'esame delle figure sopra citate mostra che nel caso di esplosioni con bassa intensità (tipiche di esplosioni originate da fughe di gas in edifici ordinari), praticamente tutte le tipologie di travi esaminate risultano adeguate a far fronte a tale tipo di azione (Fig. 11). La probabilità di insuccesso di dette travi, tende ad aumentare con l'aumento della snellezza e con la diminuzione delle luci (Figg. 12 e 13).

8 BIBLIOGRAFIA

- [01] M. ACITO, F. STOCHINO, S. TATTONI, (2011), Structural Response and Reliability Analysis of RC Beam Subjected to Explosive Loading, Protect 2011- Lugano
- [02] M. ACITO (2009), Sulla sicurezza delle strutture in calcestruzzo armato esposte ad azione da esplosione – Giornate AICA 09 “La progettazione e l'esecuzione delle opere strutturali nell'ottica della sostenibilità” – Pisa 14-15-16 maggio 2009 - Pag. 3-13.
- [03] J. HENRYCH (1979), The dynamics of explosion and its use. Amsterdam: Elsevier, 1979.
- [04] S. TATTONI (1983), Risposta in regime non lineare di elementi in calcestruzzo ad azioni di tipo impulsivo – Studi e Ricerche - Vol. 5 – 1983 – Pag. 223-258 – Italcementi SpA – Bergamo Editrice.
- [05] HSIN YU LOW, HONG HAO (2001). “Reliability analysis of reinforced concrete slabs under explosive loading”. Structural Safety 23 (2001) 157-178.
- [06] S. TATTONI AND A. GASPERI, Dynamic of non-linear single degree of freedom systems, Proceedings of the conference held at University College Swansea 2nd-5th September, 1980.
- [07] H. C. RONG E B. LI (2007) Probabilistic response evaluation for RC flexural members subjected to blast loadings – Structural Safety 29 (2007) – Pag. 146-163.
- [08] P. MENDIS, The 21st Biennial Conference, Concrete in the 3rd Millennium - Concrete Institute of Australia - Brisbane 17-19 Jul 2003
- [09] UNI EN 1992 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- [10] J.B. MANDER, M.J.N. PRIESTLEY E R. PARK, Theoretical stress-strain model of confined concrete, Journal of structural Engineering, ASCE, vol. 14, no. 8, 1988.
- [11] R. PARK, M. J. N. PRIESTLEY, W. D. GILL, Ductility of square – confined concrete columns, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 104, no 104, 1982.
- [12] SARGIN, Stress – strain relationships for concrete and the Analysis of structural Concrete Sections. SM study 4, solid mechanics Division, University of Waterloo, Canada, 1971.
- [13] CEB-FIP (1990). CEB-FIP Model Code 1990, Comité Euro-International du Béton, Redwood Books, Trowbridge, Wiltshire, UK.
- [14] CRAWFORD, J.E., MALVAR, L.J. (1998). “Dynamic increase factors for concrete”. Twenty-eighth DDES Seminar, Orlando, FL, August 1998.
- [15] LIU GQ, OWEN DRJ. (1986), Ultimate load behavior of reinforced concrete plates and shells under dynamic transient loading. International Journal for Numerical Methods in Engineering 1986;22:189–208.

PUNZONAMENTO E MODEL CODE 2010

Franco Angotti¹, Carlo Guastini², Maurizio Orlando³

1 Professore Ordinario, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Firenze

2 Dottorando, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Firenze

3 Professore Associato, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Firenze

SOMMARIO

In questo studio sono analizzate le principali novità introdotte dal Draft del Model Code 2010 (MC2010) in materia di verifiche a punzonamento. Il Model Code introduce quattro possibili livelli di approssimazione, di accuratezza crescente, per valutare la capacità resistente a taglio-punzonamento; la scelta del livello da utilizzare è legata alla geometria e alla complessità del problema da studiare. Sono sviluppati alcuni confronti tra i risultati che si ottengono applicando il I livello di approssimazione ed i risultati dell'EC2; inoltre sono evidenziate alcune differenze con l'EC2 ed alcune criticità nell'applicazione dei livelli di approssimazione superiori al I.

SUMMARY

In this paper the main changes introduced in the Draft of the Model Code 2010 (MC2010) are analyzed with reference to punching-shear. Model Code introduces four different levels of approximation, with increasing accuracy, to evaluate the shear-punching strength; the choice of the level of approximation to be utilized depends upon the geometry and the complexity of the investigated problem. The results obtained using the I level are compared with those of EC2; moreover the paper highlights some differences between MC2010 and EC2 and some critical issues arising from using higher levels of approximation.

1. INTRODUZIONE

La capacità di resistenza e di deformazione dei solai a piastra sostenuti da pilastri è tipicamente governata dalla loro resistenza al taglio-punzonamento. Le rotture per punzonamento possono essere molto fragili, soprattutto per piastre senza armatura trasversale e con elevata percentuale di armatura flessionale [1].

A causa della sua importanza ai fini della sicurezza strutturale, il punzonamento è stato oggetto di ricerche sperimentali e teoriche fin dagli anni '50. Nel passato sono stati sviluppati diversi approcci [2, 3], alcuni di natura empirica (rapportati all'evidenza sperimentale) ed altri basati su modelli meccanici. Sebbene questi ultimi forniscano all'ingegnere un'interpretazione fisica del fenomeno, le normative internazionali (EC2-2004 [4], ACI 318-2008 [5]) sono ancora basate su approcci empirici, così come lo stesso Model Code 1990 [6]. Il recente Model Code 2010 (MC2010) adotta invece un modello fisico basato sulla "Teoria della fessura critica per taglio" (Critical Shear Crack Theory – CSCT) [7], che può essere applicato per la verifica a taglio-punzonamento di elementi con o senza armatura trasversale. A differenza dei modelli di natura empirica, questa teoria può essere utilizzata anche per casi non convenzionali, perché consente di tenere in conto le peculiarità di ogni situazione attraverso una scelta appropriata dei parametri meccanici del modello [8].

2. TEORIA DELLA FESSURA CRITICA PER TAGLIO (CSCT)

2.1 Fondamenti

I principi di base della CSCT sono stati introdotti per la prima volta nel 1985 nella bozza di normativa svizzera per il calcestruzzo strutturale SIA 162 [9] e sono stati sviluppati in maniera approfondita nella successiva norma SIA 262 [10, 11] del 2003, che è completamente basata su questa teoria per quanto riguarda le verifiche a taglio di elementi senza armatura trasversale. Una serie di recenti lavori sperimentali e teorici hanno confermato la correttezza del modello meccanico [7, 12, 13, 14, 15] e ne hanno esteso l'applicazione anche a piastre armate a taglio [16, 17], solette da ponte [18], piastre su pilastri soggetti ad elevati carichi assiali [13], piastre in condizioni di carico non assial-simmetriche [19] e piastre precomprese [20].

Nell'ambito della teoria CSCT il modello meccanico può essere descritto con differenti livelli di dettaglio a cui corrispondono stime con accuratezza crescente della resistenza a punzonamento. In tal senso il Model Code 2010 prevede un approccio con quattro diversi livelli di approssimazione (Fig. 1): si adotta un livello di approssimazione più o meno elevato in funzione della complessità della struttura da analizzare.

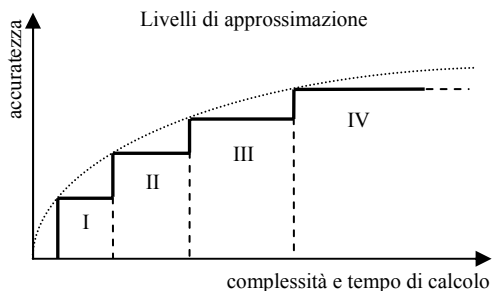


Figura 1 – Rappresentazione schematica dei livelli di approssimazione definiti dal Model Code 2010 in funzione della complessità e dell'onere di calcolo rispetto all'accuratezza della soluzione [23]

Ad esempio per le nuove strutture con geometria regolare è possibile adottare ipotesi semplificative, ma a vantaggio di sicurezza, e si possono ottenere risultati sufficientemente accurati con un calcolo più snello rispetto a quello dell'EC2. Per gli interventi su strutture esistenti o per la progettazione di strutture complesse l'accuratezza della stima della resistenza può essere gradualmente aumentata adottando una descrizione più raffinata del modello meccanico. Questo richiede più tempo per l'analisi, ma permette per le strutture esistenti di evitare costosi interventi di rinforzo e di adeguamento strutturale.

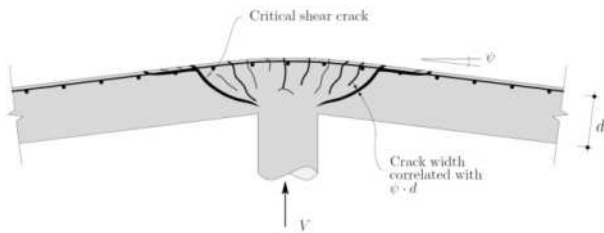


Figura 2 – Modalità di apertura della fessura critica per taglio in relazione a rotazione ed altezza utile della piastra [8]

I valori di resistenza forniti dalla CSCT sono stati confrontati da Muttoni [7] con i dati sperimentali reperibili in letteratura, così come con quelli di 146 prove sperimentali di punzonamento specificatamente realizzate all'EPFL (École Polytechnique Fédérale de Lausanne) negli ultimi dieci anni. Queste prove sono state eseguite su provini con dimensioni e condizioni di carico simili a quelle delle piastre utilizzate nell'edilizia corrente (dimensioni tipiche dei provini 3.0 x 3.0 x 0.25 m). Grazie a queste campagne sperimentali sono state validate le principali ipotesi della CSCT e sono stati confermati alcuni dei comportamenti attesi sulla base della teoria (come l'effetto di snellezza).

In questo lavoro viene descritto il modello meccanico della CSCT ed i livelli di approssimazione definiti nel Model Code 2010 [22, 23]. Sono inoltre evidenziate alcune differenze con l'approccio dell'EC2.

2.2 Resistenza a taglio sulla base di un modello fisico

La CSCT è basata sull'assunzione che la resistenza a taglio degli elementi senza armatura trasversale sia governata

dall'ampiezza e dalla scabrezza della fessura critica per taglio che si sviluppa lungo il puntone inclinato [7, 12] (Fig. 2).

Sotto questa ipotesi la resistenza a taglio può essere calcolata considerando un corpo rigido la cui posizione cinematica a rottura è definita dalla rotazione della piastra, per la quale è adottata nel modello meccanico un'espressione calibrata sulla base dei risultati sperimentali [13].

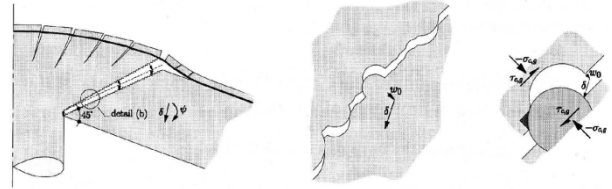


Figura 3 – Modello cinematico di rottura previsto dal modello fisico della CSCT ed attivazione dell'ingranamento degli inerti [8]

Questo modello cinematico evidenzia la presenza lungo la fessura critica per taglio sia di tensioni di trazione sia di tensioni tangenziali dovute all'ingranamento degli inerti tra le superfici della fessura (Fig. 3). La resistenza a taglio può dunque essere calcolata sommando i due contributi lungo la superficie di rottura. Il modello trascura invece l'effetto bietta delle armature flessionali, che può venire meno a causa dell'espulsione del copriferro.

La resistenza a punzonamento diminuisce al crescere della rotazione, ossia con l'aumento progressivo dell'ampiezza della fessura critica per taglio. Infatti fessure più ampie riducono sia il contributo del calcestruzzo in trazione sia quello legato all'ingranamento degli inerti. Muttoni ha proposto un criterio di rottura semplificato [7] in cui la resistenza a punzonamento, tradizionalmente correlata alla radice quadrata della resistenza a compressione [24], è funzione dell'ampiezza e della scabrezza delle superfici della fessura critica per taglio:

$$\frac{V_R}{b_0 \cdot d_v} = \sqrt{f_c} \cdot f(w, d_g) \quad (1)$$

In questa espressione V_R rappresenta la resistenza a taglio, b_0 è il perimetro di controllo posto a distanza $d/2$ dal contorno dell'area caricata, d_v è l'altezza utile della piastra in corrispondenza della zona caricata (Fig. 8), f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo, w è l'ampiezza della fessura critica per taglio e d_g è la dimensione massima degli inerti, messa in conto come misura dell'effetto di ingranamento degli inerti tra le due superfici della fessura. Si assume che l'ampiezza della fessura critica per taglio sia proporzionale al prodotto fra la rotazione ψ della piastra e la sua altezza utile d [25]:

$$w \propto \psi \cdot d \quad (2)$$

Sulla base di queste considerazioni, per gli elementi senza armatura a taglio, è stato adottato il seguente criterio di rottura [7]:

$$\frac{V_R}{b_0 \cdot d_v \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{3/4}{1 + 15 \cdot \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad (3)$$

dove d_{g0} ($= 16$ mm) rappresenta una dimensione di riferimento degli aggregati. Il confronto dei risultati ottenuti tramite il criterio di rottura semplificato con quelli di 99 prove sperimentali a punzonamento (Fig. 4) mostra una buona

correlazione tra modello teorico e prove, con un coefficiente di variazione piccolo, inferiore a quello ricavato dall'impiego dell'EC2 o delle ACI [7].

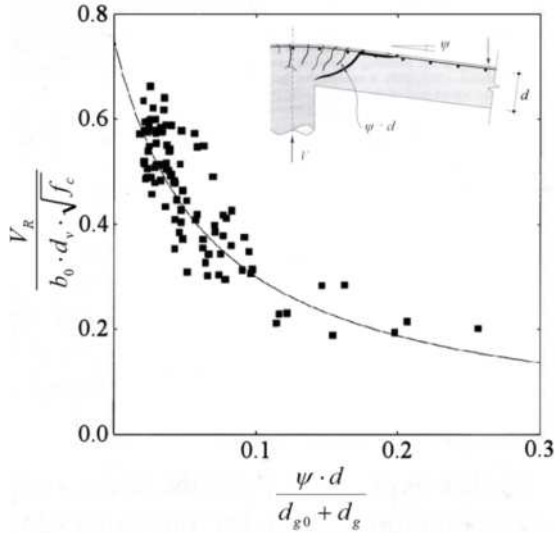


Figura 4 – Confronto tra i risultati ottenuti tramite il criterio di rottura semplificato CSCT e dalle prove sperimentali eseguite da Muttoni [7, 8]

3 VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO IL MODEL CODE 2010

Come anticipato sopra, il metodo per la verifica a punzonamento del Model Code 2010 [22, 23] si basa sulla teoria CSCT. Esso prevede quattro diversi livelli di approssimazione, i quali utilizzano tutti la stessa formula per la resistenza V_{Rd} :

$$V_{Rd}(\psi) = V_{Rd,c}(\psi) + V_{Rd,s}(\psi) \quad (4)$$

dove compaiono i contributi del calcestruzzo e delle eventuali armature trasversali.

I livelli di approssimazione si differenziano solo nel calcolo della rotazione che la regione di piastra posta al di là della fessura critica compie rispetto al piano orizzontale.

Il grado di approssimazione con cui si stima la rotazione si ripercuote in maniera diretta sia sulla resistenza $V_{Rd,c}$ offerta dal calcestruzzo sia sulla resistenza $V_{Rd,s}$ dell'armatura trasversale (Eq. 5, 6, 9).

3.1 Verifiche a punzonamento di piastre armate e non armate a taglio

Il contributo alla resistenza a taglio-punzonamento offerto dal calcestruzzo risulta direttamente proporzionale alla resistenza massima a schiacciamento dei puntoni di calcestruzzo che si formano in prossimità dell'area caricata:

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v \quad (5)$$

con f_{ck} espresso in N/mm^2 e con gli altri simboli già spiegati sopra (Eq. 1).

Il parametro k_{ψ} è una funzione di deformazione inversamente proporzionale al prodotto fra la rotazione ψ della piastra al di là della fessura critica per taglio, l'altezza

utile della piastra d ed il fattore che tiene conto dell'ingranamento degli inerti k_{dg} , calibrato sulla massima dimensione degli inerti impiegati. Il coefficiente k_{ψ} quantifica, in funzione della rotazione della piastra, il grado di efficienza del contributo del calcestruzzo nel meccanismo resistente:

$$k_{\psi} = \frac{1}{1.5 + 0.6 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{dg}} \leq 0.6 \quad (6)$$

dove d , in mm, è il valore medio dell'altezza utile nelle direzioni x e y e k_{dg} può essere determinato dalla relazione

$$k_{dg} = \frac{48}{16 + d_g} \leq 1.15 \quad (7)$$

con d_g , diametro massimo degli inerti, espresso in mm (dall'Eq. 7 discende: $d_{g,max} \approx 25.7$ mm).

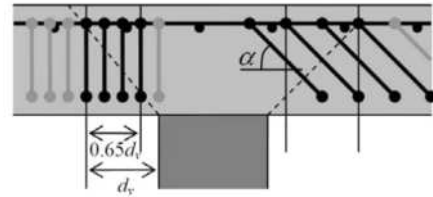


Figura 5 – Valutazione delle armature a punzonamento attive rispetto alla superficie di rottura secondo il MC2010 [23]

La resistenza di progetto a taglio-punzonamento offerta dalla presenza di specifici sistemi di armatura a punzonamento (barre piegate, cuciture verticali, etc.) è definita come:

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} \cdot k_e \cdot \sigma_{swd} \cdot \sin \alpha \geq 0.5 \cdot V_d \quad (8)$$

dove $\sum A_{sw}$ rappresenta la somma dell'area trasversale di tutte le armature taglio resistenti adeguatamente ancorate o prolungate, comunque intercettate dalla potenziale superficie di rottura all'interno dell'area individuata dal contorno $0.35d_v$ e d_v rispetto al filo esterno del pilastro (Fig. 5) (vedi par. 4.1 e Fig. 8 per definizione di d_v). Nello specifico, l'angolo di apertura della superficie tronco-conica di rottura è assunto pari a 45° . L'angolo α rappresenta invece l'inclinazione dell'armatura taglio-resistente rispetto al piano medio della piastra, necessario per determinare la tensione σ_{swd} che può essere assorbita dalla stessa armatura:

$$\sigma_{swd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \leq f_{ywd} \quad (9)$$

Il valore minimo, $0.5V_d$, della resistenza di progetto a taglio-punzonamento in presenza di armature trasversali deriva dalla necessità di garantire una sufficiente capacità deformativa della piastra a rottura. Tale prescrizione impone l'adozione di una quantità minima di armatura trasversale, ricavabile dall'equazione seguente, supponendo che questa armatura abbia attinto la tensione di snervamento ($\sigma_{swd} \equiv f_{ywd}$):

$$V_{Rd,s,min} = \sum A_{sw,ps} k_e f_{ywd} \cdot \sin \alpha \geq 0.5 V_d \quad (10)$$

In generale, la resistenza massima a taglio punzonamento di piastre dotate di armature taglio resistenti è ricavabile dalla relazione:

$$V_{Rd,max} = k_{sys} \cdot V_{Rd,c} \leq \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v \quad (11)$$

e ha come limite superiore la resistenza a schiacciamento dei puntoni di calcestruzzo che si instaurano in prossimità

dell'area caricata.

L'Eq. 11 esprime la resistenza totale ($V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$) della regione dotata di armature trasversali come multiplo della resistenza offerta dal solo calcestruzzo lungo la fessura critica per taglio attraverso il coefficiente k_{sys} .

Questo coefficiente quantifica la prestazione garantita dal sistema tecnologico di armatura a punzonamento adottato, prima dello schiacciamento del puntone di calcestruzzo, e, in assenza di prove sperimentali sullo specifico sistema adottato, può essere considerato a vantaggio di sicurezza pari a 2.0 [26]. La prestazione offerta dal sistema di armatura dipende principalmente dalla condizione di ancoraggio: per sistemi con scarso ancoraggio, tipo staffe ad U, il coefficiente sperimentale oscilla tra 2.0 e 2.6, mentre per sistemi con ancoraggio molto buono, tipo cuciture verticali, inclinate o gabbie prefabbricate, il coefficiente sperimentale può anche superare 3.0 [8].

Di seguito si descrivono i quattro livelli di approssimazione utilizzabili per la stima della rotazione ψ . Il progettista sceglierà il livello di approssimazione da utilizzare in funzione della geometria e della complessità strutturale.

3.2 I livelli di approssimazione

Il I livello di approssimazione per il calcolo della rotazione ψ risulta applicabile, con sufficiente margine di sicurezza, nel caso di piastre regolari, prive di travi, progettate con l'analisi elastica. La stima dell'angolo di rotazione della piastra nelle direzioni principali ($i = x, y$: assi nel piano della piastra) è fornita dalla seguente relazione:

$$\psi_i' = 1.5 \cdot \frac{r_{s,i}}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (12)$$

dove $r_{s,i}$ indica la distanza del punto di annullamento del momento radiale dall'asse del pilastro ed è posta pari a:

$$r_{s,i} = 0.22 \cdot L_i \quad (13)$$

con L_i la luce della campata nella direzione di calcolo i . Nella verifica si adotta la rotazione massima tra quelle calcolate nelle due direzioni x e y .

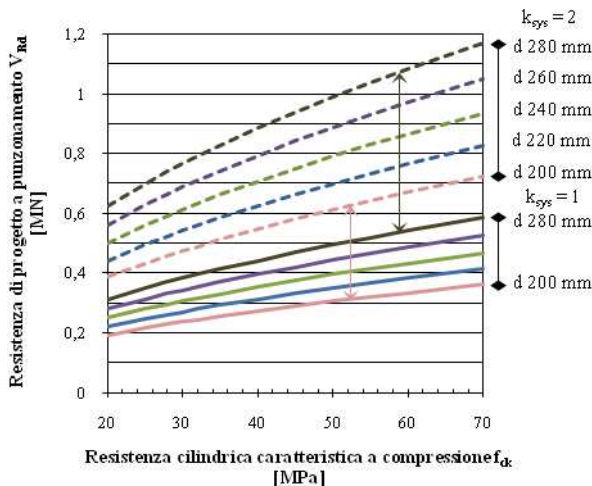


Figura 6 – Curve $V_{Rd}^I - f_{ck}$ al variare dell'altezza utile della piastra tra 200 mm e 280 mm con k_{sys} posto pari a 1, in assenza di armature a taglio, e pari a 2, in presenza di armature trasversali standard (pilastro interno a sezione quadrata b_c 250 mm, luce campata 7.0 m)

Nel I livello di approssimazione la rotazione ψ risulta indipendente dalla percentuale geometrica di armatura flessionale, che di conseguenza in questo livello non entra in gioco nella stima della resistenza a punzonamento V_{Rd}^I .

Il I livello di approssimazione offre al progettista un rapido strumento per la valutazione della resistenza a punzonamento con o senza armatura a taglio. Qualora risulti $V_d > V_{Rd,c}$ e sia pertanto necessario adottare armature a taglio, attraverso l'Eq. 11 il progettista può ricavare il valore di k_{sys} (Fig. 6) e stabilire quale tipo di rinforzo occorre utilizzare o se è necessario modificare la geometria del problema. Dal confronto delle Eq. 5 e 6 con l'Eq. 11 risulta infatti evidente come la resistenza associata allo schiacciamento dei puntoni di calcestruzzo ($k_{\psi}=1$) può risultare inferiore alla somma delle resistenze $V_{Rd,c}$ ($k_{\psi} \leq 0.6$) e $V_{Rd,s}$, così da richiedere l'aumento di spessore della piastra, l'inserimento di un capitello o altre modifiche geometriche.

Il I livello di approssimazione, a vantaggio di sicurezza nel caso di piastre regolari, si presta bene ad un'applicazione in fase di dimensionamento preliminare, ma per livelli successivi di progettazione, l'accuratezza garantita dai livelli di approssimazione successivi (in particolare II e III) consente una maggiore efficienza ed un'economia da non trascurare.

3.3 Il livello di approssimazione

Qualora per il progetto delle armature a flessione si operi una significativa ridistribuzione dei momenti flettenti (il MC2010 non specifica un valore di riferimento per la misura dell'entità della ridistribuzione), è preferibile calcolare le rotazioni della piastra con il II livello:

$$\psi_i'' = 1.5 \cdot \frac{r_{s,i}}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd,i}}{m_{Rd,i}} \right)^{1.5} \quad (14)$$

dove $m_{sd,i}$ è il momento flettente unitario medio nella striscia sui pilastri in direzione i ed $m_{Rd,x}$ è il momento resistente unitario di progetto nella stessa striscia. La larghezza di questa striscia può essere determinata tramite la relazione:

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt{r_{s,x} \cdot r_{s,y}} \leq L_{\min} \quad (15)$$

con le notazioni definite in Figura 7 e con $r_{s,i}$ dall'Equazione 13. Il momento flettente medio per unità di lunghezza nella striscia di attacco del pilastro può essere approssimato tramite le seguenti espressioni:

- per i pilastri interni

$$m_{sd} = \frac{V_d}{8} + \left| \frac{M_d - V_d \cdot \Delta e}{2 \cdot b_s} \right| \quad (16a)$$

- per i pilastri di bordo:

$$m_{sd} = \frac{V_d}{8} + \left| \frac{M_d - V_d \cdot \Delta e}{2 \cdot b_s} \right| \geq \frac{V_d}{4} \quad (16b)$$

- considerando l'armatura tesa perpendicolare al bordo

$$m_{sd} = \frac{V_d}{8} + \left| \frac{M_d - V_d \cdot \Delta e}{b_s} \right| \quad (16c)$$

- per i pilastri d'angolo

$$m_{sd} = \frac{V_d}{8} + \left| \frac{M_d - V_d \cdot \Delta e}{b_s} \right| \geq \frac{V_d}{2} \quad (16d)$$

dove V_d rappresenta il valore del taglio di progetto, M_d il valore del momento flettente di progetto (flessione retta o biassiale) e Δe l'eccentricità tra il baricentro dell'area caricata e l'area del perimetro di verifica di base.

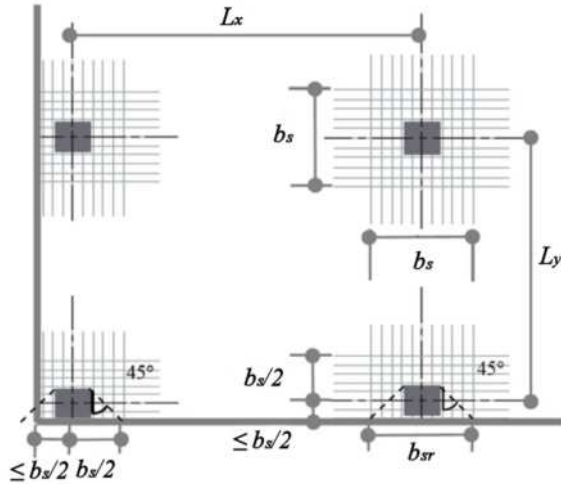


Figura 7 – Schema di riferimento per la definizione della larghezza della striscia sui pilastri, b_s , per la determinazione dei momenti flettenti unitari secondo il MC2010 (b_{sr} larghezza striscia ridotta per pilastri di bordo e d'angolo; $L_{min} = \min(L_x, L_y)$) [23]

3.4 III livello di approssimazione

Il III livello di approssimazione è consigliato nel caso in cui si abbiano solai a piastra, di geometria sia regolare sia irregolare, dove una delle luci superi il doppio dell'altra, ossia in condizioni di marcata difformità nella ripartizione dei momenti flettenti e di effetti di bordo non controllabili a priori. In questo caso le rotazioni della piastra nelle due direzioni principali possono essere calcolate tramite la seguente formula:

$$\psi_i^m = 1.2 \cdot \frac{r_{s,i}}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd,i}}{m_{Rd,i}} \right)^{1.5} \quad (17)$$

L'applicazione del III livello di approssimazione è subordinata alla determinazione di r_s e m_{sd} tramite un modello numerico elastico lineare non fessurato. Questa operazione richiede la determinazione dei punti di annullamento dei momenti flettenti $m_{d,i}$ nelle direzioni x e y in asse al pilastro e dei momenti flettenti $m_{sd,i}$ mediati sulla striscia di competenza di larghezza b_s :

$$\begin{aligned} m_{sd,x} &= m_{x,d} \pm |m_{xy,d}| \\ m_{sd,y} &= m_{y,d} \pm |m_{xy,d}| \end{aligned} \quad (18)$$

3.5 IV livello di approssimazione

Il IV livello di approssimazione prevede l'impiego di modelli numerici ed analitici avanzati ed il suo impiego, in linea generale, è consigliato solo nei casi di valutazione di una struttura esistente complessa, purché il livello di conoscenza della struttura sia sufficientemente accurato. In questo caso la rotazione ψ della piastra deve essere stimata attraverso un'analisi non lineare della struttura mettendo in conto fenomeni che si evolvono nel tempo quali la fessurazione, gli

effetti del tension-stiffening, il ritiro e la viscosità, lo snervamento delle armature, così come qualsiasi altro effetto non lineare che possa risultare rilevante nella valutazione del comportamento reale della struttura.

4 OSSERVAZIONI E VALUTAZIONI NELL'APPLICAZIONE

4.1 Osservazioni sulle verifiche a punzonamento del MC2010

Le formule di verifica del Model Code 2010 si riferiscono implicitamente alle seguenti possibili configurazioni di rottura, che sono le stesse dell'EC2, con la differenza che l'inclinazione della superficie tronco-conica di rottura non è pari a 26.6° , ma a 45° :

- A. piastra senza armatura a taglio-punzonamento:
 - A.1. schiacciamento biella di calcestruzzo sul perimetro dell'area caricata;
 - A.2. fessura critica diagonale a partire dall'estremità dell'area caricata con diffusione a 45°
- B. piastra con armatura a taglio-punzonamento:
 - B.1. schiacciamento biella di calcestruzzo sul perimetro dell'area caricata;
 - B.2. fessura critica diagonale a partire dall'estremità dell'area caricata con diffusione a 45° che attraversa il sistema di armatura a punzonamento
 - B.3. fessura critica diagonale, con diffusione a 45° , a partire dall'estremità esterna dell'area provvista di armatura a punzonamento.

Formalmente tutte le configurazioni elencate vengono però verificate tramite l'impiego della stessa formula (4), il che semplifica notevolmente il ricorso a simboli e limiti di natura empirica.

Il Model Code 2010 introduce l'impiego della grandezza d_v (Fig. 8), altezza utile nell'area di appoggio o caricata, che si differenzia da d nei casi in cui vi sia una differenza di quota tra la sommità del pilastro e l'intradosso della piastra oppure eventuali variazioni geometriche in prossimità dell'area di appoggio, o ancora in presenza di armature a punzonamento.

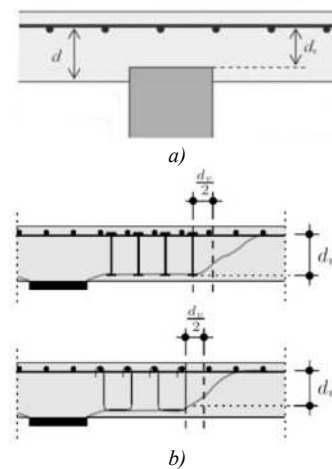


Figura 8 – Definizione dell'altezza utile della piastra nella zona caricata: (a) in caso di differenza di quota tra testa della colonna ed intradosso della piastra; (b) in presenza di armatura a taglio [8, 23]

Tabella 1 - Analisi dei principali parametri richiesti per le verifiche a punzonamento tramite l'approccio incrementale del Model Code 2010

		Livelli di approssimazione			
		I	II	III	IV
Fase di definizione					
Materiali		E L	E L	E L	N L
Geometria		standard	standard	standard	standard
Carichi	S_d	standard	standard	standard	standard
Fase di calcolo					
Sollecitazioni	V_{sd}	semplificato	semplificato	modello FEM-EL	modello FEM-NL
	m_{sd}	n. r.	semplificato	modello FEM-EL	modello FEM-NL
	r_s	semplificato	semplificato	modello FEM-EL	modello FEM-NL
	m_{Rd}	n. r.	standard	standard	modello FEM-NL
Rotazione	ψ	$\psi = 1.5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s}$	$\psi = 1.5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{1.5}$	$\psi = 1.2 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{1.5}$	modello FEM-NL

Legenda: EL - Elastico-Lineare; NL - Non Lineare; semplificato - calcolo tramite formule semplificate previste dal MC2010; standard - normale procedura di definizione o di calcolo secondo MC2010; modello FEM - modello agli elementi finiti; n. r. - non richiesta,

Nelle prescrizioni del Model Code 2010 non viene fatto riferimento esplicito alla presenza di capitelli, l'unica precisazione riguarda l'altezza utile d_v . Secondo il MC2010 la presenza dei capitelli comporta soltanto l'allontanamento del perimetro di verifica di base dall'asse del pilastro o dell'area caricata. Tuttavia non viene fornita nessuna indicazione sul valore massimo del rapporto di snellezza dei capitelli, affinché il loro contributo possa essere effettivamente assimilato a quello derivante dall'allargamento della sezione del pilastro. L'indicazione del Model Code 2010 può infatti cadere in difetto in presenza di capitelli molto snelli, dove la rottura si manifesta a partire dal contorno del pilastro, interessando lo spessore complessivo del capitello e della piastra.

Le prescrizioni relative alle piastre precomprese non offrono molte indicazioni, neanche in riferimento al tipo di tecnologia di precompressione utilizzata. Nel caso si adotti il I livello di approssimazione la precompressione non può essere messa in conto, mentre nel II o III livello si può stimare la rotazione ψ considerando il contributo del momento di precompressione. Utilizzando il IV livello di approssimazione la precompressione può essere direttamente modellata, considerando tutti i fenomeni non lineari conseguenti.

Per quanto concerne il perimetro di verifica di base b_0 , nel Model Code esso è definito come il rapporto tra l'azione tagliante sollecitante ed il valore massimo della proiezione della forza tagliante perpendicolare al perimetro di verifica di base:

$$b_0 = k_e \cdot b_{ref} \quad (19)$$

dove b_{ref} è il perimetro di riferimento di base, calcolato coerentemente con l'EC2, ma posto a distanza $0.5d$, anziché $2d$ dal contorno del pilastro o dell'area caricata, e k_e è dato dalla seguente espressione:

$$k_e = \frac{1}{1 + e_u/b_u} \quad (20)$$

Il termine k_e rappresenta il coefficiente di eccentricità delle azioni rispetto al baricentro dell'area caricata, paragonabile al termine β previsto dall'EC2, ma di determinazione molto più semplice. Infatti, l'eccentricità del carico risulta pari a

$$e_u = \left| \frac{M_d}{V_d} - \Delta e \right| \quad (21)$$

dove M_d è il momento sollecitante di progetto, mentre b_u rappresenta il perimetro del cerchio di area equivalente.

Nel caso in cui risulti necessario adottare armature a punzonamento, in maniera del tutto analoga a quanto richiesto dall'EC2, la verifica di resistenza a punzonamento va eseguita anche con riferimento al perimetro esterno b_{out} , determinato con le stesse modalità descritte per b_0 .

4.2 Alcuni confronti numerici

La Figura 9 mostra l'andamento della resistenza unitaria a punzonamento di una piastra calcolata con il I livello del MC2010 e con l'EC2. Risulta evidente come al variare di f_{ck} la resistenza stimata con il MC2010 risulti dello stesso ordine di grandezza, e comunque quasi sempre superiore, di quella calcolata con l'EC2 per una percentuale geometrica di armatura flessionale pari al 2%.

Nelle Figure 10 e 11 si riportano i diagrammi di variazione della resistenza a punzonamento di una piastra di altezza utile assegnata ($d = 240$ mm) su due pilastri a sezione quadrata di lato 250 mm e 600 mm. Risulta evidente come per il pilastro di 250 mm la resistenza stimata con il Model Code risulti sempre inferiore a quella dell'EC2, qualunque sia la percentuale geometrica di armatura flessionale adottata. Per il pilastro di lato 600 mm, il Model Code fornisce invece valori che si collocano poco sopra la resistenza minima prevista dall'EC2. Le differenze riscontrate sono riconducibili alla minore lunghezza del perimetro di verifica adottato nel Model Code rispetto all'EC2 e si riducono al crescere della dimensione del pilastro (Tab. 2). Ripetendo il calcolo per una piastra con altezza utile diversa, le differenze risultano più accentuate al crescere di d .

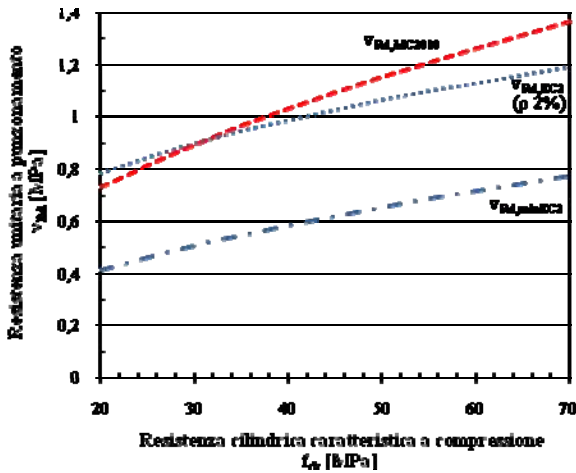


Figura 9 – Resistenza unitaria a punzonamento di una piastra non armata a taglio con altezza utile d 240 mm, in funzione di f_{ck} calcolata con il I livello di approssimazione del MC2010 e con l'EC2, considerando la resistenza minima e quella ottenuta con ρ 2% (pilastro di spina, luce principale 6.0 m)

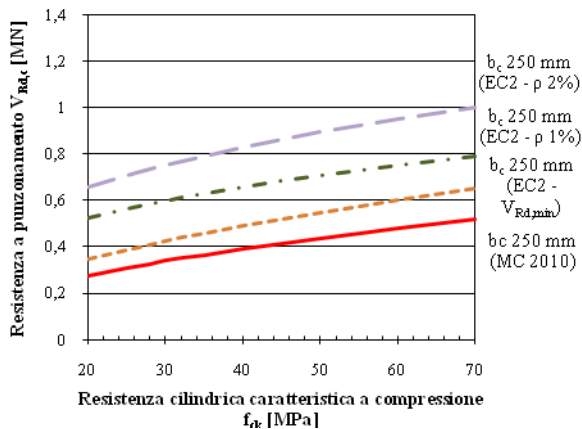


Figura 10 – Resistenza a punzonamento di una piastra non armata a taglio con altezza utile d 240 mm, in funzione della resistenza cilindrica caratteristica a compressione, per pilastro di spina a sezione quadrata 600 mm, con luce di campata 6.0 m, calcolata al I livello di approssimazione del MC2010 e tramite l'EC2 ($\rho=0, 1, 2\%$)

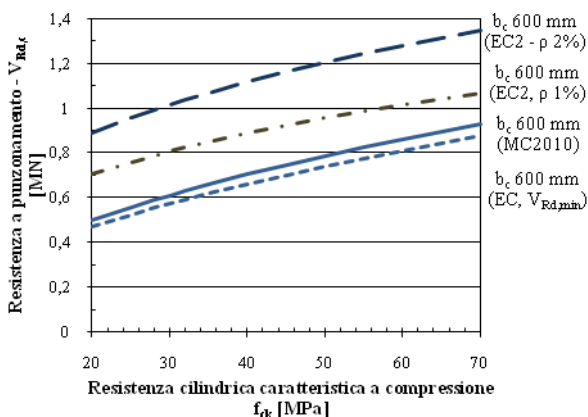


Figura 11 – Resistenza a punzonamento di una piastra non armata a taglio con altezza utile d 240 mm, in funzione della resistenza cilindrica caratteristica a compressione, per pilastro di spina a sezione quadrata 250 mm, con luce di campata 6.0 m, calcolata al I livello di approssimazione del MC2010 e tramite l'EC2 ($\rho=0, 1, 2\%$)

Tabella 2 – Confronto percentuale tra la resistenza a punzonamento del calcestruzzo calcolata con il Model Code 2010 e quelle calcolate con l'EC2 per $\rho = 0\%, 1\%, 2\%$ considerando le classi C30/35 e C50/55 (Fig. 10 e 11)

b_c 250 mm	C30/35	C50/55
$V_{Rd,min}$ (EC2)	+ 26 %	+ 26%
ρ 1%	+ 62 %	+ 76 %
ρ 2%	+ 104 %	+ 122%

b_c 600 mm	C30/35	C50/55
$V_{Rd,min}$ (EC2)	- 6 %	- 6%
ρ 1%	+ 22 %	+ 32 %
ρ 2%	+ 53 %	+ 67%

5 CONCLUSIONI

Il lavoro descrive nei suoi aspetti principali la verifica a punzonamento di piastre in c.a. secondo il Draft del Model Code 2010. In particolare si evidenzia come rispetto all'EC2 il MC2010 proponga un metodo di verifica basato su un modello meccanico e non su un modello empirico. Questo metodo si presta pertanto ad essere utilizzato anche per la verifica di casi non convenzionali, con i necessari approfondimenti. Tuttavia alcuni aspetti progettuali non sono affrontati in modo sufficientemente esteso, come ad esempio la verifica in presenza di capitelli.

Sono stati eseguiti alcuni confronti numerici con l'EC2 limitatamente al I livello di approssimazione, utilizzabile in fase di predimensionamento, dove può non essere nota la distribuzione delle sollecitazioni flettenti sulla piastra, la posizione dei punti di nullo dei momenti e la percentuale geometrica di armatura flessionale. L'utilizzo di questo livello di approssimazione non è invece consigliabile nella progettazione esecutiva, dove i livelli II, III e IV consentono una stima via via più accurata della resistenza e soluzioni più economiche. Merita in ogni caso osservare che il IV livello, che prevede il ricorso ad analisi numeriche non lineari, può condurre a risultati più affidabili dei livelli inferiori solo se il progettista possiede una conoscenza molto approfondita della geometria e delle caratteristiche meccaniche dei materiali.

BIBLIOGRAFIA

- [1] MUTTONI, A. (2008), Sécurité structurale des parkings couverts, Documento D 0226 SIA, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, Zurigo, Svizzera, 105 p.
- [2] CEB-FIP (2001), Punching of structural concrete slabs. Technical report - fib Bulletin 12, Losanna, Svizzera, 314 p.
- [3] ACI COMITEE 445 (2005), Punching Shear in Reinforced Concrete Slabs, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA, 298 p.
- [4] EUROCODICE 2 (2004) - Progettazione delle Strutture di Calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici, CEN-EN 1992-1-1, Bruxelles, Belgio, 225 p.
- [5] ACI 318 (2008). ACI 318 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA.
- [6] CEB-FIP (1993). Model Code 1990, Comité Euro-International du Béton, 437 p.
- [7] MUTTONI, A. (2008), Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement, ACI Structural Journal, Vol. 105, No. 4, pp. 440-450
- [8] MUTTONI, A., FERNÁNDEZ RUIZ, M. (2010), MC2010: The Critical Shear Crack Theory as a mechanical model for punching shear design and its application to code provisions, Shear and punching shear

in RC and FRC elements. Workshop proceedings. Technical report - fib Bulletin 57, Losanna, Svizzera, 268 p.

- [9] MUTTONI, A. (1985), Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement, *ACI Structural Journal*, Vol. 105, No. 4, pp. 440-450
- [10] SIA 262 (2003), Code for Concrete Structures, Swiss Society of Engineers and Architects, Zurigo, Svizzera, 94 p.
- [11] MUTTONI, A., GUANDALINI, S. (2007), Commento sul punzonamento secondo norma SIA 262, Svizzera, 14 p.
- [12] MUTTONI, A., FERNÁNDEZ RUIZ, M. (2008), Shear strength of members without transverse reinforcement as a function of the critical shear crack width, *ACI Structural Journal*, Vol. 105, No. 2, 163-172 p.
- [13] GUIDOTTI, R. (2010), Poinçonnement des planchers-dalles avec colonnes superposées fortement sollicitées, PhD thesis, EPFL, Lausanne, Svizzera, 187 p.
- [14] GUANDALINI, S., BURDET, O., MUTTONI, A. (2009) Punching tests of slabs with low reinforcement ratios, *ACI Structural Journal*, Vol. 106, No. 1, pp. 87-95
- [15] VAZ RODRIGUES, R., MUTTONI, A., FERNÁNDEZ RUIZ, M. (2010) Influence of shear on rotation capacity of reinforced concrete members without shear reinforcement, *ACI Structural Journal*, Vol. 107, No. 5, pp. 516-525
- [16] FERNÁNDEZ RUIZ, M., MUTTONI, A. (2009) Applications of the critical shear crack theory to punching of R/C slabs with transverse reinforcement, *ACI Structural Journal*, Vol. 106, No. 4, pp. 485-494
- [17] FERNÁNDEZ RUIZ, M., MUTTONI, A., KUNZ, J. (2010) Strengthening of flat slabs against punching shear using post-installed shear reinforcement, *ACI Structural Journal*, Vol. 107, No. 4, pp. 434-442
- [18] VAZ RODRIGUES, R., FERNÁNDEZ RUIZ, M., MUTTONI, A. (2008) Punching shear strength of R/C bridge cantilever slabs, *Engineering Structures*, Elsevier, Vol. 30, No. 11, pp. 3024-3033
- [19] SAGASETA, J., MUTTONI, A., FERNÁNDEZ RUIZ, M., TASSINARI, L. (2010) Non axis-symmetrical punching shear around internal columns of RC slabs without transverse reinforcement, *Magazine of Concrete Research*, Thomas Telford Publishing Ltd., London, accepted for publication
- [20] CLÉMENT, T., MUTTONI A. (2010) Influence of a prestressing eccentricity on the punching shear strength of post-tensioned slab bridges, *Proceeding of the 8th fib-PhD Symposium*, Copenhagen, Danimarca, pp. 63-68
- [21] LISP, s., MUTTONI A., FERNÁNDEZ RUIZ, M. (2010) Punching of flat slabs: Design example, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
- [22] FIB (2010a), Model Code 2010 - First complete draft, Volume 1, fib Bulletins 55, Lousanne, Svizzera, 318 p.
- [23] FIB (2010b), Model Code 2010 - First complete draft, Volume 2, fib Bulletins 56, Lousanne, Svizzera, 312 p.
- [24] MOODY, K. G., VIEST, M., ELSTNER, R. C., HOGNESTAD, E. (1954) Shear strength of reinforced concrete beams Part 1 - Tests of simple beams, *ACI Journal*, Proceedings Vol. 51, No. 4, pp. 317-332
- [25] MUTTONI A., SCHWARTZ J. (1991) Behavior of beams and punching in slabs without shear reinforcement, IABSE Colloquium, Vol. 62, Stuttgart, Germany, pp. 703-708.
- [26] FERNÁNDEZ RUIZ, M., MUTTONI, A. (2010) Performance and design of punching shear reinforcing systems, *Proceeding 3rd international fib congress*, Washington, USA, 15 p.

ADEGUAMENTO SISMICO E STRUTTURALE DI UN EDIFICIO DEL 1912

Lorenzo Annoni¹, Massimo Matteoli¹, Camillo Nuti², Danilo Pierucci³, Alessandro Bergami²

1 Invitalia Reti SpA, Roma

2 Dipartimento di Strutture, Università degli Studi Roma Tre, Roma

3 STIN Srl, Roma

SOMMARIO

Viene illustrato il progetto di adeguamento strutturale, nel quale l'aspetto sismico è particolarmente rilevante, di un edificio in cemento armato del 1912 realizzato con il brevetto Hennebique. Per preservare i caratteri originali dell'edificio, si è studiato un intervento con tecniche reversibili, con un uso integrato e per certi aspetti inusuali di isolamento, dissipazione e rinforzi locali. Il risultato è quello di aver ottenuto un progetto di adeguamento sismico pressoché completo. Sono illustrate le indagini, le procedure di calcolo e le tecniche impiegate.

SUMMARY

The paper describe the structural retrofitting, with special emphasis to seismic problems, of an industrial building built in 1912 in reinforced concrete under Hennebique Patent. In order to maintain the original characters of the building, an innovative use is done of isolation and dissipation, as well as of local retrofitting techniques to enhance strength and ductility of structural and non structural members. Reversible techniques have been adopted. Seismic retrofitting is complete at the same level of a new one. In the paper material and detailing surveys as well analyses and adopted techniques are presented and discussed.

1. PREMESSA

Il problema dell'adeguamento sismico di un edificio storico di cemento armato è a tutt'oggi poco discusso. In genere negli interventi sull'edilizia ed in genere sulle strutture di cemento armato i problemi della conservazione sono poco sentiti, si privilegiano pertanto gli aspetti prestazionali in termini di performance meccaniche della struttura. In questo caso si ritiene invece di aver affrontato il problema rendendo compatibili gli aspetti della conservazione con quelli del raggiungimento dei livelli di prestazione meccanica prefissati, attraverso un uso, per certi aspetti inconsueto, di varie tecniche forse tutte definite avanzate, seppur ormai quasi consolidate, nelle costruzioni in zona sismica. Vien presentato il progetto di adeguamento strutturale ed in particolare quello sismico, di un edificio industriale in cemento armato originariamente realizzato seguendo il brevetto Hennebique dalla famosa impresa Porcheddu, nel 1912.

Il progetto, che trasforma l'edificio industriale in un edificio ad uffici, intende preservare i contenuti storici della struttura originale. A tal fine si è cercato di mantenere le caratteristiche della struttura con interventi, anche radicali, ma essenzialmente reversibili.

L'edificio presenta una zona inferiore di due piani oltre ad uno interrato. Il corpo ha dimensioni in pianta 55x77,80 m². Su questo spicca per tre ulteriori piani, un corpo di dimensioni 9,55x21,40 m² posto in posizione eccentrica rispetto al corpo inferiore.

1.1 L'edificio e la sua storia.

Realizzato un primo corpo nel 1912, dall'impresa Porcheddu, in cemento armato, (si veda la *Figura 1*) il corpo è stato ampliato, prima del 1925 allungando verso est il volume inferiore di due piani fuori terra, *Figura 4*.

L'edificio è costituito da un telaio tridimensionale con le facciate tamponate con muratura di mattoni pieni o semipieni.



Figura 1– Prima fase di costruzione 1912

I dettagli costruttivi erano quelli tipici delle costruzioni industriali con il metodo Hennebique. Le armature longitudinali erano con sezione a mezzaluna ad aderenza migliorata, le trasversali delle travi erano realizzate con piatti che intercettavano le singole armature longitudinali.

La struttura ha maglia regolare, è costituita da tre telai principali in direzione longitudinale, su cui poggia la struttura secondaria costituita dalle travi trasversali di altezza minore a passo circa la metà dell'interasse dei pilastri su cui poggiano le solette di cemento armato. Si può quindi parlare di una struttura di rigidezza e resistenza particolarmente modesta in direzione trasversale.



Figura 2 – Pubblicità dell'impresa Porcheddu



Figura 3 – Interno della parte inferiore dell'edificio.



Figura 4– Edificio dopo l'ampliamento

Le facciate sono tamponate, le tamponature sono piuttosto robuste. La struttura della seconda fase ricalca fedelmente quella della prima. Le murature della seconda fase sono in calcestruzzo anziché in laterizio.

Nel piano interrato sono presenti vasconi in calcestruzzo

armato alti quanto il piano, che rendono tale livello estremamente rigido e resistente.

L'edificio in questione è certamente rappresentativo delle costruzioni industriali in cemento armato realizzate dall'Impresa Porcheddu. In Liguria vi sono numerosi altri edifici da essa realizzati, una illustrazione significativa delle costruzioni è riportata nel volume di Nelva R., Signorelli B., [1990]. Qui ci si limita a osservare come la struttura in oggetto sia assolutamente conforme agli standard descritti nella documentazione tecnica: si confrontino la *Figura 2* e la *Figura 3*. Dello stesso periodo dell'edificio sono il ponte Risorgimento a Roma, realizzato nel 1911, e lo stabilimento Fiat Lingotto del 1923.

2. VALUTAZIONE DELLA SITUAZIONE DI FATTO

2.1 Particolari costruttivi e materiali.

L'ampia campagna di indagini ha di conoscere con dettaglio la struttura. Le armature delle travi consentite sono disposte secondo i disegni tipologici dell'epoca *Figura 5*.

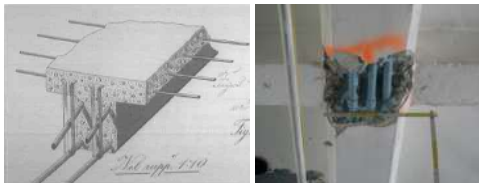


Figura 5 – Armatura delle travi: schema dell'epoca e rilievo in sito.

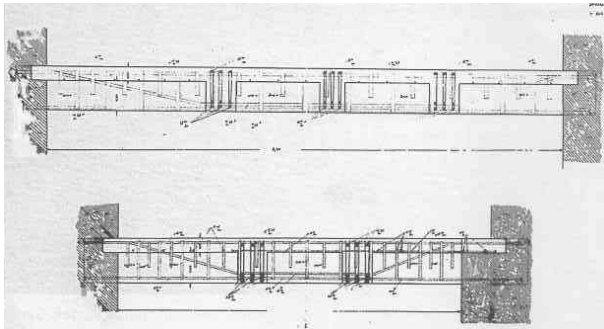


Figura 6 – Armatura delle travi: schema dell'epoca

Nel corpo originale le armature trasversali sono costituite da piattine che reggono i ferri longitudinali. Questi ultimi, nelle travi, sono i tipici ferri a sezione a mezzaluna ad aderenza migliorata *Figura 7*.

Nella zona di ampliamento successivo le armature sono in tondo liscio.

Le caratteristiche meccaniche sono state accertate con prove di trazione e sono riportate in *Tabella 1*.



Figura 7 – Armatura delle travi ad aderenza migliorata

Element	Floor	Type	L / φ (mm)	φ _{EQUIV} (mm)	A (mm ²)	f _y (MPa)	f _t (MPa)	A _s %
Slab	4 Central	U	15.5	9.6	71.8	271.3	418.4	31.0
Column	4 Central	U	15.3	10.4	84.9	244.6	362.6	20.8
Beam	4 Central	U	20.0	11.7	107.3	267.8	367.6	-
Column	1 West	U	27.0	17.9	251.5	277.0	346.2	24.4
Beam	1 West	U	28.8	18.8	277.0	-	-	-
Column	1 East	·	12.0	11.9	111.2	290.5	399.6	40.8
Beam	1 East	·	10.0	10.0	78.4	352.1	446.8	43.0

Tabella 1– Armatura caratteristiche meccaniche

Le solette sono armate con una sola rete intermedia, non attraversata dalle staffe.

Le caratteristiche dei calcestruzzi sono discrete, con superiori ai 20 MPa. Il minimo è risultato 19 MPa, il massimo 28 MPa.

Anche sulle murature di tamponamento esterno è stata condotta una indagine sia per individuarne la tipologia, che le caratteristiche meccaniche.

Resistenza caratteristica a compressione f _{ck} dell'elemento N/mm ²	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2.5
2.0	1.2	1.2	1.2	1.2
3.0	2.2	2.2	2.2	2.0
5.0	3.5	3.4	3.3	3.0
7.5	5.0	4.5	4.1	3.5
10.0	6.2	5.3	4.7	4.1
15.0	8.2	6.7	6.0	5.1
20.0	9.7	8.0	7.0	6.1
30.0	12.0	10.0	8.6	7.2
40.0	14.3	12.0	10.4	—

Tabella 2– NTC08 Tabelle 11.10V valori di f_{ck} in muratura di mattoni pieni o semipieni

La muratura della prima edificazione è in laterizio pieno o semipieno con resistenze variabili. Il valore medio dei mattoni è risultato superiore a 11 MPa, quello caratteristico, riducendo quello medio del 25% è superiore ad 8 MPa.

Dalle resistenze dei blocchi, utilizzando le relazioni riportate nella Norma Italiana (Tabella 11.10V, NTC08) si stimano le caratteristiche meccaniche (resistenza e deformabilità) della muratura:

$$f_k = 3.5 + (4.1 - 3.5) / (10 - 7.5) \cdot (8.4 - 7.5) = 3.7 \text{ Mpa}$$

$$f_m = 3.7 / 0.70 = 5.3 \text{ MPa}$$

$$E = 1000 f_k = 1000 \cdot 3.7 = 3700 \text{ Mpa}$$

$$G = 0.4 E = 0.4 \cdot 3700 = 1480 \text{ MPa}$$

La resistenza a taglio in assenza di tensioni normali è stata stimata sempre con riferimento alla Norma Italiana (Tabella 11.10VII, NTC08):

$$f_{vk0} = 0.10 \text{ MPa,}$$

$$f_{vm0} = 0.10 / 0.7 = 0.14 \text{ MPa}$$

Le caratteristiche per l'analisi non lineare sono state desunte dalla tabella C8A.2.1:

f _m (N/mm ²)	τ ₀ (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
0.32	0.076	1500	500	18

Tabella 3– Muratura in mattoni pieni e malta di calce Valori medi desunti dalla tabella C8A.2.1 utilizzati per l'analisi statica non lineare; f_m: resistenza media a compressione; τ₀: resistenza media a taglio; E: modulo di elasticità normale; G: modulo di elasticità tangenziale; w: peso specifico

La muratura della seconda fase è in blocchi di calcestruzzo, con ampia foratura, la resistenza media accertata è 3.2 MPa, quella caratteristica 2.4 MPa.

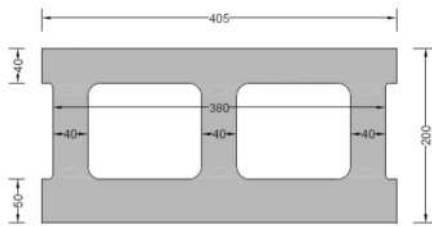


Figura 8 – Armatura delle travi ad aderenza migliorata

Le caratteristiche meccaniche della muratura in blocchi è stata stimata con criteri analoghi basati sulle indicazioni della Normativa Italiana:

$$f_k = 1.2 + (2.0-1.2)/(3.0-2.0) \cdot (2.42-2.0) = 1.54 \text{ Mpa}$$

$$f_m = 1.54 / 0.70 = 2.2 \text{ MPa}$$

$$f_{vk0} = 0.10 \text{ MPa}, :$$

$$f_{vm0} = 0.10 / 0.7 = 0.14 \text{ MPa} = 14 \text{ N/cm}^2$$

$$E = 1000 f_k = 1000 \cdot 1.54 = 1540 \text{ Mpa}$$

$$G = 0.4 E = 0.4 \cdot 1540 = 616 \text{ MPa}$$

Le caratteristiche per l'analisi non lineare sono state desunte dalla tabella C8A.2.1:

f_m (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
1.75	0.11	1.400	350	17

Tabella 4– Muratura di calcestruzzo con percentuale dei vuoti compresa tra 45% ed il 65%; valori medi dalla Tabella NTC08 C8A.2.1

2.2 I maggiori problemi individuati nell'edificio.

Problemi di carattere globale. L'edificio non era stato concepito per resistere all'azione sismica. Mancava quindi un sistema resistente razionalmente concepito per resistere alle azioni orizzontali. Era evidente una notevole irregolarità in alzato. Su un corpo regolare che si eleva per due piani dal piano interrato, spicca un corpo di tre piani di dimensioni inferiori posto in posizione eccentrica rispetto al corpo inferiore. La resistenza alle azioni orizzontali trova sicuro contributo nelle tamponature dei telai di facciata. I telai trasversali che si trovano in corrispondenza delle facciate del corpo superiore, sono tamponati, divengono telai non tamponati nel corpo inferiore. Presentano quindi un brusco cambio di resistenza e rigidità.

Problemi di carattere locale. Le travi non sono adeguatamente collegate alle solette in calcestruzzo. Le staffe infatti non intercettano le armature delle solette. Le armature trasversali di cui alla Figura 5, non sono staffe chiuse che contengono il calcestruzzo ed impediscono ai correnti longitudinali ideali, sia teso che compresso, di contenere efficacemente la spinta trasversale dovuta all'effetto dei puntoni compressi.

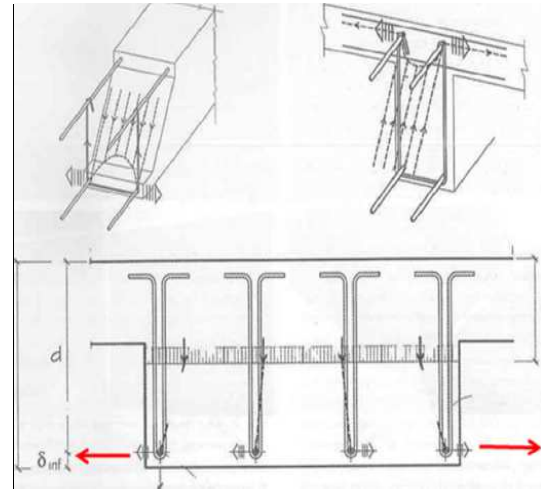


Figura 9 – Effetto delle spinte dei puntoni inclinati compressi sui correnti orizzontali inferiori e superiori con staffe chiuse o con strisce trasversali [Mezzina et al. 2008]

Molte armature longitudinali si sono rivelate corrose, soprattutto nelle travi. Le armature trasversali non sempre sono adeguate al taglio presente ed inoltre, come osservato, non sono staffe chiuse. Anche nei pilastri le armature longitudinali sono insufficienti e non è garantita la resistenza a taglio né il contenimento trasversale sia delle armature che del calcestruzzo.

3. INTERVENTI DI RINFORZO

3.1 Interventi Locali

Si è ritenuto essenziale intervenire con tecniche che consentano di mantenere la geometria originale degli elementi strutturali. Era necessario integrare su tutti gli elementi le armature longitudinali, in parte insufficienti in parte corrose, ed integrare quelle trasversali sia per contenere adeguatamente il calcestruzzo e le armature longitudinali, sia per garantire la resistenza a taglio, sia per collegare, negli orizzontamenti, le travi alle solette, includendo nelle staffe le armature delle solette stesse.

A tale scopo si è ben prestato il sistema CAM, costituito da correnti longitudinali in acciaio presso piegato e armature trasversali in piattine d'acciaio ad alta resistenza a zinco o inossidabile. Le "staffe" sono avvolte attorno agli elementi strutturali solidarizzando così i correnti longitudinali aggiunti. Sui telai di facciata si sono usati elementi di acciaio inossidabile, in tutti gli elementi interni acciaio zincato (Figura 10).

Degli interventi sulla muratura si parla negli interventi globali.

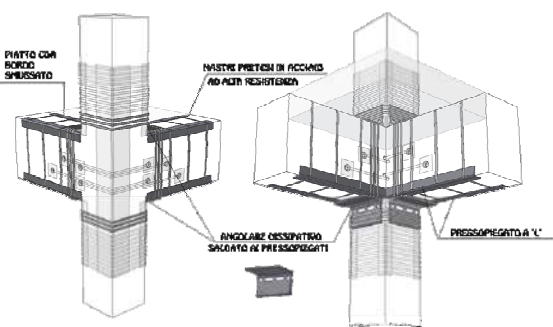
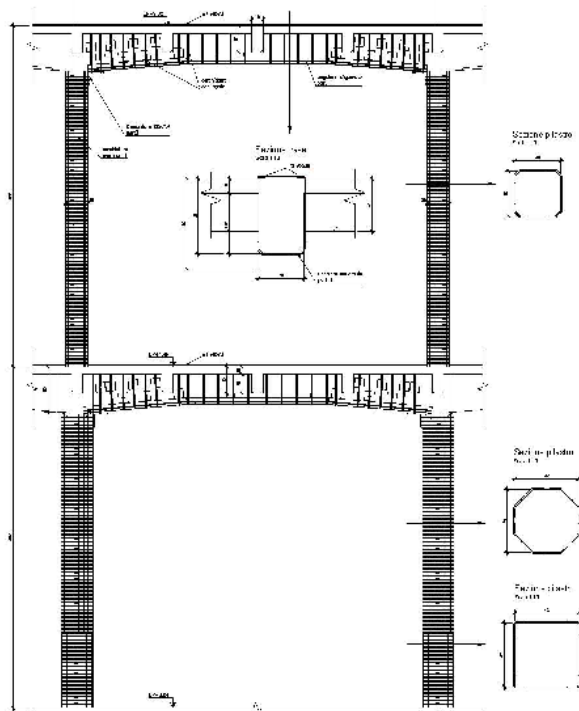


Figura 10 – Rinforzi con il sistema CAM. In alto rinforzo dalle tavole di progetto, in basso rinforzo tipico, dalle illustrazioni del concessionario del sistema.

3.2 Interventi Globali

Si è ritenuto che l'obiettivo del progetto potesse essere quello di garantire un funzionamento pressoché equivalente a quello di un edificio adeguata per l'azione sismica locale previsto dalla norma italiana.

La pericolosità sismica di Imperia è contenuta, tuttavia tutt'altro che trascurabile, come mostrato dagli spettri elastici di progetto di Figura 11.

La struttura dell'edificio ha una resistenza modesta alle azioni orizzontali. Tuttavia si è ritenuto che se si fossero eliminati l'effetto del corpo superiore che in una zona modesta dell'edificio fa passare da due a ben cinque piani, e causa un brusco salto di resistenza e rigidità tra secondo e terzo piano, si poteva pensare di restare pressoché nell'ambito della soglia elastica, anche grazie alla presenza delle tamponature che collaborano notevolmente almeno in direzione longitudinale.

L'idea è stata quindi quella di isolare i piani superiori rispetto a quelli inferiori, tagliando la struttura al di sopra del secondo livello. In tal modo l'effetto degli ultimi tre piani era praticamente azzerato, molto ridotto. Sotto il corpo superiore si è pensato di controventare i telai corrispondenti alle facciate

trasversali che, per effetto dei maggiori carichi e rigidità presenti, potevano dare luogo a tagli leggermente superiori.

Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver. 1.0.2"

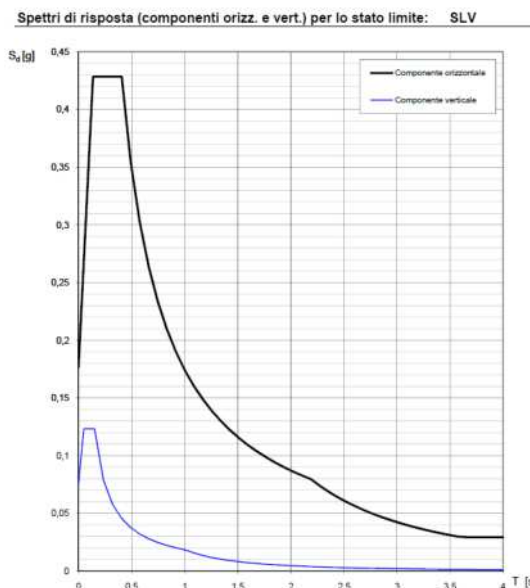


Figura 11 – Spettri di risposta delle componenti orizzontale e verticale per lo stato limite SLV

Si è in effetti considerata anche la possibilità di un isolamento completo dell'edificio al di sopra del piano terra. Tuttavia tale soluzione, molto vantaggiosa per la riduzione globale del taglio alla base, avrebbe comportato il taglio di un notevole numero di pilastri, con il corrispondente inserimento di isolatori, e la necessità di creare un nuovo impalcato in corrispondenza del piano terra.

Le due soluzioni presentano infatti le quantità riportate in Tabella 5, nella quale si vede che la riduzione di quantità e quindi di costi è almeno di 1:3 a favore del taglio al di sopra del secondo solaio. Su voci dal costo molto impegnativo: taglio dei pilastri, isolatori, carpenteria metallica e tombini di ispezione per gli isolatori centrali. Non va inoltre scordata la necessità di ispezione e sostituzione degli isolatori, fatto che può determinare scelte tecniche complesse e costose.

	Taglio al piano terra	Taglio al 2° piano
pilastri da tagliare ed isolatori da introdurre	3x18= 54	3x6=18
Unità di superficie nuovo solaio	17	5

Tabella 5 – Confronto tra soluzione con isolamento alla base o sopra il secondo piano

La soluzione del taglio al di sopra del secondo impalcato ha tra l'altro consentito una semplice soluzione anche per l'ispezione e la sostituzione, avendo lasciato un solaio flottante sopra un nuovo grigliato in carpenteria metallica.

Il confronto tra le due soluzioni evidenzia, come detto, una notevole differenza di impegno della tamponatura esterna, come si vede in Figura 12.

Si nota come la soluzione con isolamento alla base riduca drasticamente l'impegno dei pannelli. Tuttavia la soluzione al problema è stata trovata rinforzando i tamponamenti con lo stesso sistema adottato per i pilastri e le travi. Si è così da un

lato conferito una certa resistenza a trazione al pannello, dall'altro si sono ancorati i pannelli garantendone anche una adeguata resistenza fuori piano, *Figura 13*.

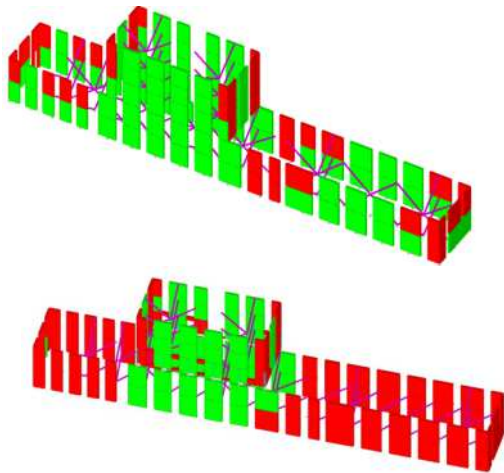


Figura 12 – Confronto tra isolamento al piano terra e sopra il 2° impalcato. In rosso: tamponature molto fessurate.

Si è quindi optato con certezza verso la soluzione di isolare sopra il secondo piano fuori terra. La soluzione è anche di minimo impatto estetico, infatti il taglio in facciata è di 2 o 3 cm, e realizzato in corrispondenza di uno dei bassifondi della finitura ad intonaco delle facciate.

Restava certamente il problema di garantire che, una volta eseguito il taglio e l'isolamento delle parte superiore dell'edificio, la porzione inferiore avesse adeguata resistenza sia in direzione longitudinale che trasversale, ma anche adeguata rigidità.

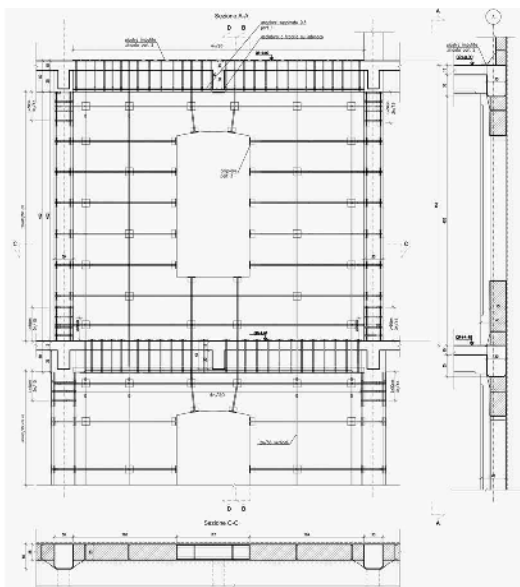


Figura 13 – Rinforzo delle murature col sistema CAM

A tal fine si è preso atto del fatto che le tamponature trasversali, di fatto presenti solo sulle piccole facciate di estremità rappresentavano una modesta integrazione alla resistenza dei telai trasversali.

Viceversa notevole è il contributo delle tamponature longitudinali. Si è quindi deciso di integrare il sistema resistente con controventi. Questi sono stati scelti di tipo a taglio massimo di forza, usualmente detti dissipativi. Essi hanno infatti la

peculiarità di avere una forza massima di plasticizzazione pressoché costante e molto stabile col numero dei cicli, con modesta differenza in trazione e compressione. In campo internazionale sono noti come BRB (Buckling Restrained Bracings).



Figura 14 – Linea di taglio per l'isolamento

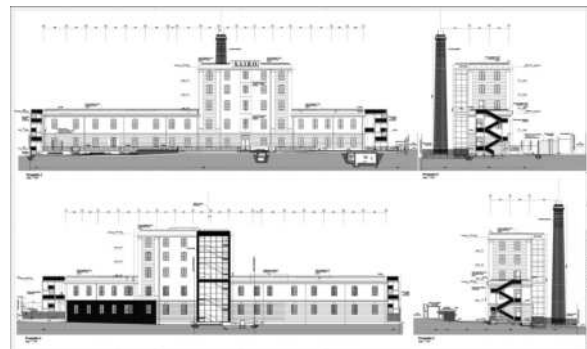


Figura 15 – Prospetti progetto architettonico

Naturalmente il numero di controventi in direzione trasversale è maggiore di quello in direzione longitudinale. Questi ultimi sono stati messi solo in corrispondenza di poche campate del telaio di spina. I trasversali sono su una delle due campate trasversali, consentendo nell'altra il passaggio del corridoio longitudinale.

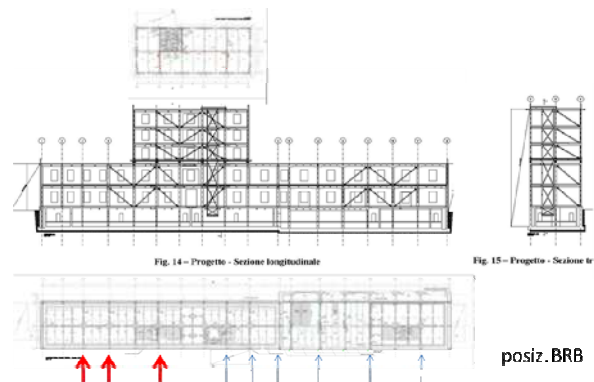


Figura 16 – Posizione, piante (in basso zona inferiore, in alto superiore) e sezioni, dell'isolamento e dei controventi dissipativi: in rosso posizione trasversale BRB più resistenti e rigidi, in blu i meno resistenti e meno rigidi.

Con riferimento alla *Figura 16* i controventi BRB usati sono al piano terra: forza 46KN e spostamento complessivo 30 mm (15 mm in ogni direzione), oppure 37 KN e 30 mm; al piano primo 37/30 e 13/30. In tal modo si è ridotto l'effetto dovuto all'eccentricità delle forze trasversali dovute al corpo isolato superiore.

3.3 Risposta strutturale

3.1.1 Isolamento

La struttura è stata analizzata globalmente per verificare l'effetto dell'isolamento. A tal fine i controventi sono stati considerati elastici lineari assegnando le dovute rigidzze differenziate.

I valori dei periodi trovati sono riportati in *Tabella 6*.

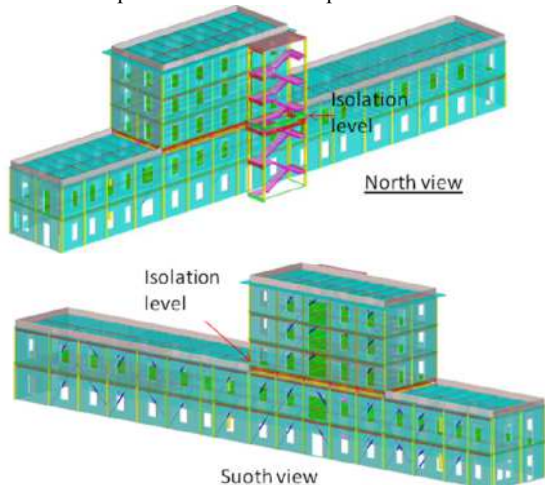


Figura 17 – Modello di calcolo della struttura elastica

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y
1	2.264926223	0.000083791	0.383497859
2	2.233310123	0.37086102	0.000131848
3	2.186723521	0.002684245	0.00066832
4	0.315777461	0.00000615	0.540552217
5	0.268645643	0.000264099	0.000455213
6	0.25492973	0.001736779	0.000225615
7	0.225001923	0.091915208	0.000000031
8	0.209691361	0.027936061	0.000397774
9	0.196381442	0.448409008	0.000054213
10	0.122143158	0.000000954	0.061623544
11	0.082301487	0.029043239	0.001378919
12	0.077318388	0.018652382	0.002543925

Tabella 6 – Periodi propri e masse partecipanti della struttura.

I primi tre modi sono relativi alla parte superiore isolata. Il quarto ed il nono sono quelli fondamentali della parte inferiore in direzione Y ed X rispettivamente.

Gli isolatori adottati sono metallici a doppia curvatura cosiddetti a doppio pendolo, per ridurre le dimensioni. La corsa massima è modesta, dell'ordine dei 40 mm a fronte dei 100 disponibili. La minor corsa ha ridotto il periodo previsto rispetto ai 2.70 secondi teorici della struttura al massimo spostamento dei dispositivi. Questo fatto è del tutto irrilevante poiché le forze trasmesse sono modeste ed il periodo di isolamento è sempre molto maggiore di quello dei modi che interessano la parte inferiore dell'edificio, sotto la quota di isolamento.

3.1.1 Piani inferiori controventi dissipativi

La valutazione della risposta del corpo inferiore, incluso l'effetto dettagliato della risposta dei dissipatori, è stata effettuata con un modello non lineare della struttura, secondo il metodo della risposta statica non lineare: l'analisi di spinta. Si è modellata la parte superiore isolata solo attraverso i carichi verticali e la forza orizzontale applicata al corpo

inferiore. Il procedimento di calcolo per valutare la risposta tenendo conto della dissipazione dei controventi BRB, e per ottenerne il dimensionamento, è quello messo a punto da alcuni degli autori del presente progetto [Bergami & Nuti, 2009-2011], basato sullo spettro di capacità suggerito dall'ATC [Albanesi e al. 2000], anziché sul metodo N2 [Fajfar, 2000] suggerito nella Normativa Italiana che non consente di tener conto della dissipazione strutturale effettivamente presente.

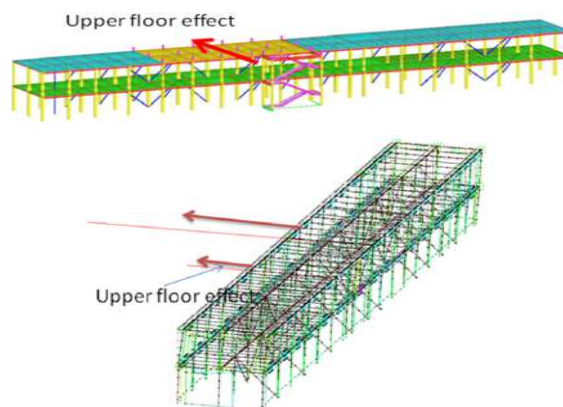


Figura 18 – Modello di calcolo per l'analisi di spinta e deformata della struttura

Si è preliminarmente valutata la risposta della struttura in assenza di controventi dissipativi. Essa è risultata eccessivamente deformabile, con spostamenti interpiano tali da danneggiare in modo significativo la struttura e le tamponature. Si è ritenuto che l'obiettivo di progetto fosse quello di garantire, per l'azione corrispondente allo SLV (periodo medio di ritorno 500 anni) un danno modesto alle tamponature, con spostamenti interpiano non superiori allo 0.35%, corrispondente ad uno spostamento sulla copertura del corpo inferiore di poco superiore ai 25 mm. Si sono quindi valutate le risposte per diverse scelte di dissipatori, tenendo anche conto, della incertezza nella stima dei parametri di deformabilità delle murature. A tal fine si è ripetuta l'analisi con valori delle caratteristiche di deformabilità delle murature ridotti al 50%.

La prima soluzione trovata, con dissipatori di resistenza molto modesta, che entrano in campo plastico per spostamenti di poco superiori al millimetro, sarebbe sufficiente (*Figura 19*) ma non funzionerebbe se le tamponature avessero deformabilità maggiori.

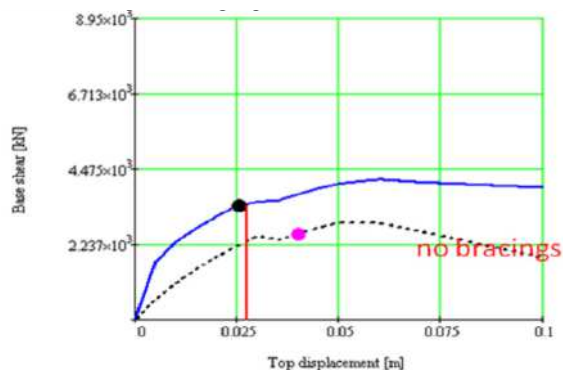


Figura 19 – Curve taglio alla base spostamento in sommità senza dissipatori e con dissipatori di resistenza $F=13$ KN.

Utilizzando dispositivi leggermente più resistenti, disposti con resistenze maggiori nella zona ad est, più gravata dal

corpo che spicca per tre piani, seppur isolato, il risultato ottenuto è veramente soddisfacente, e poco sensibile alla incertezza sulle caratteristiche delle murature di tamponamento. Lo spostamento massimo raggiunto è la metà di quello obbiettivo. L'incremento di taglio alla base rimane del 30% simile alla soluzione con dissipatori tutti da 13 KN.

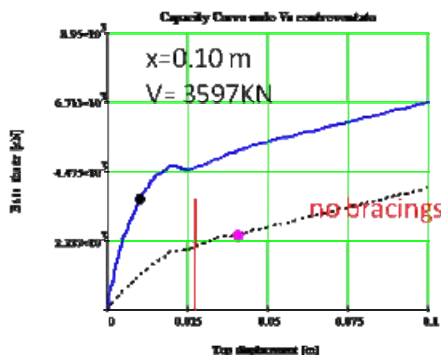


Figura 20 – Curve taglio alla base spostamento in sommità senza dissipatori e con dissipatori di resistenza $F=46\text{ KN} - 37\text{KN} - 13\text{KN}$ disposti come in Figura 16.

Questo è dovuto al minor spostamento raggiunto. In ogni caso l'incremento di taglio in fondazione è ampiamente compatibile con la resistenza della fondazione. Nella curva di spinta si può notare come la struttura rimanga ampiamente in campo elastico. I dissipatori si elasticizzano contribuendo alla risposta complessiva con una notevole dissipazione.

4. CONCLUSIONI

Si è presentato l'intervento di adeguamento strutturale, incluso quello sismico, di un edificio in cemento armato di inizio del 1900, realizzato originariamente dalla Impresa di Costruzioni Porcheddu titolare per l'Italia del Brevetto Hennebique.

L'intervento, deciso a valle di una indagine conoscitiva accurata dell'edificio, ha inteso conservarne le caratteristiche originarie. A tal fine si sono utilizzate tecnologie reversibili, rinforzando gli elementi strutturali con armature di acciaio zincato o acciaio inossidabile, disposte all'esterno delle travi e dei pilastri. Si sono in tal modo effettuati gli interventi volti ad eliminare le criticità locali: mancanza di resistenza, mancanza di duttilità. Si è poi proceduto a isolare i tre piani superiori, che spiccano eccentricamente dal corpo inferiore di due piani fuori terra. A tal fine si sono "tagliati" i pilastri ed inseriti isolatori a pendolo con attrito, di tipo metallico. Per garantire adeguata

capacità dissipativa alla struttura si sono inseriti controventi dissipativi, in alcune maglie dei telai, soprattutto in direzione trasversale. Il risultato ottenuto è di fatto un adeguamento sismico, pur con un impatto trascurabile sulla configurazione originaria dell'edificio.

Nell'articolo si descrivono sia i criteri di scelta che le tecniche costruttive che i risultati dell'analisi di questo inusuale uso dell'isolamento e dei controventi dissipativi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ALBANESI, T., NUTI, C., VANZI, I., (2000) *A Simplified Procedure to Assess the Seismic Response of Nonlinear Structures*, Earthquake Spectra, vol.16, n. 4, November
- [2] BERGAMI A.V., NUTI C. (2009) - *Discussione, applicazione e validazione di una procedura progettuale per la protezione sismica di telai tamponati mediante controventi dissipativi*. I convegno di ingegneria forense IF CRASC '09, Napoli.
- [3] BERGAMI A.V., NUTI C. (2011) - *A design procedure of dissipative braces for seismic upgrading of existing structures*, in corso di pubblicazione su Earthquakes and Structures
- [4] FAJFAR P. (2000), *A nonlinear analysis method for performance based seismic design*, Earthquake Spectra, Vol16, No3, pp573-592, August
- [5] MEZZINA M., UVA G., GRECO R. (2008) - *Sicurezza e conservazione delle prime costruzioni in calcestruzzo armato*, Città Studi Edizioni
- [6] NELVA R., SIGNORELLI B. (1990) - *Avvento ed evoluzione / , del calcestruzzo armato in Italia: il metodo Hennebique*, Ed. AITEC.
- [7] PODESTÀ, S., L. SCANDOLO, L. (2010) - *La valutazione della sicurezza nelle strutture storiche in conglomerato cementizio armato*, IUSS Press. Progettazione Sismica, N.3

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia Invitalia Reti e l'Ing. Massimo Matteoli per aver concesso la pubblicazione dell'articolo.

Il progetto architettonico è a cura del Concessionario Invitalia Reti SpA, con responsabile l'Arch. Lorenzo Annoni, il progetto strutturale a firma dell'Ing. Camillo Nuti è stato redatto dalla STIN di Roma.

RETROFIT SISMICO DI UN PONTE STRADALE IN CAP A TRAVATA

Alberto Maria Avossa¹, Riccardo Di Camillo¹, Pasquale Malangone¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile, Seconda Università di Napoli

SOMMARIO

Il lavoro riguarda una procedura di “retrofit” sismico per un ponte stradale in cap a travata, in esercizio sulla strada statale SS7 “Domitiana” in Campania. Con riferimento a tale manufatto, dopo averne definito la geometria e le caratteristiche meccaniche sulla base degli elaborati di progetto, sono state condotte in primo luogo analisi di vulnerabilità sismica per valutare la sicurezza nella configurazione attuale. A tal fine è stata impiegata una procedura statica non lineare (Nonlinear Static Procedure – NSP) basata sul metodo dello spettro di capacità e degli spettri inelastici già utilizzata per altre tipologie strutturali, che ha consentito -secondo i criteri proposti dal Performance Based Earthquake Engineering (PBEE)- di correlare in modo esplicito i livelli di rischio atteso con i livelli di prestazione fissati per i differenti stati-limite considerati. Per l’adeguamento sismico del ponte è stata poi scelta una strategia di protezione sismica di tipo innovativo, che prevede l’isolamento dell’impalcato mediante impiego di dispositivi elastomerici HDRB. La progettazione del sistema di isolamento è stata condotta mediante impiego del criterio di gerarchia delle resistenze e di un approccio agli spostamenti del tipo Direct Displacement Based Design (DDBD). Il livello di sicurezza raggiunto dall’opera a seguito dell’intervento di retrofit sismico è stato infine valutato mediante analisi dinamiche time-history con integrazione diretta delle equazioni del moto, definendo opportunamente la matrice di smorzamento del sistema ed impiegando un gruppo di accelerogrammi storici le cui forme spettrali risultano coerenti con lo spettro di regolamento valido per il sito in esame.

SUMMARY

The paper deals the proposal of a procedure for the seismic retrofit of existing prestressed concrete bridge built on “Domitiana” state road in Campania district. Starting from the identification of the bridge structural geometry and of the material mechanical properties based on the original project designs, the seismic vulnerability assessment of the existing bridge was carried out. At this aim a Nonlinear Static Procedure (NSP) based on the Capacity Spectrum Method (CSM) and on Inelastic Demand Response Spectra (IDRS) already used for other structural typologies, was applied. According to the Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE) principles, these procedure allows to correlate explicitly the different levels of performance to varying intensity of seismic action. Then an innovative seismic protection strategy based on the insert of isolating system between pier top and deck was implemented. A design process consisting in an appropriate application of capacity-design principles and of Direct Displacement Based Design (DDBD) approach was applied. Finally the seismic response of the bridge, modelled with an “exact” damping matrix, was evaluated through a linear time-history analysis with a direct integration of motion equation using a set of recorded accelerograms whose spectra are consistent with the design spectrum proposed by the Italian Code.

1. INTRODUZIONE

Le strutture da ponte possono essere definite in molti casi come costruzioni di tipo “essenziale” in cui, a causa del ridotto grado di iperstaticità, l’eventuale grave danneggiamento di un elemento strutturale a seguito di un terremoto può determinare il collasso dell’intero sistema resistente o di grandi porzioni di esso. È quindi necessario prestare estrema cura nella progettazione sismo-resistente di tali opere considerando livelli di protezione sismica maggiori rispetto ad altre tipologie di costruzione. In realtà il sistema stradale italiano è in massima parte già sviluppato e un numero considerevole di ponti, regolarmente in esercizio sulla rete viaria nazionale,

sono stati progettati e realizzati in assenza di specifiche prescrizioni riguardanti l’assorbimento delle azioni sismiche. È quindi ragionevole attendersi che molte di queste strutture siano particolarmente vulnerabili agli effetti del terremoto o che siano in grado di resistere agli effetti dovuti ad azioni sismiche di minore intensità rispetto a quelle di progetto attualmente fissate dalla normativa vigente (Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC2008).

In tale contesto si inserisce il presente lavoro, che riguarda la proposta di una procedura di “retrofit” sismico di un ponte stradale in cap a travata attualmente in esercizio sulla strada statale SS7 quater “Domitiana” in Campania. Con riferimento a tale struttura, dopo averne definito la geometria e le caratte-

ristiche meccaniche sulla base degli elaborati di progetto originari, sono state in primo luogo condotte analisi di vulnerabilità sismica per valutarne le condizioni di sicurezza nella configurazione attuale. Per detta fase di indagine è stata, in particolare, impiegata una procedura statica non lineare (Nonlinear Static Procedure – NSP) basata sul Metodo dello Spettro di Capacità e degli Spettri Inelastici [1][2], già utilizzata per altre tipologie strutturali, che ha consentito di correlare in modo esplicito, secondo i criteri proposti dal Performance Based Earthquake Engineering (PBEE), differenti livelli di rischio atteso con i livelli di prestazione fissati in corrispondenza di differenti stati limite considerati. Successivamente, al fine di conseguire l’obiettivo dell’adeguamento sismico del ponte nei confronti delle nuove azioni di progetto previste dalla normativa vigente (NTC2008), in alternativa a tecniche di intervento di tipo tradizionale si è scelta una strategia di protezione antisismica di tipo innovativo che prevede l’isolamento sismico dell’impalcato a soletta continua (sovrastuttura) dalle pile che lo sostengono (sottostruttura) mediante impiego di dispositivi elastomerici HDRB. In particolare la progettazione del sistema di isolamento è stata condotta mediante un approccio agli spostamenti del tipo Direct Displacement Based Design – DDBD [3]. Il livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, quale raggiunto dall’opera a seguito dell’intervento di retrofit previsto, è stato quindi valutato mediante analisi dinamica time-history con integrazione diretta delle equazioni del moto, definendo opportunamente la matrice di smorzamento del sistema ed impiegando un gruppo di segnali accelerometrici storici le cui forme spettrali presentano caratteristiche di coerenza con lo spettro di progetto regolamentare valido per il sito in esame. Nel lavoro vengono infine presentati i risultati conseguiti e viene evidenziata l’efficacia dell’intervento di isolamento previsto, che evita di ricorrere a dispositivi aggiuntivi di dissipazione energetica e determina una riduzione significativa delle sollecitazioni nella attuale sottostruttura, in grado di sopportare in campo elastico il sisma di progetto.

2. DESCRIZIONE E GEOMETRIA DELL’OPERA

Il ponte in oggetto, realizzato a servizio della strada statale SS7 quater “Domitiana” in località Mondragone (CE), è costituito da uno schema a travata a tre campate con due vie di corsa indipendenti. Ogni impalcato è costituito da tre ordini di travi in cemento armato precompresso, realizzate con calcestruzzo riferibile a classe C45/55, rese tra loro solidali grazie ai traversi dell’impalcato ed alla soletta superiore continua in cemento armato dello spessore di 25 cm. Dette travi sono direttamente appoggiate sui ritzi di spalle e pile. Gli altri elementi strutturali del ponte sono stati invece realizzati in calcestruzzo armato, rispettivamente riferibile a classe C28/35 per la soletta e a classe C25/30 per i ritzi delle pile e delle spalle, mentre l’acciaio di armatura da cemento armato impiegato è

del tipo FeB44k. Le strutture di fondazione sono infine costituite da zattere su pali.

La configurazione geometrica dei principali elementi strutturali del ponte è stata desunta dagli elaborati di progetto originari datati 30/12/1989 ed è qui richiamata (Figg. 1-3). Inoltre, come evidenziato dalla disposizione degli apparecchi di appoggio, le azioni orizzontali in direzione longitudinale sono interamente assorbite dai tre ritzi di una delle due spalle, mentre nella direzione trasversale il ponte si comporta come uno schema di telaio sollecitato fuori dal proprio piano in quanto i vincoli fissi dell’impalcato per tale direzione sono collocati in testa ai ritzi centrali delle spalle e delle due pile intermedie (Fig. 4).

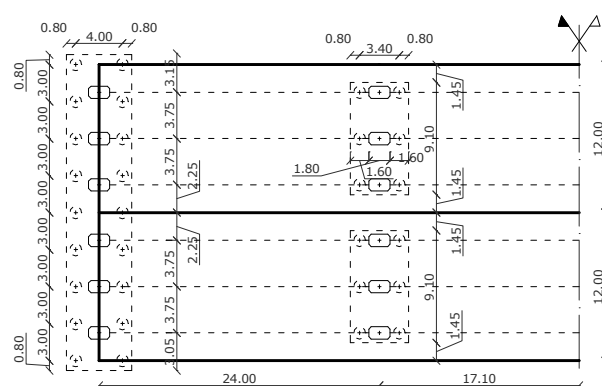


Figura 1 – Pianta delle fondazioni e degli impalcati del ponte.

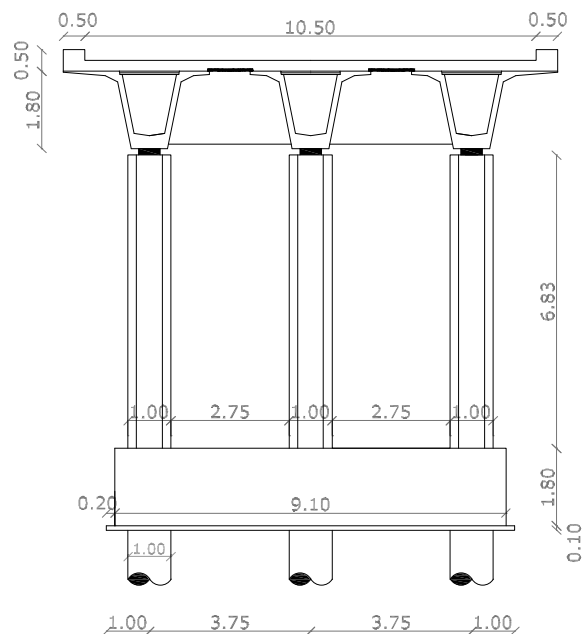


Figura 2 – Vista laterale dei ritzi delle pile con sezione trasversale dell’impalcato.

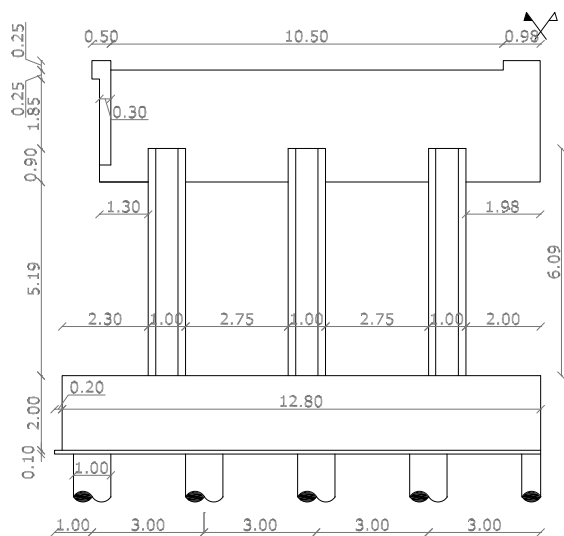


Figura 3 – Vista laterale dei ritri della spalla.

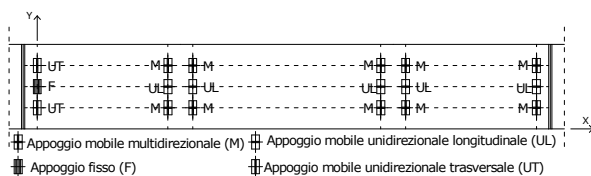


Figura 4 – Disposizione in pianta degli appoggi.

3. VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEL PONTE NELLA CONFIGURAZIONE ESISTENTE

La prima fase di indagine ha riguardato la valutazione della sicurezza della struttura nella configurazione esistente. Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza le indicazioni normative suggeriscono che, a meno di situazioni particolarmente difficili, il livello di sicurezza da perseguire nel caso di ponti esistenti sia quello massimo. Tenuto conto della disponibilità degli elaborati originari di progetto e dei risultati delle prove sui materiali in fase esecutiva, in accordo con quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (2008) e della corrispondente Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 (Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008) si è assunto il livello di conoscenza massimo LC3 (Conoscenza Accurata) cui corrisponde un Fattore di Confidenza $FC=1.00$. Nello specifico, la geometria della struttura, i dettagli costruttivi e le caratteristiche dei materiali già richiamate in precedenza, sono stati desunti dai disegni iniziali completi e dalle specifiche di progetto originali. Per quanto riguarda invece il terreno di fondazione, non essendo disponibili esplicite indagini in sito ed in funzione della descrizione delle caratteristiche meccaniche del terreno già effettuata in

sede di progetto dell'opera, si è scelto a vantaggio di sicurezza di classificare il suolo come appartenente alla categoria C.

La valutazione della sicurezza dello stato esistente è stata quindi condotta attraverso analisi statiche non lineari su un modello 3D ad elementi finiti della struttura, mediante impiego del codice di calcolo SAP2000 (Fig. 5). Con riferimento alla modellazione strutturale, in particolare le travi principali della sovrastruttura sono state schematizzate con tre elementi monodimensionali affiancati per i quali è stata definita una sezione a cassone. Detti elementi sono stati poi collegati e resi solidali mediante la definizione di elementi piastra di tipo "shell" che riproducono la presenza della soletta in calcestruzzo dell'impalcato. La sottostruttura è stata poi schematizzata ancora attraverso elementi monodimensionali, aventi sezione corrispondente a quella dei ritri in c.a. L'elevata rigidità del complesso fondazione-terreno ha infine condotto a schematizzare come incastro la situazione di vincolo alla base.

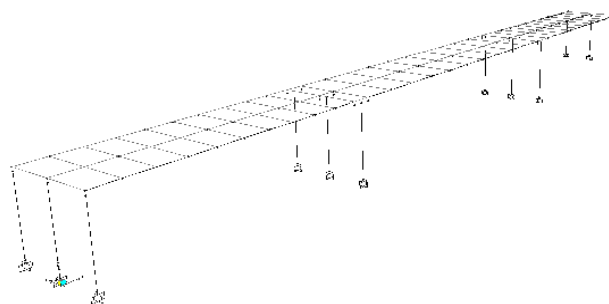


Figura 5 – Modello FEM del ponte.

Le analisi di vulnerabilità sismica sono state eseguite adottando come tecnica di riferimento l'analisi di pushover, che è un'analisi statica monotona condotta in controllo di spostamenti sottoponendo la struttura, oltre che ai carichi gravitazionali, a una distribuzione di forze orizzontali di ampiezza crescente fino al raggiungimento della capacità massima in termini di resistenza o di deformabilità. Nel caso specifico di ponte ad impalcato continuo, considerato che i rapporti di massa modale associati al primo modo in entrambe le direzioni principali sono circa pari al 90%, è stato possibile considerare la sola distribuzione di azioni laterali invariante nel tempo ed affine alla forma del modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata (Tab.1). In generale, nel caso tale condizione non sia soddisfatta occorre invece considerare l'effetto di più modi fino al raggiungimento di un rapporto di massa modale complessivo pari almeno all'80%. In particolare è necessario eseguire ripetute analisi di pushover applicando singolarmente distribuzioni di forze affini alla forma di ciascuno dei modi considerati, ricavando quindi la corrispondente risposta in termini di distorsione di tutti gli elementi strutturali. La risposta complessiva si valuta infine sovrapponendo per ogni elemento gli effetti ottenuti dalle singole analisi di spinta, mediante impiego della regola SRSS oppure CQC. Tale ap-

Tabella 1 – Proprietà dinamiche del ponte: configurazione esistente.

Modo	Periodo (s)	α_x	α_y	α_z	α_{RX}	α_{RY}	α_{RZ}
1	0.687	-	0.902	-	0.778	-	0.654
2	0.479	-	-	-	-	-	0.254
3	0.431	-	-	0.262	-	0.191	-
4	0.403	0.921	-	-	-	0.018	-
5	0.329	-	-	-	0.036	-	-
6	0.251	-	-	0.196	-	0.012	-
7	0.239	-	-	0.196	-	0.426	-
8	0.235	-	0.0132	-	0.011	-	0.009

proccio richiama in sostanza il ben noto metodo della “Modal Pushover Analysis” [4], [5]. Nel caso specifico il comportamento inelastico della struttura è stato considerato attraverso un modello non lineare a fibre a plasticità concentrata. La risposta inelastica delle cerniere plastiche viene caratterizzata a partire dalla definizione dei diagrammi tensione-deformazione dei materiali che consente di tener conto in modo implicito sia dell’interazione tra momento flettente e sforzo normale nelle colonne che dell’effetto di confinamento passivo sul calcestruzzo dovuto alla presenza delle armature longitudinali e delle staffe. In particolare per la relazione tensione-deformazione del calcestruzzo confinato si è fatto specifico riferimento al modello di Mander, Priestly e Park, modificato secondo le indicazioni di Saatcioglu e Razvi [6] che permettono di definire la pressione laterale di confinamento efficace generata dalle staffe. Per l’acciaio si è fatto riferimento ad un legame elasto-plastico caratterizzato una deformazione ultima convenzionale pari al 3%. Infine per quanto riguarda la definizione della lunghezza L_p delle zone plastiche si è assunto in maniera conservativa un valore pari a 0.1 volte L_v che rappresenta la luce efficace a taglio che nel caso di schema a mensola è pari all’intera lunghezza dell’elemento strutturale.

L’obiettivo finale dell’analisi di pushover è definire la curva di capacità globale tagliante alla base - spostamento in sommità che rappresenta il punto di partenza per la valutazione degli spostamenti del nodo di controllo corrispondenti ai diversi stati limite previsti dalla normativa vigente. In particolare, la rotazione allo snervamento e la rotazione a collasso delle membrature in cemento armato sono state determinate in accordo con le indicazioni delle NTC 2008 che prevedono per il caso di ponti esistenti che la valutazione della sicurezza sia eseguita per i soli livelli di prestazione di cui allo SLU: Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di Collasso (SLC). La capacità di spostamento relativa allo stato limite ultimo è individuata sulla curva di capacità in corrispondenza del raggiungimento della massima capacità a taglio o a flessione in un elemento strutturale. In particolare con riferimento alla capacità rotazionale delle cerniere plastiche disposte al piede dei ritti delle pile e delle spalle si considera una curvatura ultima che è pari al valore minimo tra quello determinato in corrispondenza del raggiungimento della deformazione massima di uno dei materiali strutturali e quello per cui il momento flettente vale l’85% del valore massimo. Nel caso specifico

di verifica allo SLC la capacità di rotazione alla corda utilizzata vale:

$$\theta_{SLC} = \theta_u(N) / \gamma_{el} \quad (1)$$

dove $\theta_u(N)$ indica il valore della capacità di rotazione ultima valutata in funzione del valore di sforzo normale presente nell’elemento strutturale e γ_{el} è un coefficiente di sicurezza posto pari ad 1.5. Nel caso di verifica allo SLV la capacità rotazionale è stata invece assunta pari a 0.75 volte quella valutata per lo SLC. Si riportano in Figura 6 le curve di capacità valutate per il ponte oggetto di studio al variare della direzione di ingresso dell’azione sismica. In particolare, sulle ordinate è riportato il valore del taglio alla base adimensionalizzato rispetto al peso sismico dell’intera struttura mentre sulle ascisse è riportato lo spostamento laterale nel nodo di controllo individuato in questo caso nel punto cui corrisponde la massima ampiezza modale. Si osservi inoltre che in relazione alla distribuzione di rigidezze e resistenze la configurazione del ponte è simmetrica rispetto alle due direzioni ortogonali, di conseguenza è stato possibile a parità di distribuzione di azioni laterali effettuare un’unica analisi per ciascuna direzione di ingresso del sisma considerata.

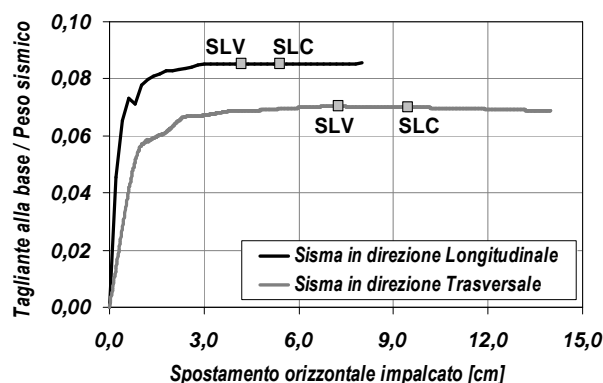


Figura 6 – Curve di capacità del ponte nella configurazione esistente.

La valutazione degli spostamenti laterali del ponte per un prefissato livello d’intensità dell’azione sismica è stata condotta attraverso la procedura prescritta nei recenti documenti normativi (NTC 2008, EC8 2004) basata sull’impiego dell’analisi statica non lineare e sulla definizione di un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà. Una volta definiti gli spostamenti del sistema SDOF equivalente, corrispondenti ai diversi stati limite, la procedura suddetta consente di determinare i valori delle accelerazione di picco al suolo PGA^C rappresentativi della capacità strutturale. Tali valori sono poi confrontati con i corrispondenti valori rappresentativi della domanda sismica PGA^D definiti in accordo alla normativa vigente. In particolare, per ciascuno stato limite la domanda sismica è espressa attraverso la componente orizzontale dello spettro di risposta elastico i cui parametri rappresentativi sono riporta-

ti in Tabella 2. Il rapporto tra capacità e domanda in termini di accelerazione fornisce, infine, il coefficiente rappresentativo del rischio sismico per ciascuno stato limite:

$$\alpha_{SLV} = \frac{PGA_{SLV}^C}{PGA_{SLV}^D}; \alpha_{SLC} = \frac{PGA_{SLC}^C}{PGA_{SLC}^D} \quad (2)$$

Si riportano in Tabella 3 i valori degli indici di rischio valutati nei confronti dei diversi stati limite per le varie condizioni di carico sismiche e per le differenti direzioni di ingresso dell'azione. I risultati ottenuti evidenziano che il ponte presenta un indice di rischio a collasso maggiore dell'unità solo per la verifica allo SLV nei confronti della condizione di carico sismica nella direzione trasversale Y. In questo caso sono quindi soddisfatte le verifiche previste per il suddetto stato limite. D'altra parte con riferimento alla verifica per lo stato limite di collasso nella stessa direzione e ad entrambi gli stati limite ultimi nell'altra direzione i valori dell'indice di rischio risultano invece minori dell'unità. Ciò testimonia quindi una situazione di inadeguata resistenza laterale e capacità di spostamento globale della struttura nei confronti delle nuove azioni sismiche previste dalla normativa vigente. Tale risultato è dovuto alle insufficienti doti di resistenza e di capacità rotazionale delle zone plastiche disposte al piede dei ritti delle pile e delle spalle del ponte.

Tabella 2 – Parametri degli spettri di risposta elastici.

Parametro	SLV	SLC
Probabilità di eccedenza P_{VR}	0.10	0.05
Periodo di ritorno T_R (anni)	712	1462
Accelerazione di picco al suolo a_g/g	0.098	0.176
Fattore di amplificazione dinamica F_0	2.741	2.830
Periodo di transizione T_C (sec)	0.651	0.687

Tabella 3 – Indici di rischio per gli stati limite ultimi SLV ed SLC.

Direzione	PGA_{SLV}^C	PGA_{SLC}^C	α_{SLV}	α_{SLC}
Sisma X	0.143	0.138	0.973	0.784
Sisma Y	0.172	0.168	1.143	0.966

4. ADEGUAMENTO SISMICO MEDIANTE ISOLAMENTO DELL'IMPALCATO

4.1 Progettazione dell'intervento

I risultati ottenuti a seguito della valutazione della sicurezza sismica del ponte nella configurazione esistente ne hanno messo in luce la vulnerabilità nei confronti delle azioni previste dalla attuale normativa, evidenziando quindi la necessità di adeguare la risposta strutturale.

Com'è noto l'adeguamento sismico potrebbe essere condotto da una parte con l'impiego di tecniche convenzionali, ad esempio incrementando la resistenza e la duttilità locale dei singoli elementi strutturali resistenti (colonne di pile o spalle) mediante ringrosso o fasciatura con FRP delle sezioni resisten-

ti, ovvero riducendo le sollecitazioni sismiche negli elementi preesistenti attraverso l'inserimento di componenti strutturali aggiuntivi (traversi di collegamento in sommità delle colonne). Alcune di queste tecniche sono però basate sull'incremento della rigidità laterale per cui possono determinare una riduzione dei periodi propri di vibrazione e, quindi, un aumento delle ordinate spettrali e delle azioni sismiche di progetto. Di conseguenza, il loro utilizzo non garantisce l'incremento della sicurezza richiesto ai fini dell'adeguamento sismico della struttura. In alternativa a tali interventi di tipo tradizionale, è possibile adeguare la risposta della struttura sotto sisma ricorrendo a tecniche innovative quali l'isolamento sismico e la dissipazione energetica.

Con riferimento al caso del ponte in esame è stato proposto in particolare un intervento di isolamento sismico dell'impalcato, da realizzarsi mediante inserimento di un sistema di dispositivi elastomerici ad elevato smorzamento HDRB ($\xi=10\%$) disposti tra l'impalcato e la testa dei ritti di spalle e pile. Il dimensionamento di tale sistema d'isolamento è stato quindi condotto con l'impiego di un approccio agli spostamenti del tipo Direct Displacement Based Design – DDBD (Priestley et al. 2007). In tale ambito il primo passo del processo progettuale consiste nella valutazione del valore di spostamento corrispondente alla plasticizzazione del ritto, che può essere determinato attraverso la relazione che segue:

$$\Delta_y = \phi_y \cdot \frac{H^2}{3} \quad (3)$$

dove ϕ_y rappresenta la curvatura allo snervamento della sezione trasversale del ritto, valutata con l'espressione seguente che si riferisce ad una sezione di forma rettangolare:

$$\phi_y = 2.10 \frac{\epsilon_y}{h} \quad (4)$$

in cui ϵ_y è la deformazione specifica di snervamento delle barre di acciaio ed h è l'altezza della sezione trasversale. Pertanto, è necessario differenziare il caso della risposta del ponte nelle due direzioni principali longitudinale e trasversale. Una volta definite le capacità di spostamento $\Delta_{y,S}$ e $\Delta_{y,P}$ rispettivamente dei ritti di pile e spalle in condizioni di prima plasticizzazione, al fine di garantire che la risposta dei ritti permanga in campo elastico si applica il criterio di gerarchia delle resistenze (Fig.7). In particolare si assume un valore di spostamento di progetto per l'intero sistema isolato Δ_D pari alla massima domanda in termini di spostamento per il sito in esame riferita ad uno smorzamento complessivo del sistema $\xi_{sist.}$ pari al 10% e ad un fattore di sovraresistenza γ_{ov} pari ad 1.25. Tale posizione è valida nell'ipotesi di influenza trascurabile dei modi ad elevata frequenza per cui è possibile schematizzare l'intero sistema strutturale come uno SDOF a comportamento visco-elastico equivalente. Si valuta quindi la capacità di spostamento di progetto dei dispositivi d'isolamento posti in testa ai ritti rispettivamente delle spalle e delle pile $\Delta_{i,S}$ e

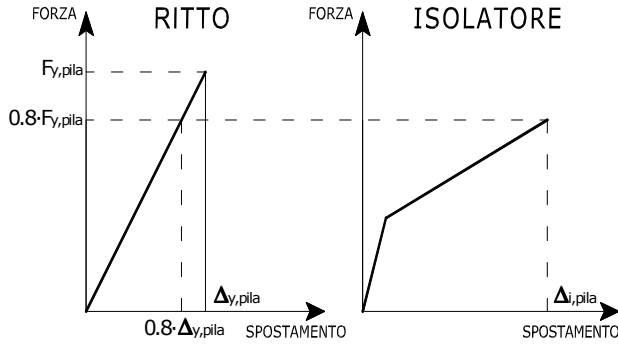


Figura 7 – Legame forza-spostamento del generico rito.

$\Delta_{i,P}$, come differenza tra la richiesta di spostamento complessiva Δ_D e quella massima possibile per gli elementi della sottostruttura in condizioni di snervamento, depurata inoltre di un'ulteriore aliquota che tiene conto della possibile sovraresistenza del dispositivo. Risulta pertanto:

$$\Delta_{i,S/P} = \Delta_D - 0.80 \cdot \Delta_{y,S/P} \quad (5)$$

Di conseguenza si valutano i rapporti di smorzamento viscoso equivalenti dei sistemi rito–isolatore relativi rispettivamente alla spalla e alla pila (ξ_S e ξ_P) che possono essere definiti come media tra i valori del rapporto di smorzamento dei singoli sottosistemi (isolatori e ritti) pesata con riferimento ai rispettivi spostamenti di progetto:

$$\xi_{S/P} = \frac{0.05 \cdot 0.80 \cdot \Delta_{y,S/P} + 0.10 \cdot \Delta_{i,S/P}}{\Delta_D} \quad (6)$$

Il rapporto di smorzamento viscoso equivalente del sistema SDOF equivalente ξ_{sist} viene poi valutato attraverso una successiva operazione di media tra i valori del rapporto di smorzamento associato alle singole parti della sottostruttura pesata con i valori delle masse rispettivamente portate. Sfruttando la seguente equazione si ha:

$$\xi_{sist} = \frac{\sum M_i \cdot \xi_i}{M_{tot}} \quad (7)$$

Si ricorda che con riferimento al rapporto di smorzamento strutturale delle pile e delle spalle si è assunto convenzionalmente un valore di letteratura pari al 5%. Si determina infine, il fattore di riduzione R_ξ che consente di ottenere, a partire dallo spettro elastico in termini di spostamento, lo spettro di progetto per un assegnato rapporto di smorzamento ξ_{sist} :

$$R_\xi = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{sist}} \right)^{0.5} \quad (8)$$

I risultati ottenuti applicando la procedura appena descritta per un valore di smorzamento iniziale pari al 10% sono

Tabella 4 – Valori dei parametri di progetto.

Direzione	$\Delta_{y,S}$ [cm]	$\Delta_{y,P}$ [cm]	$\Delta_{i,S}$ [cm]	$\Delta_{i,P}$ [cm]	ξ_S [%]	ξ_P [%]	ξ_{sist} [%]	R_ξ
Longitudinale	2.6	3.2	12.3	11.8	9.3	9.1	9.1	0.794
Trasversale	4.6	5.8	10.7	9.8	8.7	8.4	8.6	0.813

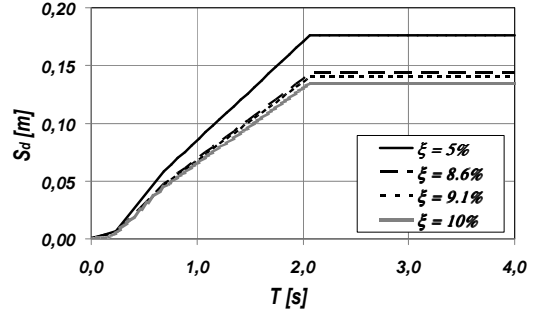


Figura 8 – Spettri di progetto in termini di spostamento.

riportati in Tabella 4. La domanda di spostamento massima per l'intero sistema, pari a circa 14.3 cm, è stata quindi valutata a partire dallo spettro di risposta in termini di spostamento, definito per il valore minimo del rapporto di smorzamento ξ_{sist} , pari all'8.6%, nel campo dei periodi maggiori o uguali a T_D (corner period) (Fig.8). Detto valore di smorzamento è stato ottenuto a valle della procedura di progettazione prima introdotta che si può configurare anche come un procedimento di tipo iterativo. A questo punto è necessario garantire che la capacità di spostamento dei dispositivi da dimensionare sia maggiore della corrispondente domanda sismica del terremoto di progetto. Considerato che per valori del periodo della struttura superiori a T_D la domanda in termini di spostamento è costante ed è pari al valore massimo si può scegliere tale situazione come condizione di progetto. In pratica si può imporre che il periodo del sistema SDOF equivalente rappresentativo dell'intera struttura T_{eq} debba soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$T_{eq} \geq T_D \quad (9)$$

Pertanto, la rigidità laterale del sistema d'isolamento K_{iso} e quindi del singolo isolatore k_{iso} potranno essere definite imponendo come condizione progettuale che il periodo della struttura sia proprio pari a T_D . Di conseguenza si ha:

$$K_{iso,tot} = \frac{4 \pi^2 M}{T_D^2} \quad ; \quad k_{iso} = \frac{K_{iso}}{n_{iso}} \quad (10)$$

in cui M è la massa dell'impalcato ed n_{iso} il numero di isolatori (pari a 18). Ricordando che per un dispositivo HDRB l'area A dello strato di gomma, il modulo di elasticità tangenziale G della gomma e l'altezza h dell'appoggio sono tra loro correlati dalla seguente relazione:

$$k_{iso} = \frac{G A}{h} \quad (11)$$

e che per motivi tecnologici devono essere soddisfatte le seguenti disuguaglianze:

$$D \geq 2 \Delta_{max} \quad ; \quad h \geq \Delta_{max} \quad (12)$$

assumendo poi per il modulo G un valore pari a 400 kN/m^2 e per l'altezza h un valore pari a 0.20 m si determina il seguente valore del diametro D minimo del dispositivo:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot k_{iso} \cdot h}{\pi \cdot G}} = 53 \text{ cm} \quad (13)$$

Le caratteristiche geometriche e meccaniche degli isolatori impiegati sono riportate in Tabella 5 in cui con ovvio significato degli altri simboli sono indicati i valori delle rigidezze equivalenti orizzontale e verticale K_e e K_v , dello spessore complessivo degli strati di gomma t_e , della massima capacità di spostamento Δ_{max} e del carico verticale massimo rispettivamente in condizioni statiche e sismiche V_{max} e V_{sism} . Si evidenzia che la scelta delle caratteristiche dell'isolatore è stata condotta tenendo conto più in generale anche dei seguenti ulteriori aspetti: a) valori massimi degli sforzi normali agenti sul singolo dispositivo in condizioni di sisma ed in presenza dei carichi da traffico; b) caratteristiche geometriche e meccaniche dei ritti; c) massima duttilità del sistema d'isolamento; d) adeguata rigidezza laterale nei confronti delle sollecitazioni dovute ai carichi di normale esercizio. In particolare, con riferimento a quest'ultimo aspetto è stata condotta una verifica preliminare per valutare l'entità degli spostamenti laterali dell'impalcato sotto i carichi di normale esercizio dovuti al frenamento dei veicoli ed alla pressione laterale del vento definiti in accordo con le prescrizioni normative vigenti. Le verifiche hanno evidenziato che la rigidezza laterale del sistema di isolamento è tale da determinare valori degli spostamenti ampiamente contenuti nei limiti previsti. Inoltre, sempre a valle del dimensionamento del sistema di isolamento si è ulteriormente verificato che gli elementi della sottostruttura rimanessero effettivamente in campo elastico per le sollecitazioni trasmesse dall'impalcato in corrispondenza del raggiungimento della massima capacità di spostamento dei dispositivi di isolamento. Tale verifica è stata condotta per entrambe le direzioni principali valutando le caratteristiche della sollecitazione massime al piede dei ritti e confrontandole con le corrispondenti resistenze (Tab. 6). In particolare, considerando il valore del taglio massimo trasmesso dai dispositivi alla sottostruttura, sono stati valutati i valori del taglio V_{max} e del momento flettente M_{max} al piede dei ritti portando in conto anche gli effetti del secondo ordine $M_{P-\Delta}$ dovuti all'eccentricità dello sforzo normale in condizioni sismiche $N_{E,d}$:

$$V_{max} = 2 \gamma_{ov} k_{iso} S_d(T_D; \xi) \quad (14)$$

$$M_{max} = V_{max} \cdot H + M_{P-\Delta} \quad (15)$$

$$M_{P-\Delta} = 2 \cdot N_{E,d} \cdot S_d(T_D; \xi) \quad (16)$$

Tabella 5 – Caratteristiche geometriche e meccaniche degli isolatori

D	G	ξ	t_e	h	Δ_{max}	V_{max}	V_{sism}	K_e	K_v
[mm]	[MPa]	[%]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[GPa]	[GPa]
450	0.4	10	104	234	210	2000	1100	0.61	930

Tabella 6 – Verifiche preliminari della sezione al piede dei ritti.

Direzione	V_{max}	V_{Rd}	$M_{P-\Delta}$	M_{max}	M_{Rd}
	[kN]	[kN]	[kN*m]	[kN*m]	[kN*m]
Longitudinale	214	2982	267	1730	3802
Trasversale	218	3881	264	1753	2068

4.2 Valutazione della risposta e verifiche di sicurezza

La risposta sismica del ponte isolato è stata valutata con analisi *time-history* in campo lineare condotte su un modello 3D ad elementi finiti della struttura -definito in ambiente SAP2000- mediante impiego della tecnica di integrazione frontale delle equazioni del moto. In particolare con riferimento alla modellazione si è considerato un comportamento viscoelastico lineare equivalente per il sistema d'isolamento ed elastico lineare sia per la sottostruttura (ritti di spalle e pile) che per la sovrastruttura (travi e soletta d'impalcato). In generale una struttura da ponte dotata di un sistema di isolamento può essere schematizzata come un sistema composto, costituito da una sottostruttura primaria soggetta alle azioni esterne, ossia i ritti delle pile e delle spalle, e da una sottostruttura secondaria, ossia l'impalcato collegato alla sottostruttura mediante i dispositivi di appoggio elastomerici. Di conseguenza, la caratterizzazione delle matrici delle masse, delle rigidezze e degli smorzamenti dell'intero sistema isolato può essere effettuata valutando, da una parte, le caratteristiche dei singoli sottosistemi e considerando, dall'altra, gli effetti dovuti al loro accoppiamento. Nel caso specifico del ponte in esame, si può considerare che la sottostruttura secondaria, ovvero l'intero impalcato, si comporti come un sistema rigido appoggiato sui dispositivi di isolamento disposti in testa ai ritti di spalle e pile. Pertanto è possibile definire la matrice di smorzamento dell'intero sistema considerando che, rispetto alle singole direzioni principali, esso si comporti come uno schema a due soli gradi di libertà. È quindi possibile definire la matrice degli smorzamenti inserendo esplicitamente nel modello opportuni dispositivi di smorzamento viscoso disposti sia tra la testa dei ritti e l'impalcato (smorzamento mutuo tra sistema primario e secondario) che tra la testa dei ritti ed un riferimento fisso (smorzamento del solo sistema primario) e definendone poi le rispettive costanti c_{iso} e $c_{pila/spalla}$ (Fig.10). Nell'ipotesi poi che l'impalcato si comporti nelle singole direzioni principali come un sistema SDOF, noto il rapporto di smorzamento dell'intero sistema di isolamento ξ_{iso} (pari al 10%), è possibile determinare le costanti di smorzamento c_{iso} del singolo dispositivo a partire dalla seguente relazione:

$$c_{iso} = \frac{2 \xi_{iso} \sqrt{K_{iso} \cdot M_{imp}}}{n_{iso}} \quad (17)$$

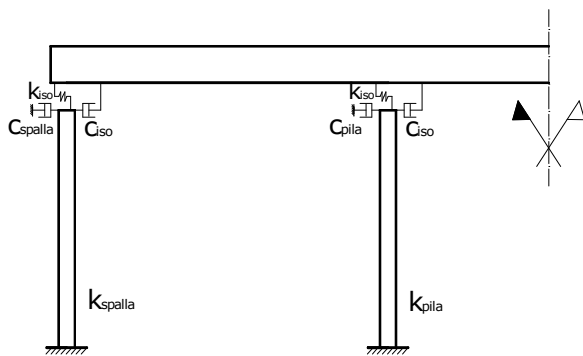


Figura 9 – Schema strutturale con dispositivi di smorzamento.

dove M_{imp} e K_{iso} rappresentano rispettivamente la massa totale dell'impalcato e la rigidezza equivalente del sistema di isolamento già definita in precedenza. Analogamente è possibile definire le costanti di smorzamento del sistema primario (ritti di spalle e pile):

$$c_{pila/spalla} = 2 \xi \sqrt{k_{pila/spalla} \cdot M_{pila/spalla}} \quad (18)$$

in cui ξ è il rapporto di smorzamento degli elementi della sottostruttura scelto convenzionalmente pari al 5%, mentre $k_{pila/spalla}$ e $M_{pila/spalla}$ rappresentano rispettivamente la massa e la rigidezza laterale del singolo ritto nella direzione considerata. Si precisa che per la definizione della massa afferente al singolo ritto ci si è riferiti a metà della sua massa più un'aliquota dovuta al peso dell'impalcato valutata per area di influenza. Le costanti di smorzamento definite per la sottostruttura sono complessivamente quattro, due per ogni tipologia di ritto (spalla o pila) a seconda della direzione di sollecitazione considerata (Tab. 7).

Tabella 7 – Valori delle costanti di smorzamento.

Direzione	c_{iso}	c_{spalla}	c_{pila}
	[kN·s/m]	[kN·s/m]	[kN·s/m]
Longitudinale	45.0	359.9	372.8
Trasversale	45.0	201.4	208.7

La valutazione della sicurezza del ponte nella configurazione di progetto è stata condotta a partire dai risultati ottenuti dalle analisi *time-history* effettuate sul modello meccanico così definito effettuando le opportune verifiche di sicurezza sia per i dispositivi di isolamento che per le membrature della sottostruttura. In particolare l'azione sismica è stata caratterizzata mediante n. 7 segnali accelerometrici registrati relativi a terremoti storici significativi scalati ad un valore della PGA pari al valore di progetto per lo stato limite SLC (0.176g) come indicato dalle NTC2008 per il sito in esame (Fig.10). Detti segnali sono stati selezionati in accordo con le indicazioni della normativa vigente che prevede la possibilità di impiego di input accelerometrici a condizione che essi presentino ordinate spettrali nel campo dei periodi di interesse paragonabili a quel di progetto e che siano rappresentativi della sismicità del sito.

Input	Dir.	Data	Ora	T_R [s]	PGA [m/s ²]
Bevagna	E-W	14/10/1997	15.23.00	40.18	0.34589
Korinthos	E-W	25/02/1981	02.35.51	28.61	1.17650
Lauria	E-W	23/11/1980	18.34.52	19.58	0.15463
Northridge	N-S	17/01/1994	12.31.00	30.00	1.67890
San Fernando	N-S	09/02/1971	06.00.00	29.74	2.49873
Tehran	E-W	20/06/1990	21.00.08	9.91	0.28661
Tercan	N-S	13/03/1992	17.18.40	21.87	0.28587

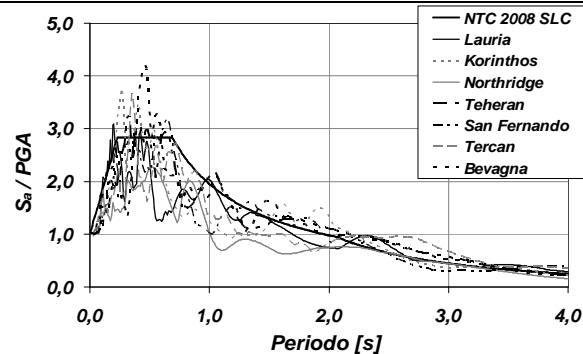


Figura 10 – Caratteristiche e spettri dei segnali accelerometrici impiegati.

In particolare con riferimento ai dispositivi di isolamento la verifica di sicurezza è stata condotta controllando che la domanda in termini di spostamento sia minore della massima capacità dei dispositivi (Δ_{max} pari a 21cm). Sono stati a tal fine considerati gli effetti dell'azione sismica definita a partire dai singoli segnali accelerometrici impiegati nelle due direzioni principali ed opportunamente combinati (azione sismica prevalente in una direzione principale più il 30% dell'azione nella direzione ortogonale). I risultati ottenuti con riferimento alla risposta dei dispositivi elastomerici posti in sommità ai ritti delle spalle e delle pile in direzione trasversale, sono riportati nella seguente Figura 11. Le verifiche risultano soddisfatte in tutti i casi ed evidenziano come la capacità di smorzamento degli isolatori permetta di evitare il ricorso all'impiego di dispositivi aggiuntivi di dissipazione energetica. Successivamente sono state condotte le verifiche di sicurezza a pressoflessione e taglio per le sezioni di base dei ritti della sottostruttura valutando le sollecitazioni sia massime che medie ottenute dall'analisi *time-history*. Con particolare riferimento alla sollecitazione di pressoflessione deviata si riportano in Figura 12 le superfici di interazione $N-M_x-M_y$ in corrispondenza del piano di equazione $N = cost$ per le sezioni di base del ritto più esterno rispettivamente della pila e della spalla. I punti di verifica si riferiscono alla media dei valori massimi delle caratteristiche della sollecitazione ottenute dalle risposte relative ai singoli segnali e per le combinazioni di carico già definite in precedenza. Anche in questo caso le verifiche risultano soddisfatte in tutti i casi ed evidenziano come l'intervento di isolamento sismico progettato, grazie all'elevata deformabilità conferita all'intero sistema strutturale, sia effettivamente in grado di abbattere significativamente le sollecitazioni, consentendo agli elementi della sottostruttura di resistere in campo elastico alle nuove azioni sismiche di progetto allo SLC definite per il sito in esame.

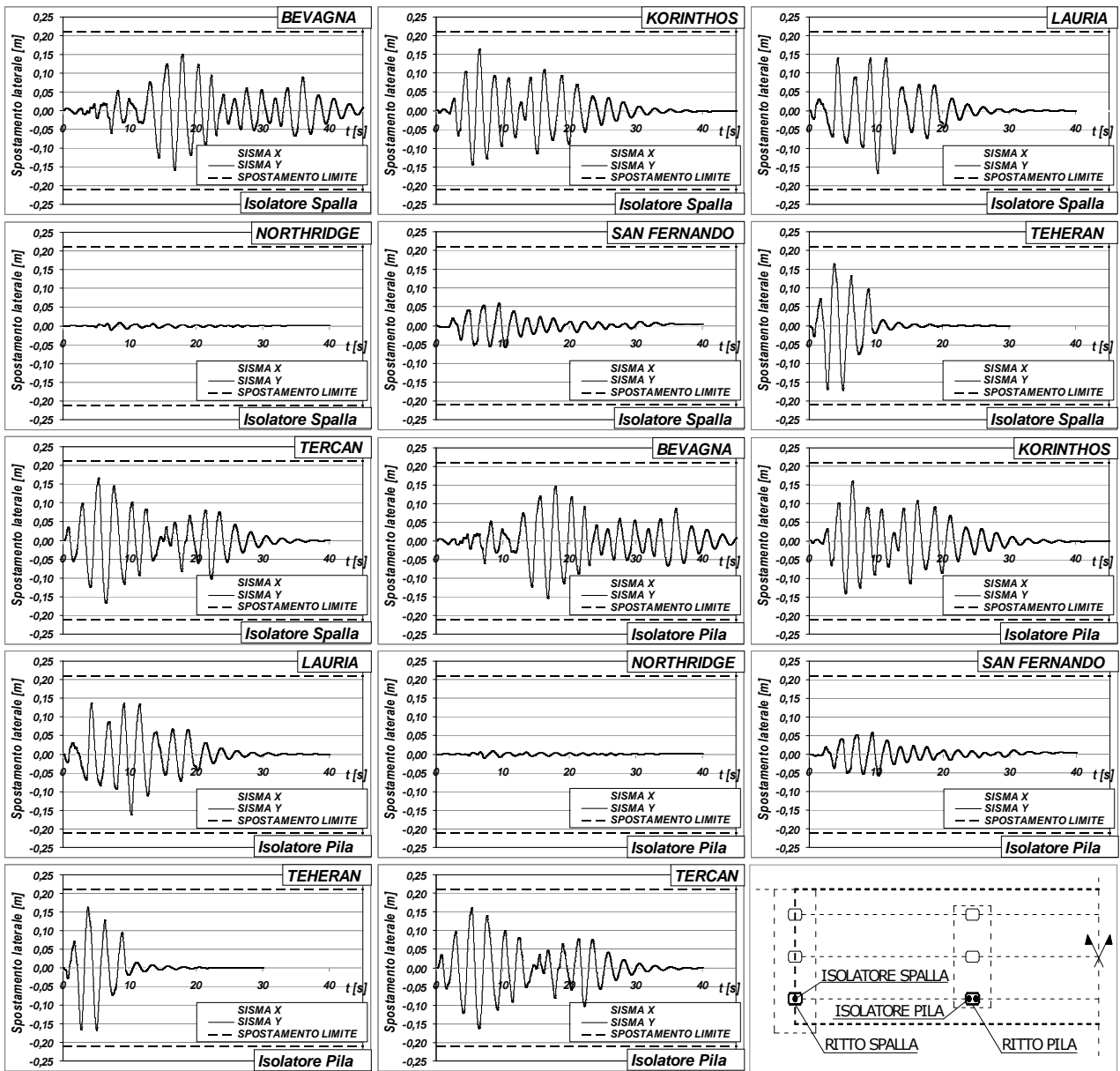


Figura 11 – Risposta sismica in termini di spostamento dei dispositivi di isolamento in direzione trasversale.

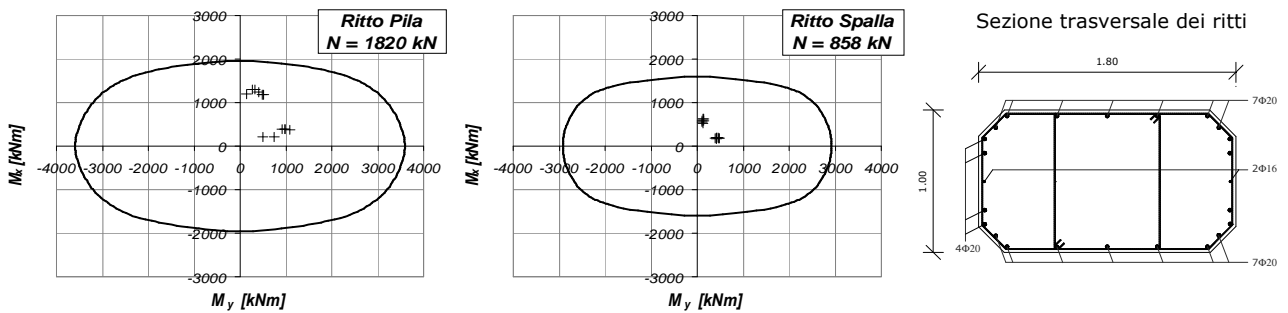


Figura 12 – Verifiche di resistenza delle sezioni di base dei ritto esterni delle pile e delle spalle.

5. CONCLUSIONI

Il presente lavoro riguarda l'impiego di una procedura di "retrofit" sismico applicata al caso di un ponte stradale in cap a travata, attualmente in esercizio sulla strada statale SS7 quater "Domitiana" in Campania.

Tale procedura si basa su tre differenti fasi di indagine che riguardano nello specifico: a) la valutazione della vulnerabilità sismica del ponte nella configurazione esistente; b) la progettazione di un intervento di adeguamento sismico di tipo innovativo, basato sulla tecnica dell'isolamento dell'impalcato; c) la valutazione dei livelli di sicurezza ottenuti a valle dell'intervento di retrofit progettato.

In particolare con riferimento alla prima fase, dopo aver definito la geometria e le caratteristiche meccaniche della struttura sulla base degli elaborati di progetto originari, sono state condotte analisi di vulnerabilità per valutare i livelli di sicurezza del ponte nei confronti delle azioni sismiche previste dalle attuali NTC-2008. A tal fine è stata impiegata un'opportuna procedura statica non lineare basata sul Metodo dello Spettro di Capacità e degli Spettri Inelastici che ha consentito di determinare l'entità dell'accelerazione al piede per cui la "domanda" del terremoto incontra la "capacità" della struttura per i differenti stati limite. Sono stati conseguentemente definiti i valori dell'indice di rischio, alcuni dei quali sono risultati minori dell'unità e quindi rappresentativi di una situazione di inadeguata resistenza laterale e capacità di spostamento globale della struttura per effetto delle nuove azioni sismiche di normativa. Di conseguenza la seconda fase del lavoro ha riguardato la progettazione di un intervento di adeguamento del ponte mediante una strategia di protezione antisismica di tipo innovativo basata sull'isolamento sismico dell'impalcato con dispositivi elastomerici HDRB. In particolare detta fase di progettazione del sistema di isolamento è stata condotta mediante impiego del criterio di gerarchia delle resistenze e di un approccio agli spostamenti del tipo Direct Displacement Based Design (DDBD). Infine, il livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche raggiunto dalla struttura a seguito dell'intervento di retrofit sismico, è stato valutato -in accordo con le NTC2008- mediante impiego dell'analisi dinamica time-history con integrazione diretta delle equazioni del moto, definendo opportunamente la matrice di smorzamento del sistema ed impiegando un gruppo di segnali accelerometrici storici significativi.

I risultati ottenuti hanno evidenziato l'efficacia dell'intervento di retrofit progettato. Esso determina una riduzione significativa delle sollecitazioni nelle membrature della sottostruttura che, a valle dell'intervento proposto, sono in condizione di sopportare in campo elastico le azioni indotte dal sisma di progetto. Infine, la capacità di smorzamento del sistema di isolamento progettato evita il ricorso all'impiego di dispositivi supplementari di dissipazione energetica.

BIBLIOGRAFIA

- [1] FAJFAR, P. (1999) - Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, John Wiley & Sons, 28, 979-993.
- [2] VIDIC, T., FAJFAR, P., FISCHINGER, M. (1994) - Consistent Inelastic Design Spectra: Strength and Displacements, *Earth. Eng. and Struct. Dyn.*, John Wiley & Sons, 23, 507-521.
- [3] PRIESTLEY, M.J.N., CALVI, G.M., KOWALSKY, M.J., (2007) - Displacement-Based Seismic Design of Structures, *IUSS Press*, Pavia, Italy.
- [4] CHOPRA, A.K., GOEL, R.K. (2003) - Evaluation of Modal Pushover Analysis using Generic Frames, *Earth. Eng. and Struct. Dyn.*, John Wiley & Sons, 31, 561-582.
- [5] PARASKEVA, T.S., KAPPOS, A.J., SEXTOS, A.G. (2006) - Extension of modal pushover analysis to seismic assessment of bridges, *Earth. Eng. and Struct. Dyn.*, John Wiley & Sons, 35, 1269-1293.
- [6] SAATCIOGLU, M., RAZVI, R. (1992) - Strength and Ductility of Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, 1590-1607.
- [7] AVOSSA, A.M., FAMIGLIUOLO, P., MALANGONE, P. (2008) - Structural Safety Evaluation of a r.c. arch bridge. *Proceedings of 1st Symposium on Life-Cycle Civil Engineering*, Varenna, June 10-14, Italy, 697-702.
- [8] CHRISTOPOPULOS, C., FILIATRAULT, A. (2006) - Principles of passive supplemental damping and seismic isolation, *IUSS Press*, Pavia-Italy.
- [9] FERRAIOLI, M., MALANGONE, P. (1998) - A modal procedure for seismic analysis of non-linear base-isolated multistorey structures, *Earth. Eng. and Struct. Dyn.*, John Wiley & Sons, 27, 397-412.
- [10] AVOSSA, A.M., FERRAIOLI, M., MALANGONE, P. (2004) - Approximate Method for Evaluation of Seismic Damage of RC Buildings, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada.
- [11] KELLY, J.M. (1992) - Theory and practice of seismic-isolation design. *Earthquake Engineering Research Center*, University of California at Berkeley.
- [12] ZHENG, Y., USAMI, T., Ge, H. (2003) - Seismic response predictions of multi-span steel bridges through pushover analysis, *Earth. Eng. and Struct. Dyn.*, John Wiley & Sons, 27, 397-412.
- [13] CEN-European Committee for Standardization (2005), Structural bearings - part 3: elastomeric bearings, UNI-EN 1337-3:2005.
- [14] CEN-European Committee for Standardization (2004). Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance, Part 1: general rules, seismic actions and rules for building, EN 1998-1.
- [15] D.M. 14.01.2008. Norme Tecniche per le Costruzioni, Gazzetta Ufficiale n.9 del 04.02.2008.
- [16] G.U. n. 47 (2009) - Circolare n. 617, 2 Febbraio 2009. Ministero Infrastrutture e Trasporti "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni, di cui al D.M. 14 gennaio 2008".
- [17] SEAOC Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering, San Francisco, April 1995.

LE PROSPETTIVE DI SVILUPPO DELLE OPERE IN C.A. NEL TERZO MILLENNIO

Attuali prospettive per la figura del progettista, ormai anello debole nel processo che porta dall'ideazione alla realizzazione di opere edilizie

Pierantonio Barizza¹, Enzo Siviero²

1 Docente a contratto di Progetti di Strutture presso l'Università IUAV di Venezia

2 Professore Ordinario di Teoria e Progetto di Ponti presso l'Università IUAV di Venezia

SOMMARIO

Costruire oggi vuol dire affrontare problemi complessi, dove i soggetti interessati sono tanti, e con competenze ed interessi diversi. Esiste il progetto, e quindi il progettista, esiste il costruttore, ci sono i fornitori, ed il costruito viene (o meno) apprezzato dal committente, che in origine aveva definito le esigenze.

In questo percorso semplificato troviamo committenti che selezionano al ribasso in fase iniziale, ma esigenti alla fine, al fianco di fornitori normalmente preparati e temprati dalle regole imposte dal mercato. Il costruttore invece, accade sempre più spesso che sia improvvisato, o succede sovente che si avvalga di maestranze poco preparate; il progettista, nella sua veste più ampia, di chi segue i lavori fino al loro compimento finale, a volte latita. Se ci concentriamo sulle opere in c.a., troviamo sul mercato ottimi prodotti (acciai, aggregati, cementi, additivi), e tanti fornitori in grado di rispondere alle esigenze progettuali. I progettisti, invece, sono soggetti strani: magari sono preparatissimi nelle analisi strutturali, indagano con perizia e competenza i comportamenti non lineari delle strutture, ma a contatto con l'impresa, perdono di efficacia propositiva, si adagiano, affidano alle capacità e alle competenze che purtroppo non ci sono più, e dimenticano le cose più semplici. In primis perché vanno poco in cantiere, ed il più delle volte non sanno nemmeno che cosa ci vanno a fare. In secondo luogo, hanno perso di efficacia nei confronti dell'impresa: non insegnano all'impresa come deve costruire, perché i progettisti non sanno più come si costruisce, distolti dall'esigenza del calcolo, e di altre incombenze amministrative/burocratiche che li hanno allontanati dal mondo reale. Chiedono all'impresa come ha deciso di fare. Non bastasse questo, i rapporti economici che regolano il mondo delle costruzioni, fanno sì che le scelte dell'impresa siano preferite dal committente, perché così pensa di risparmiare, salvo poi rivalersi sulla mancata professionalità del progettista-direttore dei lavori che non lo ha messo in guardia e non ha vigilato quanto avrebbe dovuto.

Nella speranza di poter ricollocare la figura del tecnico al ruolo che gli spetta (ma per meriti, non per blasone), cercheremo di presentare degli esempi di mala-esecuzione di opere in c.a., allo scopo di illustrare come, ancor oggi che abbiamo superato la soglia del terzo millennio, l'anello debole della catena del prodotto-opera edile, risulta essere il garante tecnico, il progettista-direttore dei lavori, mentre invece il prodotto calcestruzzo ha raggiunto valori di qualità e di stabilità nelle performances, che lo rendono più che idoneo per la maggior parte delle costruzioni. Forse, arrivati a questo punto, sarebbe il caso di investire non su nuovi prodotti, ma su nuovi progettisti, ritornare ad educarli al cantiere, ai prodotti esistenti, alle corrette procedure. Altro settore importante è quello delle regole che governano il gioco: serve una maggiore chiarezza e certezza di cosa si intende per "realizzato a regola d'arte", che a sua volta è figlio di "progettato con scrupolo e diligenza". Conoscere questi confini vuol dire, per i tecnici, guadagnarsi il pane progettando piuttosto che assistendo l'evoluzione di contenziosi; per i costruttori, significa diminuire drasticamente il margine di rischio; per i committenti significa avere maggiori certezze (ma spesso reale cognizione) di ciò che si devono/possono aspettare. In ogni caso si arriverebbe ad una selezione naturale, per cui chi opera secondo le regole rischia drasticamente meno, con vantaggi per tutti. Non possiamo pensare che questa rivoluzione sia ad esclusivo carico dei progettisti: delegando il loro know-how alle aziende hanno perso potere, anche economico, ed ora non sono più nelle condizioni di ridurre gli incarichi per seguire meglio i lavori, anzi la tendenza è opposta. Esiste la possibilità che il tecnico-professionista sia destinato a scomparire, assorbito dall'azienda, che a questo punto se lo forma e lo rende ingranaggio della propria struttura produttiva, ma si tratta di comprendere se questa prospettiva condurrà ad un sistema migliore.

E' nostra convinzione che le costruzioni di maggior rilievo siano opera di geni assoluti, che per primi hanno avuto il coraggio di approfondire nuovi argomenti ed affrontare nuove sfide, ma lasciare queste capacità appannaggio di pochi soggetti, magari funzionali ad una singola azienda, paga nel breve termine, ma non fa crescere la società, non diffonde la conoscenza, non moltiplica le opportunità.

Crediamo che trovare le forme per far crescere il mondo dei progettisti autonomi sia il miglior investimento anche per i costruttori e per le aziende produttrici.

SUMMARY

Building today means affront complex problems, where the stakeholders are many, as well as skills and interests. There is a project, and there are designer, builder, suppliers, and the constructed building is (or not) appreciated by the developer that originally defined the requirements.

In this way we find customers who select the maximum discount at an early stage, but demanding at the end; The manufacturer however, is more and more improvised, or happens frequently makes use of unprepared workers, the designer, sometimes latita. If we focus on the concrete works, we find excellent products on the market (steel, aggregates, cements, additives), and many suppliers able to meet the design requirements. The designers, however, are strange people: maybe they are highly trained in structural analysis, with skill and competence to investigate the nonlinear behavior of structures, but in contact with the construction companies, become less effective, they rely on the skills and competences unfortunately there are no more, and they forget the simplest things. First they go into a construction site, and most times not even know what we are doing. Secondly, they have lost effectiveness against the construction companies: they does not teach the construction companies how to build, because the designers do not know how you build it, distracted by the need of calculation, and other administrative tasks.

Hoping to reinstate the designer on the rightful place (but based on merits, not to blazon), we will present examples of bad-performing concrete works, in order to illustrate how, still today, at the threshold of the third millennium, the weakest link of the product-building work, appears to be the engineer. Perhaps, at this point, we should not invest in new products, but on new designers, to bring them back to the construction site, to teach them the existing products and the correct procedures.

Is our conviction that the most important buildings are the work of absolute geniuses, who first had the courage to develop new topics and new challenges, but these skills seem the preserve of a few individuals, possibly facilitating a single company. This policy pays the short term, but does not allow to grow the world of technicians, it don't spread the knowledge, it don't multiply the opportunities.

We believe that finding ways to grow the world of independent designers is the best investment for manufacturers and for builders.

1. PREMESSA

La gran parte degli esempi che riporteremo riguarda interrati e pavimentazioni industriali. In ambedue i casi abbiamo a che fare con un utilizzo consistente di calcestruzzo a vista; gli interrati, in particolare, soffrono delle patologie legate alla presenza dell'acqua, mentre le pavimentazioni industriali in quanto elementi "estesi" risultano pericolose: per loro natura offrono ampia superficie per valutarne la difettosità, le manchevolezze fisiologiche sono mal tollerate dalla committenza, ed i ripristini sono particolarmente onerosi, e spesso lasciano "cicatrici" che determinano un minus valore da risarcire.

2. Esempio 1 - La qualità sconosciuta del calcestruzzo fornito Vs qualità del calcestruzzo in opera

Nel caso illustrato la qualità del calcestruzzo è stata valutata soltanto a posteriori, evidenziando i segni precisi di una maldestra posa in opera. I scarsi valori di resistenza misurati hanno allarmato la committenza, che era anche il realizzatore, al punto da mettere in discussione il sistema qualità del fornitore di calcestruzzo e tutte le forniture di un ampio arco temporale, ipotizzando una malafede nelle indicazioni di fornitura, con tutte le conseguenze penali che

possiamo immaginare.



Figura 1 Calcestruzzo posato in opera senza compattazione



Figura 2 Evidenza della scadente posa in opera

Di fatto, in tutto il complesso residenziale, non è stato prelevato nemmeno un provino (!) di calcestruzzo, pertanto non è possibile attribuire al fornitore il problema degli scarsi risultati finali. Viceversa, la mancata compattazione, visibile e misurabile dal peso specifico apparente delle carote (non è stata effettuata una analisi dei vuoti), depone a favore di una completa responsabilità da parte di chi ha curato la posa in opera, e di chi non ha effettuato i controlli di legge, utilissimi in questo caso anche per redimere contenzioni di origine commerciale, oltre che tecnica.

3. Esempio 2 - La qualità del calcestruzzo fornito Vs qualità del calcestruzzo in opera

Il caso di studio ora affrontato illustra come una corretta gestione delle prove in cantiere possa (ma non è sufficiente) redimere situazioni di incertezza.

Oggetto di intervento era la realizzazione di una pavimentazione industriale. In fase di fornitura sono stati effettuati i prelievi di calcestruzzo a bocca di betoniera. Non era presente il direttore dei lavori, quindi il fornitore ha agito sua sponte, facendosi controfirmare i provini.



Figura 3 Provini contrassegnati (e già portati a rottura, ma apparentemente integri grazie alle fibre)

Anche in mancanza del soggetto preposto ad accettare il calcestruzzo ed a verificarne la qualità, è stato possibile determinare che il calcestruzzo giunto in cantiere era conforme ai patti contrattuali (ad esclusione di quanto

illustrato nel prossimo capitolo) e pertanto che non poteva essere soggetto a contestazioni successive.

4. Esempio 3 - Le aggiunte incontrollate sul calcestruzzo

Purtroppo, nel cantiere del precedente capitolo, la contestazione si è spostata su un altro parametro commerciale, non controllato, ovvero la lavorabilità. Senza alcuna prova oggettiva (cono di Abrams, nel caso), qualcuno ha deciso che la lavorabilità era insufficiente ed ha quindi chiesto delle aggiunte di additivo in cantiere (soltanto in alcune e limitate occasioni). Al di là del fatto che l'aggiunta sia stata o meno la causa dei problemi contestati successivamente, la scelta tecnica di modificare il mix design in cantiere è stata effettuata senza riscontri oggettivi, e senza progettazione dell'intervento correttivo, giusto o sbagliato che fosse.



Figura 4 Carote di calcestruzzo estratte da una pavimentazione ammalorata



Figura 5 Dettaglio di una carota. Gli aggregati più grossi sono nella parte inferiore indicando un principio di segregazione dettato dall'eccessiva fluidità locale

5. Esempio 4 - La mancata progettazione delle opere – il caso delle pavimentazioni industriali

Impropriamente utilizziamo il seguente esempio per illustrare la mancata progettazione.

La pavimentazione in oggetto è stata progettata secondo quelle che erano le consuetudini dell'epoca.

Il problema è sorto quando l'utilizzatore ha effettuato uno stoccaggio eccessivo (dell'ordine di 2,5-3 volte il valore normale di dimensionamento di una pavimentazione industriale).



Figura 6 Stoccaggio anomalo (carico eccessivo) all'interno di un capannone industriale

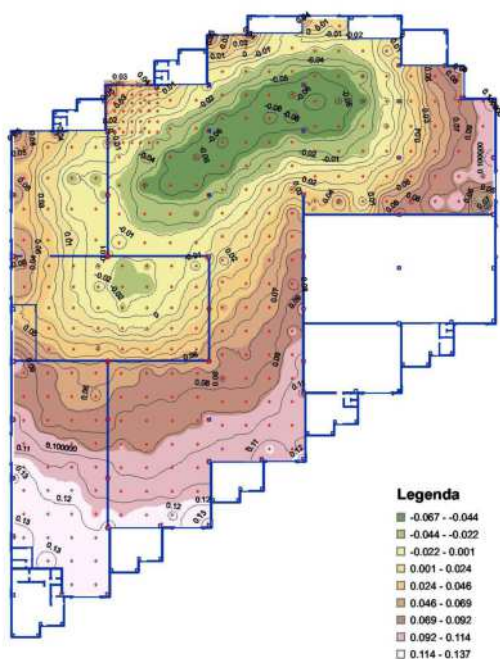


Figura 7 Diagramma con i cedimenti differenziali misurati a dopo aver rimosso il carico eccessivo



Figura 8 Conseguenze sulle strutture del cedimento dell'intero sistema terreno-struttura

Al di là del tema su chi ha autorizzato uno stoccaggio equivalente a quello previsto per una banchina portuale, il problema coinvolge una miriade di capannoni industriali realizzati senza una destinazione precisa, ma per locarli ad altre aziende. Non sapendo prima quali saranno i carichi di esercizio si possono solo fare "ragionevoli previsioni". Nel caso di specie, la ragionevole previsione è stata disattesa dagli utilizzatori, ma, estendendo il problema, la pavimentazione industriale soffre il fatto di non essere progettata. Uscendo dal caso illustrato, le pavimentazioni industriali sono state definite la cenerentola delle costruzioni, perché legate a consuetudini realizzative piuttosto che a calcoli espliciti. Quand'anche fosse vero avremmo dovuto imparare qualcosa dalle consuetudini, ed invece il minimo costo, legato al minimo sforzo, ha quasi sempre portato al minimo risultato.

6. Esempio 5 - Il concetto di regola dell'arte per le opere in calcestruzzo: l'esempio delle pavimentazioni industriali ovvero UNI 11146 Vs richieste cliente

Il termine regole dell'arte definisce un livello medio (medio-alto) atteso nell'esecuzione di un'opera. Quando è disponibile una norma, tale livello coincide con il soddisfacimento dei requisiti previsti.

Per le pavimentazioni industriali la norma esiste, ma si scontra con i desiderata dei committenti. Per la norma, che ricordiamo, è scritta prevalentemente da tecnici e realizzatori, pertanto potenzialmente "tollerante", la pavimentazione è un elemento tecnico, la cui qualità è esprimibile a livello statistico, tollerando piccole percentuali di superficie di minor qualità; il risultato estetico non è fattore determinante.

Per l'utilizzatore finale, che non coincide necessariamente

con il committente della progettazione, della realizzazione e delle forniture, la pavimentazione industriale è un elemento qualitativamente confrontabile con le pareti ed il soffitto; un singolo difetto su migliaia di metri quadrati di superficie è comunque un difetto non tollerabile: per semplificare, se tu non accetti una percentuale di banconote non valide nel pagamento dei lavori, perché dovrei accettare una percentuale di pavimentazione mal riuscita? Il discorso apparentemente non fa una piega, ma nei lavori, come nei nostri calcoli, la perfezione è un'utopia, oppure è raggiungibile con costi fuori mercato, pertanto ci si accontenta di un'ottima approssimazione del risultato. Il problema più grande è evidenziare questo nei rapporti contrattuali e farlo digerire ai clienti, oppure, avere esplicite indicazioni sui risultati che si dovranno ottenere, e quantificare quanto questo plusvalore incida, in modo da far comprendere quanto sforzi siano necessari per raggiungere un risultato migliore (e quindi a quale prezzo è poi possibile pretendere una qualità superiore). In assenza di tali precisazioni contrattuali, la pretesa sarà sempre di avere il massimo dalla pavimentazione, e qualsiasi intervento risolutivo, che lasci un cicatrice, quale i travetti in resina, ad esempio, sarà mal tollerato da chi ci contesta il lavoro.

7. Conclusioni

Dai pochi esempi illustrati, ma dalla notevole esperienza maturata in cantiere e nella gestione di contenziosi, abbiamo notato che negli ultimi anni i produttori di calcestruzzo sono stati in grado di fornire la qualità richiesta. I sistemi di controllo implementati in stabilimento, se di per sé non sono garanzia di qualità del prodotto finito, sono utilizzati per controllare i processi, ma i risultati che misuriamo sono nella stragrande maggioranza sempre in linea con le attese.

Quello che succede in cantiere è un'altra cosa. Il calcestruzzo viene usato male: si ordina una classe di consistenza inferiore per pagarlo meno, ma poi si aggiunge acqua per poterlo pompare e lavorare meglio; non si fanno i controlli in ingresso, non si controlla lo slump soprattutto, e non si vibra o non si compatta bene il calcestruzzo. Quando si utilizza un calcestruzzo autocompattante, la motivazione, a

volte, è la presenza di maestranze che non sanno curare bene la posa in opera(!). Sarebbe molto più utile insegnare a maestranze impreparate come si posa in opera correttamente il calcestruzzo, piuttosto che lasciarle nell'ignoranza e dandogli un prodotto non necessario.

I costi dell'impresa portano ai risultati che abbiamo illustrato, ma i costi di progettazione e di direzione dei lavori, non adeguatamente riconosciuti, portano ad un impoverimento della professione: si va in cantiere, ma ci si sta poco; non si portano i giovani tecnici per imparare, e quindi quando ci vanno sono sprovveduti. D'altra parte l'Università non forma questi profili professionali, ma cerca di esprimere eccellenze, e per questo si concentra su nicchie specialistiche che pochi fortunati riescono a valorizzare nel lavoro.

Come possiamo pensare di utilizzare i calcestruzzi di ultima generazione con le imprese appena descritte, e con tecnici poco motivati a progettare e ad infondere qualità sul progetto? Oggi l'unica motivazione per la qualità progettuale è legata alla limitazione del danno legato ad un possibile contenzioso. Occorre ripartire dalle origini, ri-formare i tecnici per renderli in grado di istruire le maestranze in cantiere. Occorre rivedere la politica dei prezzi per le prestazioni professionali, altrimenti quanto detto non varrà nulla. Occorre riformulare dei capitolati tecnici-prestazionali, sia per i tecnici che per le imprese, in modo da limitare il ricorso al contenzioso che sta assumendo proporzioni eccessive, legato soprattutto a richieste implicite, mentre dovremmo confrontarci soltanto su ciò che è esplicitamente dichiarato. La qualità si può fornire introducendo un numero maggiore o meglio dettagliato di prestazioni, oppure esplicitando livelli di risultato finale migliori (con le relative modalità di misura) sui contratti. L'alternativa è accettare che alla fine qualcuno misuri la nostra prestazione sulla base di risultati ottenuti da altri.

Crediamo che il migliore investimento che i produttori di calcestruzzo in Italia possono fare, in questo momento non siano i nuovi prodotti, che pochissimi riusciranno ad utilizzare e valorizzare, ma la formazione per ritornare ad avere imprese e tecnici all'altezza della loro capacità produttiva.

LA TORRE PENDENTE DI PISA 10 ANNI DOPO IL COMPLETAMENTO DEI LAVORI DI STABILIZZAZIONE

Raffaello Bartelletti¹, Luca Sanpaolesi¹, Nunziante Squeglia¹

¹ Università di Pisa

SOMMARIO

Con la presente memoria si riferisce sugli eventi che hanno interessato la Torre nel decennio trascorso dalla fine dei lavori di stabilizzazione e in particolare sull'andamento della pendenza e dei cedimenti, per concludere con i risultati degli studi più aggiornati di proiezione dei movimenti della Torre nel futuro.

Nella esposizione si tratteggiano anche gli indispensabili collegamenti con la storia della Torre e degli interventi effettuati fino al 2002.

SUMMARY

The paper illustrates the events occurred to the Tower during the ten years after completion of the restoration works, in particular regarding the inclination and the settlements, and includes also the results of the most recent studies on the assessment of the future movements of the Tower.

The paper includes also a brief historical aperçu of the Tower and of the interventions carried out To the year 2002.

1. GENERALITÀ

I lavori essenziali per la stabilizzazione della Torre vennero eseguiti negli anni 1995 – 2001 con la progettazione e la guida del “Comitato Internazionale per la salvaguardia della Torre di Pisa”, scioltosi nel dicembre 2001 al termine dei lavori stessi.

Questi riguardavano due aspetti: quello strutturale, volto al rinforzo e consolidamento della muratura del monumento; quello geotecnico volto a ridurre, mediante la sottoescavazione, la pendenza della Torre di circa mezzo grado, rispetto ai circa cinque e mezzo che aveva prima dei lavori, al fine di aumentarne la sicurezza nei confronti della “*leaning instability*”.

Nel 2002 fu nominato un Gruppo di Sorveglianza composto da uno storico dell'arte, Salvatore Settis, un esperto di geotecnica, Carlo Viggiani, e uno strutturista, Luca Sanpaolesi, incaricato di esaminare i risultati del monitoraggio, predisporre relazioni periodiche sul comportamento della Torre e sull'evoluzione delle sue condizioni di stabilità, assistere le Autorità preposte alla salvaguardia della Torre per quanto concerne la manutenzione e l'aggiornamento del sistema di monitoraggio, la programmazione di eventuali accertamenti diagnostici ed altri

interventi che avrebbero potuto rendersi necessari nel tempo per il mantenimento della sicurezza della Torre e della manutenzione delle attrezzature di presidio utilizzate durante i lavori e conservate presso l'Opera della Primaziale Pisana.

Il Gruppo di Sorveglianza si è avvalso in particolare, nello svolgimento dei propri compiti, della collaborazione di Raffaello Bartelletti, strutturista, e di Nunziante Squeglia, geotecnico, che avevano entrambi già collaborato con il Comitato Internazionale nel corso dei lavori sulla Torre.

Dal Maggio 2002 il Gruppo di Sorveglianza ha costantemente riferito alle Autorità sulla attività svolta, emettendo, fino al Marzo 2010, otto relazioni.

Con riferimento a questa attività si intendono qui illustrare lo stato del monumento, in particolare l'andamento della pendenza e dei cedimenti, nonché gli altri aspetti manifestatisi in questi dieci anni dalla fine dei lavori, per concludere con i risultati degli studi più aggiornati di proiezione dei movimenti della Torre nei prossimi decenni.

Nella trattazione dei vari argomenti, per una migliore comprensione di quanto descritto, si sono tratteggiate i necessari collegamenti con la storia della Torre e dei lavori effettuati per la sua stabilizzazione.

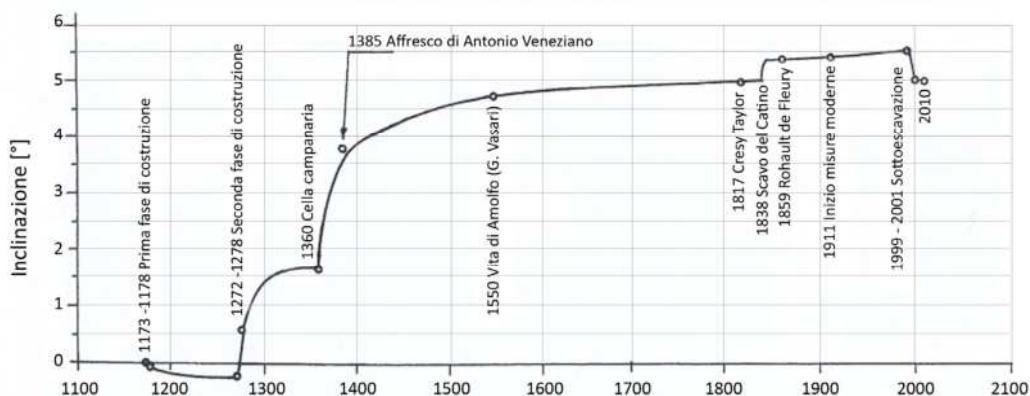


Figura 1- L'intera storia dell'inclinazione

2. EVOLUZIONE DEI MOVIMENTI DELLA TORRE

La Torre fu fondata il 6 Agosto 1173: inizialmente si inclinò verso Nord, fino a raggiungere nel 1272, quando la costruzione venne ripresa da Giovanni di Simone, dopo la prima lunga interruzione della costruzione, una pendenza di 0,2°. Nel 1278, quando venne raggiunta la settima cornice, l'inclinazione era pari a circa 0,6° verso Sud. Nel 1360, quando Tommaso di Andrea Pisano costruì la cella campanaria, dopo i circa 90 anni della seconda interruzione, la pendenza era aumentata fino ad 1,6°.

Pochi anni dopo (1385) si potrebbe desumere una pendenza di circa 3,7° dall'immagine della Torre sullo sfondo dei funerali di San Ranieri nell'affresco di Antonio Veneziano, tornato finalmente da circa un anno al suo posto sul muro meridionale del Camposanto, dopo il tremendo incendio per causa bellica del 1944.

Altra indicazione della pendenza è quella del 1817 dai rilievi eseguiti dagli architetti inglesi Cresy e Taylor che forniscono un valore di circa 5°.

La maggior parte dell'incremento di inclinazione verificatosi fra il 1817 ed i nostri giorni è stata provocata dallo scavo per realizzare il cosiddetto "Catino", effettuato nel 1838 dall'Architetto Alessandro Gherardesca.

La storia dell'inclinazione (Fig. 1) mostra in modo molto evidente come la sua causa non sia da ricercare in un'incipiente rottura dei terreni di fondazione, ma piuttosto nella loro deformabilità; si era infatti in presenza di un fenomeno di instabilità dell'equilibrio (*leaning instability*).

A partire dal 1911 l'inclinazione della Torre cominciò ad essere determinata con regolarità a mezzo di misure geodetiche, affiancate successivamente da misure con inclinometri a pendolo e livellazioni di precisione.

Nel 1935 si verificò un brusco aumento della pendenza a seguito dei lavori di impermeabilizzazione del masso fondale della Torre e del Catino. Nei 50 anni precedenti l'inizio dei lavori di consolidamento, la pendenza della Torre aumenta di circa 240", con una velocità di rotazione in preoccupante accelerazione da 3"/anno a 6"/anno, fino a raggiungere nel Maggio 1993, quando si iniziano a disporre sulla Torre i primi contrappesi provvisori, una pendenza di circa 5°30'.

Passando ora ad esaminare gli eventi recenti, nel grafico di figura 2 sono riportate le rotazioni della fondazione della Torre nei piani ortogonali Ovest-Est e Nord-Sud a partire dal Maggio 1993 fino alla metà del 2010. E' da tener presente che le ordinate del diagramma Ovest-Est sono ingrandite di circa 10 volte rispetto a quelle Nord-Sud.

Sui diagramma si possono riconoscere i seguenti punti salienti:

- all'inizio l'applicazione dei contrappesi di piombo (600 t) protrattasi dal maggio 1993 al gennaio 1994 comporta, nel piano Nord-Sud, un raddrizzamento della Torre di circa 50", dei quali poco più della metà si esplica durante la posa dei piombi, mentre la rimanente parte della rotazione si protrae fino al Settembre 1994; nel piano Ovest-Est, l'intervento comporta una rotazione verso Est di pochi secondi d'arco che si arresta al termine dell'applicazione dei contrappesi;
- nella seconda metà del 1995, per effetto di operazioni di congelamento e scavo del terreno sotto il Catino si verifica un brusco aumento della pendenza, in particolare verso Est, con una rotazione di circa 45", a fronte del quale furono applicati ulteriori contrappesi fino a raggiungere circa 1000 t di carico totale, con baricentro spostato verso Ovest;
- la sottoescavazione comprende una fase preliminare dal Febbraio al Maggio 1999 ed una definitiva dal Gennaio 2000 al Gennaio 2001; queste fasi si rilevano nettamente dai diagrammi dando luogo, nel piano Nord-Sud al graduale costante raddrizzamento della Torre fino al programmato angolo di 1800" (la piccola sosta intorno ai 900" consegue alla pausa di ferragosto nella sottoescavazione);
- nel piano Ovest-Est la Torre non mostra apprezzabili rotazioni grazie alla possibilità data dalla sottoescavazione di compensare le eventuali tendenze indesiderate;
- terminata la sottoescavazione, la Torre prosegue a raddrizzarsi con modestissima velocità di rotazione fino all'Aprile 2002, quando, raggiunti circa 1830" di riduzione della pendenza, la velocità di rotazione presenta un repentino aumento per effetto dell'operazione di stabilizzazione della falda (Fig. 2); nel giro di circa un mese la pendenza si riduce di 40" dopodiché la velocità di rotazione torna gradatamente a ridursi fino al Settembre 2003.

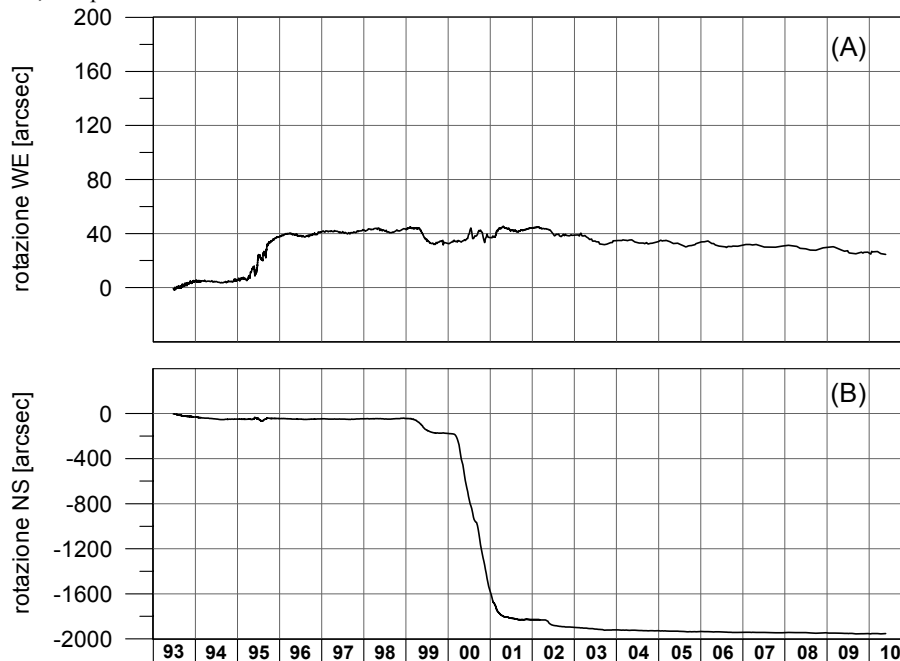


Figura 2 – Rotazioni della fondazione della Torre misurate con livellazione interna nel piano Ovest-Est (grafico superiore) ed in quello Nord-Sud (grafico inferiore)

Da questo momento si può dire che i lavori per il consolidamento della Torre sono terminati ed ha inizio una fase di assestamento che fino ad oggi, come mostra chiaramente il diagramma riportato in figura 3, ha comportato un lentissimo, ma sicuro movimento di rotazione verso Nord, cioè in contropendenza, con velocità media grossolanamente costante di circa 6"/anno, praticamente la stessa, ma di segno opposto, che presentava prima dell'inizio dei lavori. La rotazione totale raggiunta nel 2010 è stata di circa -1960" rispetto alla pendenza che la Torre aveva all'inizio dei lavori,

superando così di quasi il 10% l'obiettivo prefissato; anche nel piano Ovest-Est la Torre, dopo il completamento del sistema di drenaggio della falda, sta ruotando verso Ovest con movimento lentissimo, ma che tende a recuperare almeno in parte la rotazione verso Est del 1995.

Nella figura 4 sono riportati i cedimenti verticali dei bordi Nord e Sud e del centro della fondazione a partire dall'inizio della sottoescavazione; l'abbassamento del centro è stato di circa 7 cm al termine della sottoescavazione e da allora procede con una media di circa 1,5 mm/anno.



Figura 3 – Rotazioni misurate mediante livellazione interna nel piano Nord-Sud

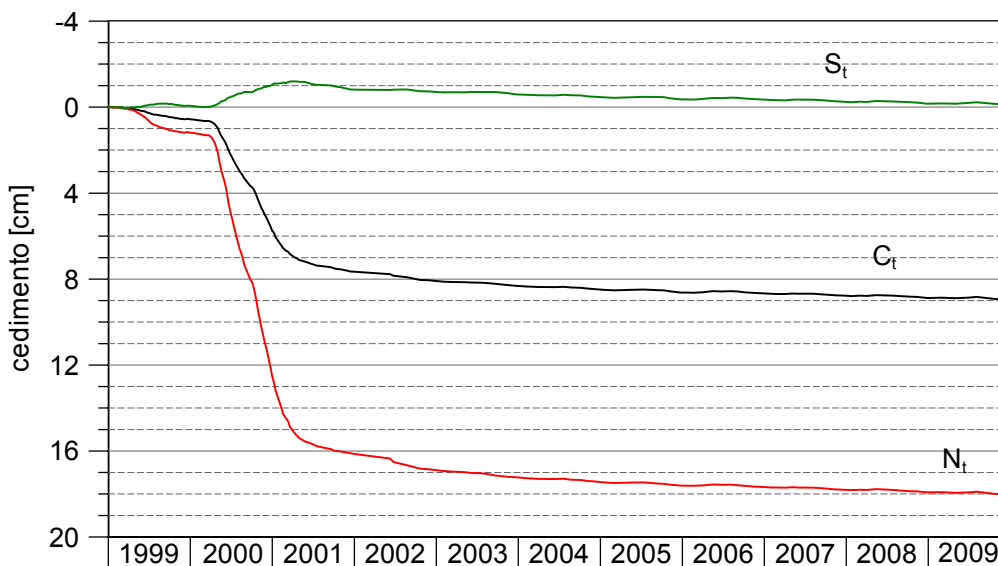


Figura 4 – Cedimenti dei punti della fondazione della Torre: St, bordo Sud; Ct, centro; Nt, bordo Nord.

3. MOVIMENTI DEL CATINO

Per fronteggiare il problema delle sollecitazioni indotte nel Catino dai movimenti della Torre durante la sottoescavazione, il Comitato Internazionale, oltre a predisporre in concreto le attrezzature per un'estrazione controllata del terreno anche sotto il Catino nelle zone ad Est ed Ovest della Torre - estrazione che peraltro non fu poi necessario utilizzare - ritenne di rinforzare l'elemento strutturale del Catino che appariva più debole e che avrebbe potuto lesionarsi e cioè il muro perimetrale di mattoni realizzato nel 1836 dal Gherardesca.

La soluzione adottata per il rinforzo, risultata pienamente efficace, fu quella di costruire una trave anulare di cemento

armato in sommità del muro, ribassato per l'altezza corrispondente (Fig. 5), validamente connessa con il muro sottostante e con la platea di fondo mediante cuciture realizzate con barre inclinate nei due sensi; la costruzione fu realizzata dal Marzo al Giugno 2000.

Dopo che si era rivelata, nel 1995, la presenza di monconi di tubo residuati dai lavori del 1935, che in qualche modo connettevano la fondazione della Torre con la platea di fondo del Catino, il Comitato si trovò di fronte alla scelta tra la eliminazione totale di detta connessione, ottenendo così la completa indipendenza del Catino dalla Torre, ed il miglioramento significativo della connessione stessa, così che il Catino potesse venir a costituire quasi un ampliamento della

superficie della fondazione della Torre; a seguito di approfonditi esami ed analisi, questa seconda soluzione prevalse.

Inoltre, dalle analisi tensionali condotte a suo tempo sulla struttura della fondazione della Torre, era risultata l'esigenza di realizzare una "cerchiatura" della fondazione stessa ed infine occorreva comunque provvedere a ripristinare la continuità del fondo del Catino, interrotta dalla presenza dei cinque conci predisposti per la stabilizzazione provvisoria della Torre con tiranti ancorati nelle sabbie profonde, poi non attuata.

Sulla base delle suddette esigenze, è stato progettato e realizzato l'intervento sul Catino; esso ha comportato la cucitura con barre inox da cemento armato della fondazione della Torre (Fig. 5) con la nuova soletta precompressa di fondo del Catino, avente anche la funzione di cerchiatura della fondazione; l'insieme del fondo del Catino, del muro perimetrale e della trave di coronamento, costituiscono una sorta di sezione resistente ad L, sollecitata da momenti flettenti positivi, che nascono dalla reazione del terreno sotto il Catino, costretto dal collegamento effettuato a seguire col suo bordo interno i successivi cedimenti verticali della fondazione della Torre; le trazioni circonferenziali nella suola inferiore sono fronteggiate dalla precompressione, ottenuta con 36 trefoli da 0,6" *super*, zincati, cerati e rivestiti da una guaina di polietilene estruso a caldo sul trefolo, permanentemente scorrevoli in una ulteriore guaina di polietilene; alle compressioni nella parte superiore del muro resiste la nuova trave anulare di cemento armato; il taglio nella parete, conseguente alla variabilità della sezione lungo la circonferenza, è affidato alle barre inclinate di cucitura.

Gli interventi strutturali sul fondo del Catino sono stati eseguiti da Febbraio a Giugno 2001, dopo il termine della sottoescavazione definitiva; la nuova struttura non ha pertanto risentito dei significativi movimenti della fondazione verificatisi durante la sottoescavazione (Fig. 4).

Per controllare il comportamento del Catino, vengono rilevati sistematicamente i cedimenti dei punti significativi

della sezione diametrale giacente sul piano di massima pendenza della Torre, rispetto alla posizione che avevano alla data del 2 Agosto 2002 - poco dopo l'intervento di stabilizzazione della falda - assunta come riferimento iniziale. Alcune delle misure rilevate sono riportate nella figura 6; collegando i valori relativi ad una stessa data, si sono ottenute praticamente le varie configurazioni deformate assunte nel tempo dal Catino.

Per i punti più importanti ai fini del controllo del comportamento del Catino si è diagrammato l'andamento nel tempo dei cedimenti estrapolandolo fino al 2030 (Fig. 7).

Dall'esame dei diagrammi si rileva che praticamente non si sono verificati spostamenti relativi apprezzabili tra i punti I2 e I6 sul bordo interno del fondo del Catino ed i corrispondenti punti 904 e 911 sulla Torre, a conferma dell'efficienza del collegamento realizzato.

I punti E2 e E6 sul bordo esterno del fondo del Catino mostrano un comportamento nettamente differente tra loro: il primo segue molto da vicino i movimenti dei punti I2 e 904 talché il piano tangente al pavimento del Catino tende a rimanere pressoché orizzontale, mentre il secondo - E6 - accusa cedimenti molto minori di quelli dei punti I6 e 911, dando luogo ad una progressiva rotazione verso la Torre del piano tangente al pavimento, dotato originariamente di pendenza verso l'esterno. Tale minore cedevolezza è giustificata dalla presenza di n. 20 micropali connessi con un ampio settore verso Sud del muro del Catino.

Dal punto di vista statico, le deformazioni del Catino conseguenti ai movimenti relativi finora verificatisi non comportano problemi ed anche i valori massimi estrapolati appaiono, almeno al momento, compatibili con quelli assunti in fase di progetto.

Detti movimenti possono invece creare inconvenienti per il corretto deflusso delle acque meteoriche dal Catino a causa della inversione della pendenza del fondo tra il punto I6 ed il punto E6, in prossimità del quale si trova lo scarico.

Per risolvere il problema sono allo studio alcune soluzioni atte ad assicurare il deflusso delle acque per parecchi anni.

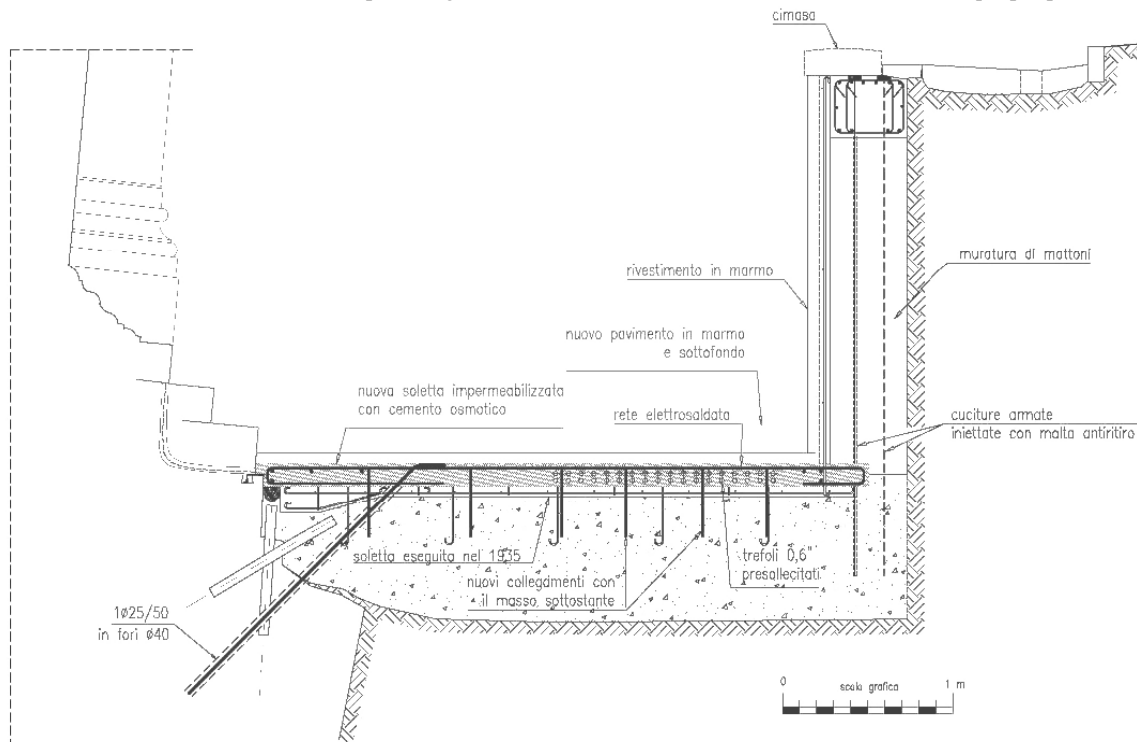


Figura 5 – Zona Sud del Catino - Sezione nel piano di massima pendenza della Torre

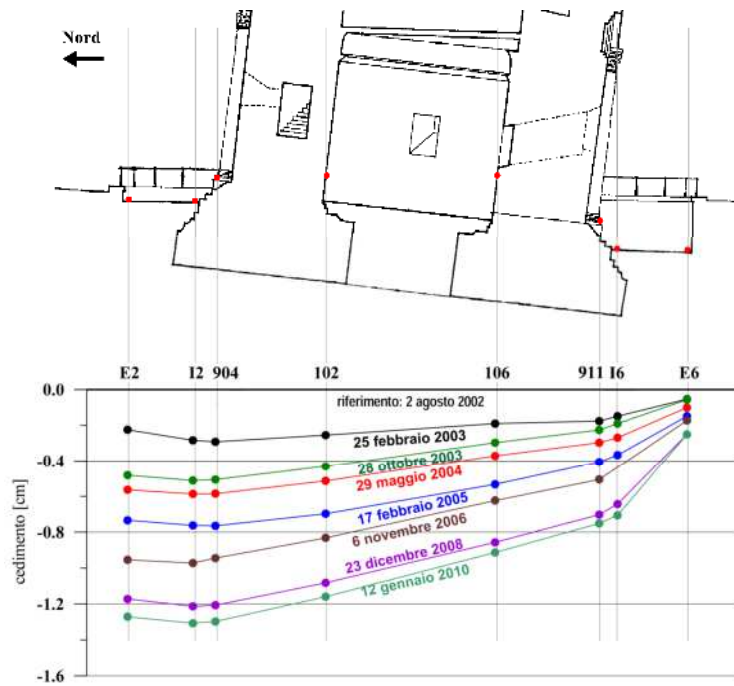


Figura 6 – Movimenti relativi Catino-Torre rilevati dall'Agosto 2002 al Gennaio 2010

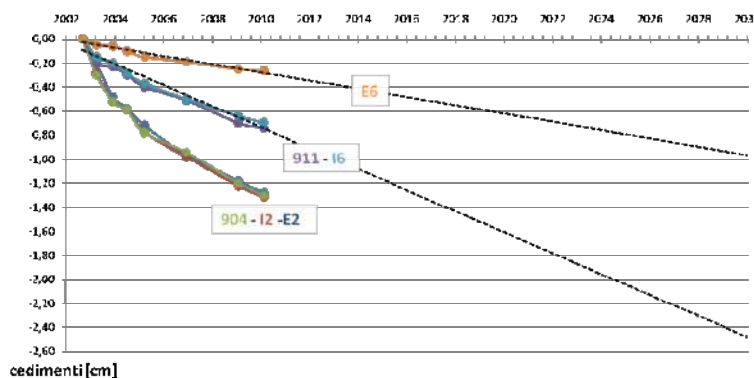


Figura 7 – Movimenti relativi Catino-Torre rilevati dal 2002 al 2010 con estrapolazione al 2030

4. OPERAZIONI CONDOTTE NEL DECENNIO

4.1 La stabilizzazione della falda

Una delle prime opere seguite dal Gruppo di Sorveglianza, nel Maggio 2002, è stata l'installazione di un sistema di drenaggio del terreno immediatamente sottostante il Catino dalla parte Nord della Torre, già studiato dal Comitato Internazionale prima del suo scioglimento.

La notevole variabilità del livello della falda freatica a Nord della Torre costituiva una delle cause dell'oscillazione del monumento che davano luogo all'aumento della pendenza; per contrastare tale effetto, durante il corso dei lavori il livello della falda era stato tenuto sotto controllo mediante pompaggio meccanico delle acque.

Questo provvedimento si era rivelato efficace, essendo il funzionamento delle pompe sotto il continuo controllo del cantiere. Una volta ultimati i lavori, si trattava di mettere in atto un sistema di regolazione della falda che mantenesse lo stesso favorevole effetto, ma che non richiedesse il costante intervento delle pompe.

A tale scopo è stato studiato un sistema di drenaggio che non necessita di pompe, ma che funziona "a gravità", sfruttando la presenza dell'antica vasca di raccolta delle acque

meteoriche del Catino con il suo impianto di sollevamento, in funzione da oltre un secolo.

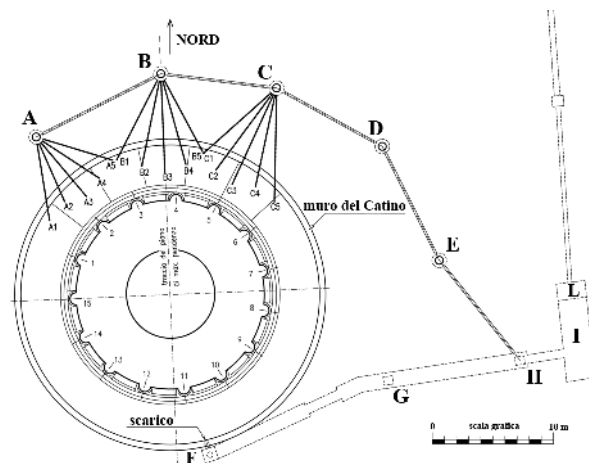


Figura 8 – Il sistema di drenaggio

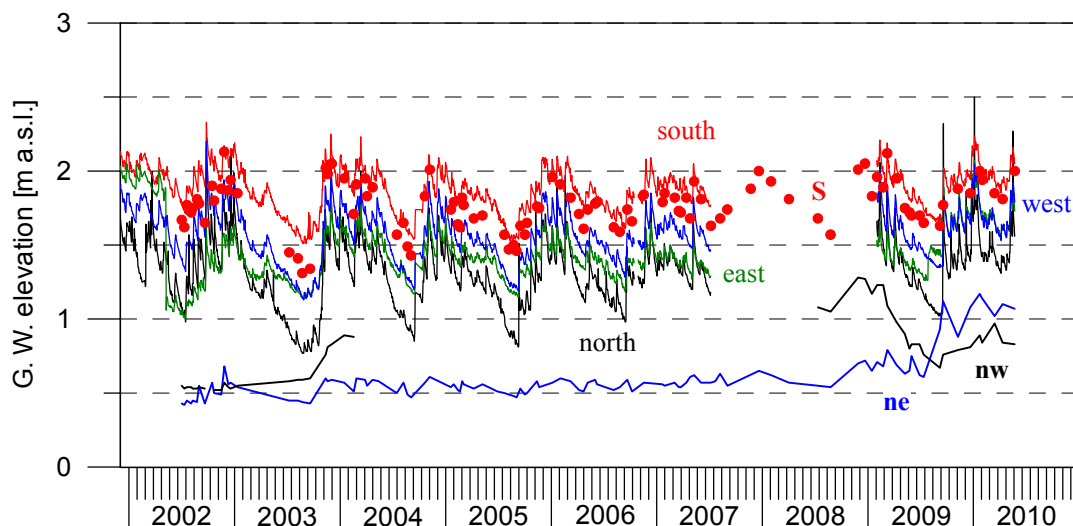


Figura 9 - Andamento delle quote piezometriche. Il piezometro ne misura le quote nella zona drenata

Il sistema è costituito da tre pozzi con fondo drenante A - B - C (Fig. 8), del diametro interno di circa 120 cm e della profondità dal piano stradale di circa 4 m, da ciascuno dei quali si dipartono radialmente 5 canne drenanti sub-orizzontali che si spingono sotto il Catino, fin quasi a raggiungere la fondazione della Torre.

La quota di partenza delle canne dai pozzi è di circa 0,40 m s.l.m.; quella centrale, con pendenza del 6%, raggiunge lo strato drenante appositamente realizzato al momento della costruzione del fondo del Catino e lo intercetta con il suo tratto terminale microfessurato; le altre quattro canne, microfessurate per tutta la loro lunghezza, drenano invece direttamente il terreno.

Una condotta raccoglie le acque di drenaggio dai tre pozzi drenanti e, attraverso i due pozzi di ispezione D ed E, le recapita nel collettore di scarico delle acque meteoriche del Catino, in corrispondenza del pozzetto H. Lo scarico dal pozzo E avviene tramite uno spezzone di tubo verticale, variando la cui altezza è possibile regolare la portata del drenaggio.

Le acque vengono poi raccolte nella grande cisterna I, da cui vengono sollevate, insieme alle acque meteoriche provenienti dal Catino, ed inviate alla fognatura urbana.

Il funzionamento del sistema viene controllato sia mediante il monitoraggio delle quote piezometriche nella zona drenata (Fig. 8), sia mediante la misurazione della portata emunta. Detta misurazione era effettuata inizialmente in modo manuale, con frequenza ovviamente ridotta, mentre dal Settembre 2009 l'impianto è stato dotato di un sistema di misura volumetrico che consente il rilevamento giornaliero in automatico della portata (Fig. 10).

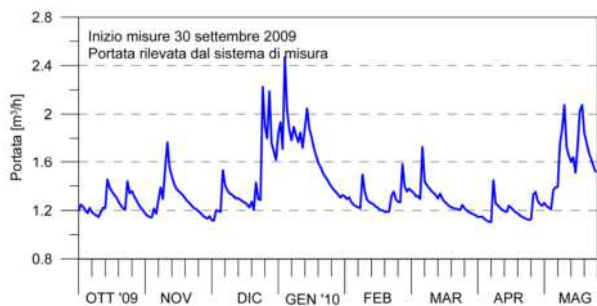


Figura 10 - Portata emunta misurata dal sistema automatico

4.2 Interventi effettuati in concomitanza con il restauro materico

Dopo la conclusione dei lavori di stabilizzazione, negli ultimi mesi del 2002 ha avuto avvio, con inizio dalla cella campanaria, l'intervento di pulitura e restauro delle superfici lapidee degli elementi decorativi del monumento, a cura dell'Istituto Centrale del Restauro e dell'Opera della Primaziale Pisana.

Parallelamente a dette operazioni di restauro materico, sono stati condotti dal Gruppo alcuni interventi mirati ad eliminare strumentazione e opere di presidio non più necessarie per il monitoraggio ed a migliorare situazioni localizzate di possibili danneggiamenti.

In particolare, sono stati eliminati 15 dei 25 fessurimetri presenti sulla Torre, considerati non significativi, stante la minima entità delle misure registrate, mentre i rimanenti 10 sono stati sostituiti con strumenti più moderni ed efficienti, nonché esteticamente meno invasivi.

Le operazioni di rinforzo hanno riguardato essenzialmente i mensoloni che collegano i capitelli delle colonne esterne al fusto della Torre; molti di questi, infatti, presentano lesioni verticali vicine all'attaccatura al fusto insieme ad uno stato di degrado del materiale piuttosto accentuato. Si è intervenuti su quattro mensoloni del secondo loggiato, disponendone il rinforzo con barre passanti di acciaio inox leggermente pretese, con modalità identiche a quelle attuate dal Comitato Internazionale per il rinforzo degli 11 mensoloni del primo loggiato, e su tre mensoloni del sesto loggiato, sui quali sono state invece realizzate ingrappature metalliche a cavallo delle lesioni; per uno di questi tre mensoloni si è prevista, inoltre, l'installazione di un tirante superiore.

A livello del pavimento del primo loggiato è presente una delle cerchiature del fusto della Torre costituita da 60 spire di filo di acciaio armonico inossidabile Φ 4 mm, suddivise in tre strati sovrapposti. La cerchiatura esercitava una forte pressione concentrata sugli spigoli del vano di accesso al loggiato che si è ritenuto opportuno proteggere. A tale scopo nel Febbraio 2005 è stato messo in opera un dispositivo di acciaio inox tra gli stipiti del vano, realizzato con un profilo a C disposto parallelamente ai fili, flangiato alle estremità con due piastre dal bordo esterno stondato; queste piastre sono state forzate, con l'ausilio di due martinetti, contro la cerchiatura in modo da trasferire il carico trasmesso agli stipiti da questi al bordo stondato delle flange; questo dispositivo è stato quindi fissato ai fianchi del vano mediante fasce di

acciaio inox del tutto analoghe a quelle già presenti per il fissaggio dei cancelletti che impediscono l'accesso al loggiato; sfruttando lo stesso dispositivo si sono inoltre forzate contro gli stipiti mediante molle a tazza, due piastre in grado di esercitare una pressione circonferenziale di confinamento sul paramento in pietra da taglio.

Nel corso dei lavori di restauro materico è stato demolito il solaio in laterizio e cemento armato esistente a circa 8 m da terra, realizzato negli anni '30 del secolo scorso per accogliere la strumentazione originaria di monitoraggio della Torre e che costituiva il soffitto della cosiddetta stanza "del pesce"; il pavimento della stessa stanza, realizzato provvisoriamente al termine dei lavori di consolidamento è in corso di sostituzione con una nuova pavimentazione architettonicamente più idonea.

4.3 Manutenzione e aggiornamento del sistema di acquisizione dei dati

Il complesso sistema di monitoraggio installato sulla Torre e su Piazza dei Miracoli consente il rilevamento di molti parametri strutturali e ambientali.

In particolare, la lettura in continuo delle rotazioni era affidata a tre pendoli, di cui uno rovescio, i cui spostamenti erano rilevati da sette telecoordinometri; uno dei tre pendoli con i relativi telecoordinometri è stato eliminato, lasciando in funzione il pendolo sud ed il pendolo rovescio, più adatto degli altri a misurare la rotazione della fondazione in ragione della sua ridotta lunghezza; oltre alla ovvia semplificazione della eliminazione di un pendolo e delle relative registrazioni (peraltro sempre risultate concordi con le altre) si è ottenuto il notevole risultato della scomparsa delle tre travi reticolari che maggiormente turbavano la visione dal basso della canna interna della Torre.

Rimane sempre in funzione anche lo storico pendolo GB (Girometti-Bonechi) a tre fili, messo in opera nel 1934 ed ora restaurato, di cui è stata automatizzata la lettura mediante videoregistratore dotato di hard disk per l'acquisizione dati.

Con la eliminazione anche del solaio ricordata al paragrafo 4.2, si può ora godere della suggestiva visione del vano interno della Torre, elevantesi libero dal pavimento al piano terra fino alla elaborata cupola lunettata, con oculo esagonale al centro, che lo conclude in alto, subito sotto la cella campanaria.

Alla registrazione in continuo della pendenza si affianca la frequente lettura delle 8 stadiette installate al piano terra all'interno della Torre; per una maggiore accuratezza delle misure, effettuate attualmente con autolivello Zeiss NI002, si è realizzato un sostegno permanente dello strumento, posto al centro della Torre, in acciaio inox, regolabile in altezza e controllabile in verticalità grazie allo snodo sferico posto alla base.

Il sistema di monitoraggio automatico comprende poi i deformometri, il cui numero, come già segnalato sopra, è stato ridotto da 25 a 10 unità, quattro sensori a corda vibrante installati in quattro piezometri intorno alla Torre, quattro sensori di temperatura e irraggiamento, cinque accelerometri triassiali per il monitoraggio delle vibrazioni, di cui uno installato all'esterno del monumento destinato ad attivare i rimanenti quando l'accelerazione al suolo supera una soglia prefissata. Il cablaggio dei sensori raggiunge, tramite una condotta interrata, la stanza del palazzo dell'Opera della Primaziale dove vengono acquisiti tutti i dati.

Oltre ai già citati capisaldi per la misura dell'inclinazione, sono stati installati 16 punti di misura sul pavimento del Catino per l'esecuzione mensile di livellazioni ottiche di precisione e due piezometri tipo Casagrande disposti nelle vicinanze del muro perimetrale del Catino, per il monitoraggio dell'efficacia del sistema di drenaggio. Il sistema di monitoraggio comprende inoltre altri capisaldi disposti sulla Torre e su Piazza dei Miracoli, fra cui uno solidale allo strato di sabbie a 55 m di profondità (*deep datum*) che consente l'esecuzione di misure di quota indipendenti dai cedimenti degli edifici e dalla subsidenza del terreno della Piazza.

4.4 Controllo e manutenzione del sistema di strallatura di presidio

Prima di iniziare l'intervento di sottoescavazione, nel 1998, fu ritenuto indispensabile munirsi di un'opera di presidio, da azionare nel caso si fosse verificata qualche circostanza imprevista che avesse messo a rischio la Torre.

La scelta cadde su un sistema di stralli suborizzontali, costituiti ciascuno da due funi chiuse di acciaio del diametro di 50 mm, agganciate alla Torre a livello del 3° ordine, e facenti capo a due strutture a cavalletto in carpenteria metallica, poste a tergo dell'edificio dell'Opera della Primaziale, ancorati ad una fondazione su micropali della lunghezza di circa 33 m.

I cavalletti furono concepiti per applicare alla Torre, in caso di necessità, una forza stabilizzante fino a 200 t ciascuno.

Ultimati i lavori, fu deciso di non smantellare completamente il sistema, rimuovendo ed accantonando le funi principali e secondarie costituenti gli stralli e la fasciatura di protezione del fusto della Torre e lasciando in opera ed efficienti i cavalletti con i meccanismi di sollevamento dei contrappesi, di comando dei martinetti oleodinamici e di misura dei tiri e degli spostamenti; a questo scopo fu realizzato un dispositivo elastico di vincolo del perno strumentato alla struttura del cavalletto che consentisse di controllare il funzionamento delle macchine e l'efficienza del sistema di rilevamento della forza esercitabile sullo strallo.

La scelta di mantenere il sistema in efficienza, appare giustificata dall'elevato costo sostenuto per la sua installazione, dal costo non trascurabile che avrebbe richiesto anche la totale rimozione, dal costo e dal lungo tempo (per l'installazione occorsero circa 6 mesi) che sarebbe necessario per mettere in opera nuove macchine se si dovesse in futuro effettuare qualche importante intervento sulla Torre, o sul terreno circostante, che certamente richiederebbe un'opera di presidio, se non nella deprecata e, riteniamo, improbabile ipotesi che si presentasse una situazione imprevista di rischio per la Torre.

I due cavalletti, di disegno ed esecuzione, nel loro genere, pregevoli, costituiscono anche il ricordo e la testimonianza tangibili dell'imponente intervento di stabilizzazione effettuato sulla Torre.

Il Gruppo di Sorveglianza in questo decennio ha controllato lo stato di conservazione e di funzionamento delle macchine di tiro e dei cavalletti, nonché, presso i magazzini dell'Opera in località Campaldo, a meno di 2 km di distanza dalla Torre, la collocazione e lo stato di conservazione delle funi che costituivano gli stralli.

Al momento attuale, dopo 10 anni dalla cessazione del loro servizio, è stato programmato un intervento abbastanza importante di manutenzione, finora non ritenuto necessario, affidato alla Ditta che a suo tempo realizzò tutta l'attrezzatura.

4.5 Studi per la modellazione del complesso torre - terreno

Nel 2000 il Comitato Internazionale dette incarico all'Università di Stoccarda di procedere ad una analisi dei movimenti della Torre fino dall'inizio della sua costruzione allo scopo di delineare i possibili scenari futuri. La peculiarità dell'analisi consisteva soprattutto nell'aver introdotto per il terreno un legame costitutivo che teneva in conto il *creep* volumetrico. Tale assunzione risultava però molto onerosa da un punto vista computazionale; pertanto, le analisi furono necessariamente limitate agli aspetti più importanti, in particolare per quel che riguarda lo studio degli interventi messi in atto dal Comitato nel periodo 1992 – 2000.

Grazie alla rapida evoluzione dei software e soprattutto dell'hardware, nel 2006 è stata riproposta l'esecuzione dell'analisi numerica tenendo conto del *creep* del terreno e tentando di modellare con il massimo dettaglio possibile gli interventi effettuati sulla Torre nel lontano e recente passato. In particolare, mediante l'uso del software PLAXIS 3D, nel modello sono state introdotte le seguenti migliorie:

- una più accurata distribuzione delle masse della Torre lungo l'altezza;
- definizione del piano di fondazione ad un metro dal piano campagna;
- modellazione delle fasi di scavo del Catino nella prima metà dell'ottocento, comprensive dello scavo per il getto della platea di fondo;
- modellazione dell'effetto di filtrazione indotto dalla presenza delle pareti permeabili del Catino nel periodo che va dalla sua costruzione al 1935, epoca in cui è stato impermeabilizzato;
- modellazione dettagliata di tutti gli interventi eseguiti nel periodo 1992– 2001 con particolare attenzione all'estrazione controllata di terreno.

Quest'ultima operazione è stata modellata cercando di simulare la posizione tridimensionale dei volumi estratti, compatibilmente con l'accuratezza consentita dalla *mesh* di elementi finiti utilizzata.

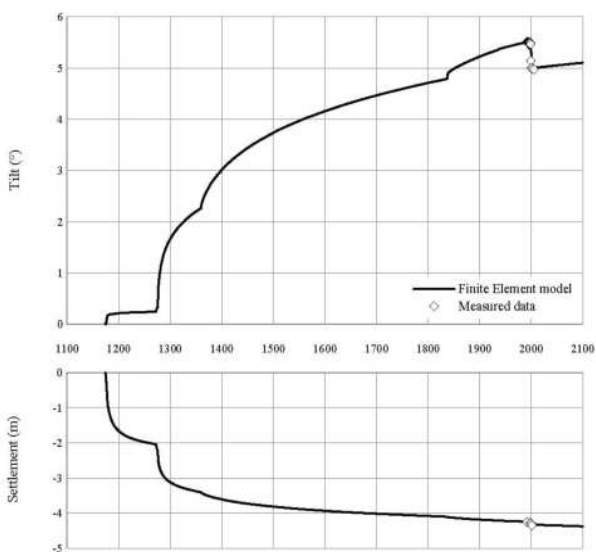


Figura 11 – Risultati della simulazione numerica: rotazioni e cedimento della fondazione della Torre

La “taratura” del modello di sottosuolo è stata effettuata tenendo conto della necessità di riprodurre la storia dei movimenti della Torre fino al 1992.

Le analisi hanno mostrato l'estrema rilevanza della modellazione del comportamento del terreno nel campo delle piccole deformazioni e della conoscenza di informazioni quali la distribuzione di dettaglio delle masse della Torre ed il grado di vincolo con il Catino.

Nella figura 11 sono riportati i diagrammi della rotazione e del cedimento verticale della Torre a partire dall'inizio della sua costruzione e fino all'anno 2100, risultanti dalla simulazione numerica.

Per il passato la simulazione riesce a ripercorrere con sufficiente verosimiglianza il comportamento della Torre, peraltro noto con sufficiente precisione soltanto a partire dal 1911, data di inizio di misurazioni sistematiche e attendibili.

Con riguardo alla previsione dei futuri movimenti, il modello numerico mostra che l'estrazione controllata di terreno dovrebbe estendere i suoi effetti ancora per qualche anno, periodo durante il quale si osserverà una tendenza alla rotazione nel senso della riduzione della pendenza. Dopo questo periodo, la tendenza della Torre dovrebbe tornare ad essere quella di una rotazione nel verso dell'incremento della pendenza, ma in ogni caso con una velocità assai inferiore a quella manifestatasi durante gli ultimi decenni del XX secolo e comunque ripartendo dalla situazione di inclinazione antecedente al 1838.

5. CONCLUSIONI

Da quanto sinteticamente esposto emerge che la Torre è stata costantemente seguita nel decennio trascorso mediante il monitoraggio di vari parametri e con gli appropriati interventi, più o meno importanti, che ne hanno favorito la buona conservazione; la Torre è stata inoltre oggetto di un rilevante restauro materico.

Nello stesso periodo è stata curata la conservazione e l'aggiornamento del sistema di monitoraggio e delle attrezzature di presidio e si sono proseguiti gli studi di simulazione del comportamento nel tempo del monumento.

Allo stato attuale le rotazioni sono molto limitate ed è convinzione condivisa del Gruppo di Sorveglianza che la Torre sia da considerarsi stabile.

Circa le previsioni sul futuro evolversi della pendenza, il marcato aumento dell'altezza critica del baricentro conseguente al raddrizzamento ottenuto con la estrazione controllata del terreno e la connessione con il Catino, potrebbero consentire anche uno scenario di definitiva situazione stabile con limitazione delle rotazioni alle sole oscillazioni stagionali; in ogni caso, qualora verificasse, come indicano le simulazioni numeriche, una ripresa della rotazione verso Sud, questa avverrebbe, con velocità molto piccola, paragonabile a quella che la Torre presentava prima della esecuzione del Catino nel 1835.

NOTA BIBLIOGRAFICA

Per una trattazione esaustiva degli studi ed interventi che hanno consentito la stabilizzazione della Torre di Pisa: SETTIS, S. e al. (2006) - La Torre Restituita, *Bollettino d'Arte - Volume Speciale 2005 (4 Tomi)*, Ministero per i Beni e le Attività Culturali, Roma.

Per una sintetica documentazione grafica e fotografica dei lavori: BARTELLETTI, R. - HEINIGER, P. - VIGGIANI, C. (2004) - La Torre Salvata: una storia per immagini. *The Leaning Tower of Pisa. A Rescued Monument*, Consorzio Progetto Torre di Pisa, Pacini Editore, Pisa.

RICERCA SPERIMENTALE SUL COMPORTAMENTO CICLICO DI NODI FRA TRAVI E PILASTRI IN C.A. PREFABBRICATI

Maria Luisa Beconcini¹, Pietro Croce¹, Paolo Formichi¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile, sede Strutture, Università di Pisa

SOMMARIO

L'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni, ha reso necessario valutare, anche per le diverse tipologie di strutture prefabbricate, il comportamento dei collegamenti fra gli elementi strutturali, essenzialmente travi e pilastri, al fine di poter prevedere il comportamento globale della struttura a fronte di sismi di intensità medio-alta. Presso il Laboratorio prove materiali dell'Università di Pisa, sono state eseguite prove su 9 campioni in scala reale di nodi trave-pilastro a quattro vie, dei quali 5 realizzati in soluzione prefabbricata e 4 completamente gettati in opera. I risultati della sperimentazione hanno consentito di trarre interessanti considerazioni sulle modalità di crisi, sul rispetto della gerarchia delle resistenze e sulla capacità dissipativa dei nodi.

SUMMARY

The new Italian Technical regulations, in force since 2008, lead to the need of an in-deep re-evaluation of the behaviour of r.c. precast framed structures, with particular focus on the ductility of beam to column joints, as required by Eurocodes as well as by Italian regulations themselves, in order to achieve an adequate structural response against medium to severe seismic actions. At the Laboratory for testing materials and structures of the University of Pisa, they have been carried out 9 full scale tests on beam-to-column joints: 5 prepared with precast elements completed with "in situ" casted concrete (beams and joint), and 4 fully "casted in situ", as to reproduce current Italian practice in framed r.c. structures. Test results lead to interesting outcomes in terms of collapse behaviour, ductility, check of the validity of the capacity design rules adopted in the design of specimens and about the overall dissipating capacity of both precast and in situ joints.

1. INTRODUZIONE

Con l'entrata in vigore delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) [1] e delle relative Istruzioni [2], si è reso necessario, anche per le strutture prefabbricate, adeguare i criteri di calcolo ed introdurre modifiche nelle diverse tipologie di elementi strutturali, in modo tale da poterne consentire l'utilizzo nelle zone a media sismicità.

In particolare, l'introduzione dei criteri di gerarchia delle resistenze, di cui al capitolo 7 delle NTC, relativo alle costruzioni in zona sismica, e delle conseguenti regole di dettaglio per le zone critiche delle membrature, hanno imposto l'aggiornamento dei criteri progettuali dei collegamenti degli elementi prefabbricati completati in opera con getti di calcestruzzo, destinati alla realizzazione di nodi trave-colonna per strutture intelaiate.

A questo proposito la nuova classificazione delle connessioni tra le membrature di strutture prefabbricate, con riguardo al loro comportamento in zona sismica, di cui al punto 7.4.5.2 delle NTC, in accordo all'EC8, propone tre categorie di collegamenti:

"a) collegamenti situati al di fuori delle previste zone critiche, che quindi non influiscono sulle capacità dissipative della struttura;

b) collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, ma sovradimensionati in modo

tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue situate all'interno degli elementi;

c) collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile."

In questo studio si è analizzato il comportamento di nodi trave-pilastro realizzati secondo il "Sistema K", così come modificato dalla Toscana Soltravi di Pisa, in relazione agli aggiornamenti normativi sopra citati.

Lo scopo della ricerca è la verifica dell' idoneità delle giunzioni a realizzare il meccanismo plastico previsto per le strutture a telaio, integralmente realizzate in opera, ed a soddisfare le richieste di duttilità ciclica nella misura corrispondente alla classe di duttilità "CD B". A tal fine è stata condotta una estesa campagna sperimentale, ai sensi di quanto prescritto al punto 7.4.5.2.1 delle NTC, che indica, quale mezzo idoneo alla valutazione della duttilità disponibile, la conduzione di "prove sperimentali in scala reale che includano almeno tre cicli completi di deformazione di ampiezza corrispondente al fattore di struttura q , effettuate su sotto-insiemi strutturali significativi."

La campagna sperimentale ha riguardato 9 campioni al ve-ro di connessioni trave-pilastro ed è stata condotta presso il

Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Pisa, nel periodo agosto 2009 – luglio 2010.

Nel presente lavoro sono descritte le prove condotte ed i principali risultati conseguiti, con particolare riferimento al confronto tra le prestazioni dei sistemi prefabbricati e di campioni ad essi analoghi per geometria ed armatura, realizzati completamente in opera.

2. LA CAMPAGNA SPERIMENTALE

2.1 I campioni sottoposti a prova

Le prove sono state svolte su campioni in scala reale, costituiti dal collegamento travi-pilastrini (nodo) e da porzioni significative degli elementi prefabbricati convergenti nel nodo stesso: travi di lunghezza pari a circa la metà della luce tipica e pilastri di altezza pari a metà dell'interpiano tipico.

I campioni sono stati progettati a cura dell'Ufficio Tecnico della Toscana Soltravi, quali sottoinsiemi di telai in c.a. rappresentativi degli edifici per uso residenziale realizzati con il sistema costruttivo in esame.

Nella figura 1 si riporta una vista del modello tridimensionale utilizzato per lo studio dello stato di sollecitazione e per il dimensionamento dei campioni. Le luci delle travi e dei solai assunti alla base del calcolo sono state scelte tra quelle più ricorrenti nella pratica costruttiva per la tipologia strutturale in studio.

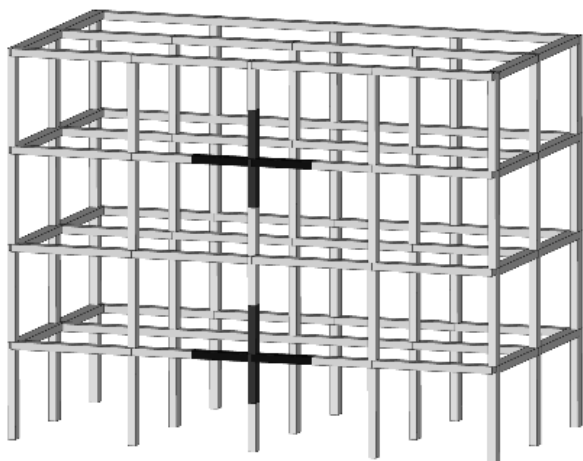


Figura 1. Vista assonometrica del telaio tridimensionale in c.a. dal quale sono stati "estratti" i campioni.

Ciascun campione è costituito da un nodo a quattro vie, isolato dal telaio multipiano (figure 1 e 2), composto da una porzione di pilastro dei piani inferiore e superiore, di altezza pressoché pari alla metà dell'interpiano (presso il punto di annullamento dei momenti flettenti), e da una porzione di trave con estensione pari a circa 1,5 m per parte.

La sezione trasversale delle travi, del tipo in spessore di solaio, è costante e pari a 40x24 cm. I pilastri hanno anch'essi sezione costante, delle dimensioni di 40x25 cm; in 8 campioni l'asse debole della sezione giace nel piano del nodo.

Nei campioni prefabbricati il pilastro inferiore è organizzato con una cavità posta all'estremità superiore dell'elemento, che si estende per una profondità di circa 75 cm, all'interno della quale trovano posto i ferri di collegamento sporgenti dal fondo del pilastro superiore. Le travi sono realizzate mediante

un fondello prefabbricato, dello spessore di 6 cm, in cui sono inserite le armature longitudinali di campata e da cui fuoriescono le staffe.

Gli elementi prefabbricati sono completati in opera da spezzoni di armatura longitudinale delle travi (inferiori e superiori) e dalle staffe di nodo. Il getto di completamento delle travi interessa anche la cavità del pilastro ed il nodo (figura 2).

Prove di confronto sono state condotte su campioni analoghi interamente gettati in opera. Complessivamente sono stati sottoposti a prova nove campioni, di cui cinque prefabbricati e quattro in opera.

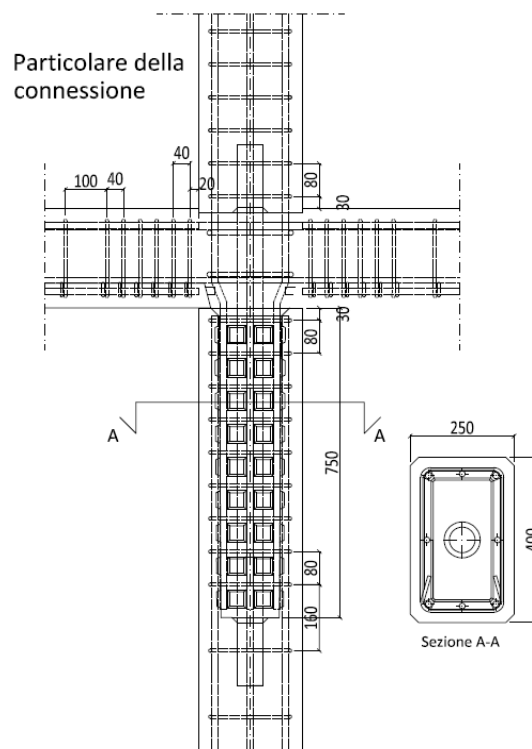


Figura 2. Campione di nodo trave-pilastro della serie prefabbricata.



Figura 3. Particolare del nodo.

2.2 Criteri di dimensionamento dei campioni

Il progetto dei telai, e quindi dei sottoinsiemi strutturali trave-pilastro da essi estratti, è stato condotto conformemente alle indicazioni delle NTC 2008 e, più in particolare, alle pre-

scrizioni inerenti le regole della gerarchia delle resistenze, sia per i campioni prefabbricati, sia per quelli gettati in opera.

Il fattore di struttura è stato cautelativamente assunto -ai fini delle prove- pari al massimo prevedibile per la tipologia a telaio, a pareti accoppiate o miste $q \sim 4.0$ ($q_0 = 3.0 \alpha_u/\alpha_1$), avendo assunto $\alpha_u/\alpha_1=1.3$.

Dei cinque campioni prefabbricati, due sono caratterizzati dall'armatura minima prevedibile per i pilastri e per le travi, mentre i restanti tre sono invece armati con i livelli massimi di armatura previsti per la pratica progettuale della Toscana Soltravi. Con riferimento al telaio di figura 1, i campioni dotati di armatura massima possono essere individuati tra i nodi trave-

pilastro ai livelli più bassi del fabbricato, dove le sollecitazioni assiali taglianti e flettenti sui pilastri sono maggiori, mentre i campioni dotati di armatura minima si collocano ai piani superiori.

Dei quattro campioni gettati in opera, solamente due (OP/3 e OP/4) replicano la geometria e l'armatura rispettivamente dei campioni TST/1, TST/2 e TST/3, TST/4, della serie prefabbricata.

Nella tabella 1 sono sintetizzati i dati di armatura dei campioni e la disposizione dell'asse del pilastro rispetto al piano del campione.

Tabella 1. Quadro sintetico delle prove eseguite e dettagli di armatura dei campioni.

Campione (*)	Armatura delle travi	Asse Pilastro	Carico Assiale P	Trave 240x400mm			Pilastro 250x400mm		Nodo
				A _{sup}	A _{inf}	Staffe(***)	A _{longitudinale}	Staffe(*)	Staffe
TST/1	Minima	Debole	400 kN	4Φ18	4Φ14	Φ8/40	4Φ16+4Φ14	Φ 8/80	2Φ12
OP/1	Minima(**)	Debole	400 kN	4Φ18	4Φ14	Φ8/40	4Φ16+4Φ14	Φ 8/80	2Φ12
TST/2	Minima	Debole	200 kN	4Φ18	4Φ14	Φ8/40	4Φ16+4Φ14	Φ 8/80	2Φ12
OP/2	Minima(**)	Debole	200 kN	4Φ18	4Φ14	Φ8/40	4Φ16+4Φ14	Φ 8/80	2Φ12
OP/3	Minima	Debole	200 kN	4Φ18	4Φ14	Φ8/40	4Φ16+4Φ14	Φ 8/80	2Φ12
TST/3	Massima	Debole	200 kN	4Φ22	4Φ16	Φ8/40	4Φ22+4Φ16	Φ 8/80	2Φ12
TST/4	Massima	Debole	100 kN	4Φ22	4Φ16	Φ8/40	4Φ22+4Φ16	Φ 8/80	2Φ12
TST/5	Massima	Forte	100 kN	4Φ22	4Φ16	Φ8/40	4Φ16+4Φ14	Φ 8/80	2Φ12
OP/4	Massima	Debole	100 kN	4Φ22	4Φ16	Φ8/40	4Φ22+4Φ16	Φ 8/80	2Φ12

(*) TST = Campione prefabbricato con il sistema K della Toscana Soltravi

OP = Campione interamente realizzato con getto in opera.

(**) Campioni con armatura al lembo inferiore delle travi in posizione non conforme alla posizione dei corrispondenti campioni prefabbricati

(***) E' indicato il passo delle staffe comprese all'interno della zona critica delle membrature.

2.3 Il programma delle prove

Le prove sono state eseguite con riferimento allo schema statico illustrato nella figura 4, utilizzando il dispositivo di prova di figura 5.

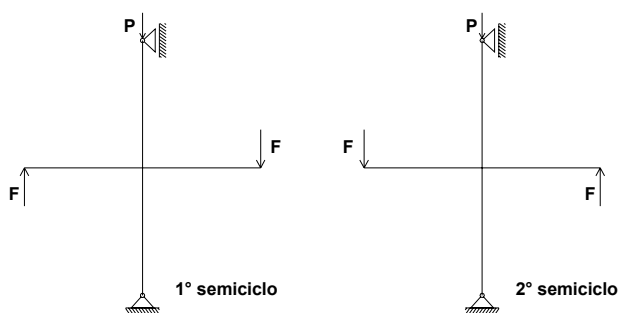


Figura 4. Schema di vincolo e di carico dei campioni.

Durante le prove i carichi F (figura 4) variano ciclicamente, mentre il carico assiale P è mantenuto costante.

Le prove sono state condotte controllando gli spostamenti di sezioni significative delle travi rispetto alla sezione di incastro delle travi stesse con il pilastro, in modo da depurare la componente di spostamento dovuta alla rotazione del nodo.

La storia di spostamento è costituita dalle fasi seguenti:



Figura 5. Dispositivo di prova.

- fase 1: imposizione di spostamenti crescenti in modo monotono nelle due direzioni a ciascuna estremità della trave, fino alla determinazione dello spostamento d_y corrispondente alla formazione della cerniera plastica nella trave;

- fase 2 (fig. 6): realizzazione di cicli con spostamento massimo di ampiezza via via crescente, fino al raggiungimento dello spostamento $q d_y$, essendo q il fattore di struttura adottato nel calcolo del telaio, in corrispondenza del quale si sono realizzati tre cicli di ampiezza costante; successivo incremento degli spostamenti fino a rottura del campione.

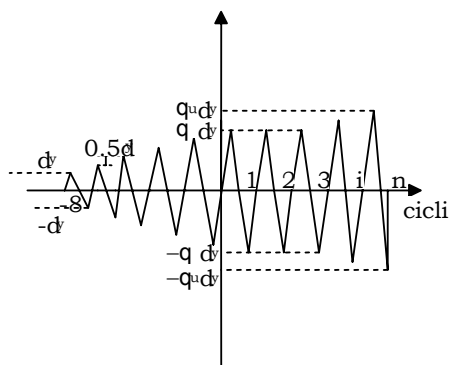


Figura 6. Storia degli spostamenti applicati ai campioni.

Nella tabella 1 è sintetizzato il programma delle prove eseguite e per ciascun campione della serie prefabbricata e gettata in opera, è indicato il carico assiale P applicato al pilastro durante le prove, variabile tra un valore minimo di 100 kN ed il massimo di 400 kN;

La campagna sperimentale è stata completata dalla esecuzione di numerose prove di caratterizzazione meccanica dei materiali impiegati per il confezionamento dei campioni. In particolare, sono state condotte 44 prove di qualifica dei calcestruzzi prelevati in occasione dei getti e 54 prove di caratterizzazione degli stessi calcestruzzi, a seguito di prelievi condotti mediante carotaggio dalle membrature sottoposte a prova.

Per la caratterizzazione meccanica degli acciai impiegati per l'armatura dei campioni sono state sottoposte a prova 18 terne di spezzoni, così da indagare i vari diametri impiegati ($\varnothing 6$, 8 e 12 mm per le staffe e $\varnothing 14$, 16, 18 e 22 per le armature correnti) suddivisi per i vari lotti di provenienza.

La resistenza dei calcestruzzi impiegati per il confezionamento delle parti prefabbricate dei campioni, valutata come media dei risultati di prova delle carote, è pari a 66 N/mm^2 , largamente superiore a quella nominale per la classe C28/35, assunta alla base della progettazione. La resistenza dei calcestruzzi utilizzati per i getti in opera (sia per i campioni gettati in opera, sia per i getti di completamento dei campioni prefabbricati) è anch'essa superiore a quella nominale per la classe di appartenenza del calcestruzzo, essendo risultata in media pari a 47 N/mm^2 (dati delle carote).

In ordine alla qualità degli acciai, infine, si rileva che, fatta eccezione per i diametri più piccoli ($\varnothing 6$ e $\varnothing 8$ mm) utilizzati per le staffe, tutte le barre di armatura corrente hanno caratteristiche meccaniche superiori a quelle nominali per l'acciaio B450C, e di cui si è tenuto conto nelle analisi.

3. RISULTATI DELLE PROVE

Durante le prove sono stati acquisiti i segnali forniti da numerosi trasduttori di spostamento e di forza, la cui elaborazione ha consentito di ottenere:

- diagrammi momento-rotazione ($M-\theta$) delle sezioni di incastro delle travi al pilastro;
- diagrammi di involucro dei massimi delle curve $M-\theta$ attinti in ciascun ciclo di carico;
- valutazione della energia dissipata in ciascun ciclo di carico.

Nelle figure seguenti sono illustrati, a titolo di esempio, alcuni dei diagrammi relativi alle elaborazioni di cui sopra. In particolare si presentano i risultati ottenuti per il campione TST/2 della serie prefabbricata e per il corrispondente campione della serie gettata in opera (OP/3), in termini di: diagrammi $M-\theta$ per le prove monotone della prima fase (figure 7 e 8); diagrammi $M-\theta$ per la fase ciclica delle prove -fase 2- (figure 9 e 10); istogrammi dell'energia dissipata in ciascun ciclo della seconda fase di prova e i corrispondenti diagrammi dell'energia cumulativa (figure 11 e 12).

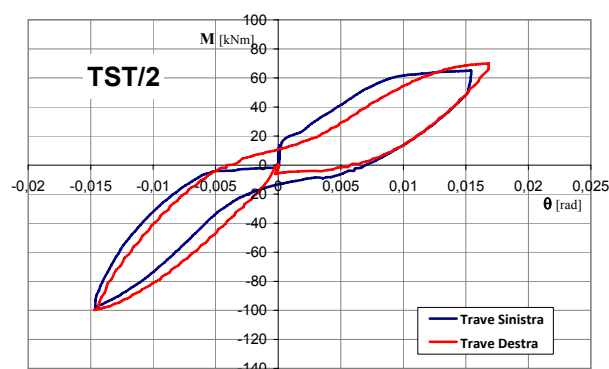


Figura 7. Diagramma $M-\theta$ per il campione TST/2 - prima fase di prova.

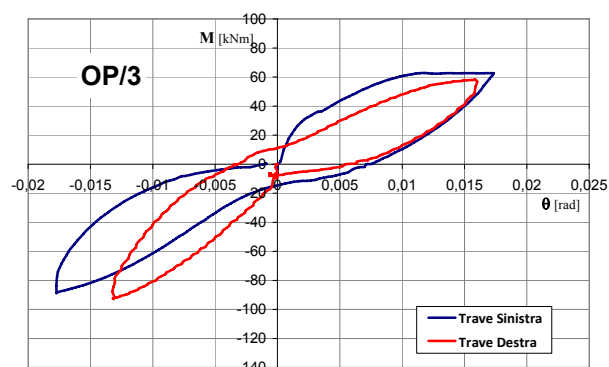


Figura 8. Diagramma $M-\theta$ per il campione OP/3 - prima fase di prova.

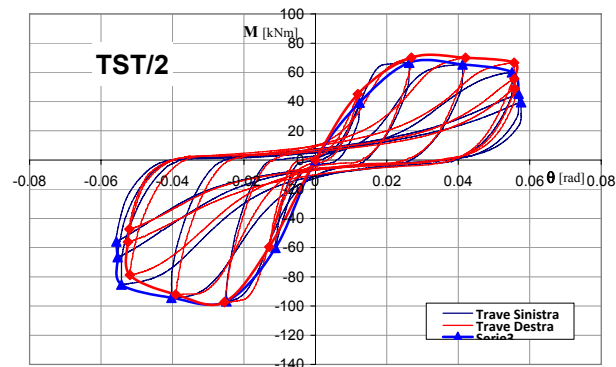


Figura 9. Diagramma $M-\theta$ per il campione TST/2 - seconda fase di prova e relativo diagramma involucro.

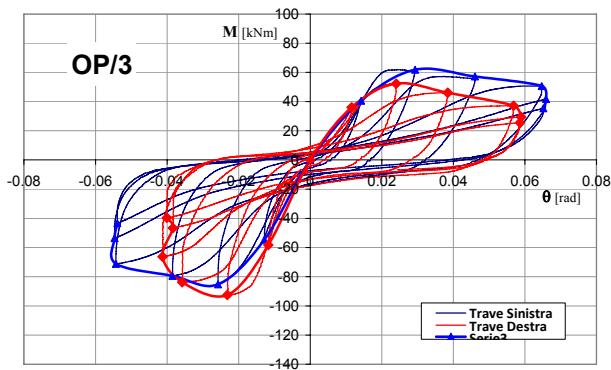
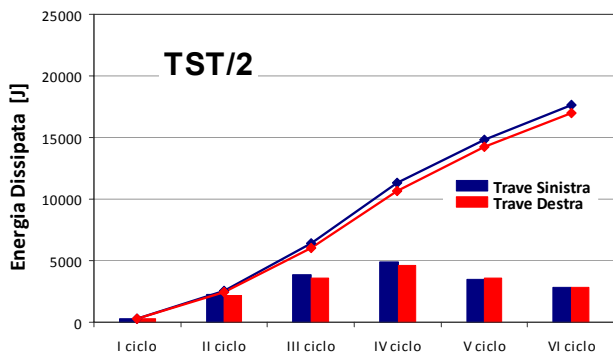
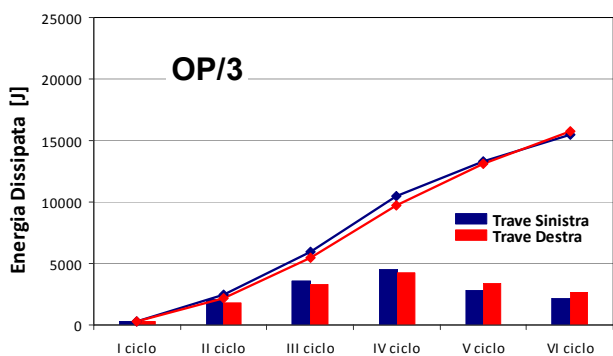


Figura 10. Diagramma M-θ per il campione OP/3 – seconda fase di prova e relativo diagramma involuppo.



TST/2	Trave sinistra		Trave destra	
	Energia per ciclo [J]	Energia Totale [J]	Energia per ciclo [J]	Energia Totale [J]
1° ciclo	304	304	294	294
2° ciclo	2226	2530	2141	2435
3° ciclo	3887	6417	3617	6052
4° ciclo	4888	11305	4599	10651
5° ciclo	3484	14790	3583	14234
6° ciclo	2851	17640	2783	17017

Figura 11. Energia dissipata per il campione TST/2 – seconda fase di prova.



OP/3	Trave sinistra		Trave destra	
	Energia per ciclo [J]	Energia Totale [J]	Energia per ciclo [J]	Energia Totale [J]
1° ciclo	326	326	324	324
2° ciclo	2080	2406	1821	2145
3° ciclo	3558	5964	3307	5453
4° ciclo	4539	10503	4259	9712
5° ciclo	2844	13346	3377	13089
6° ciclo	2132	15478	2646	15735

Figura 12. Energia dissipata per il campione OP/3 – seconda fase di prova.

4. VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI CAMPIONI

Per poter valutare compiutamente le prestazioni dei campioni in termini di resistenza delle sezioni delle travi e dei pilastri, nonché per la verifica delle condizioni imposte dalle regole di gerarchia delle resistenze trave-pilastro, si sono valutate le sollecitazioni resistenti delle membrature, riferendo le analisi sia ai valori di progetto della resistenza dei materiali utilizzati, sia a quelli effettivi rilevati per i campioni, come sopra descritto.

Si sono valutati i momenti resistenti delle travi e dei pilastri, tenendo presente che la geometria delle sezioni e la disposizione delle armature dei campioni corrispondono con buona approssimazione (nei limiti delle correnti tolleranze di costruzione) a quelle nominali previste:

- Momenti resistenti di calcolo nominali, valutati secondo le NTC 2008, per la verifica delle condizioni imposte dalle regole di gerarchia delle resistenze per le strutture “CD B”:

resistenza dei materiali: calcestruzzo C28/35, acciaio B450C
 coefficienti parziali $\gamma_C=1,5$, $\gamma_S=1,15$
 $\alpha_{cc}=1,0$

- Momenti resistenti attesi, per il confronto con i dati sperimentali:

resistenze medie dei materiali ricavati dalle prove di qualificazione
 coefficienti parziali $\gamma_C=1,0$, $\gamma_S=1,0$
 $\alpha_{cc}=1,0$

Tabella 2 – Caratteristiche di sollecitazione resistenti dei campioni (pressoflessione)

Campione	Resistenze nominali [kNm]			η	Resistenze attese ¹ [kNm]		
	$M_{b,Rd}^{(+)}$	$M_{b,Rd}^{(-)}$	$M_{C,Rd}$		$M_{b,R}^{(+)}$	$M_{b,R}^{(-)}$	$M_{C,R}$
TST/1	38.2	-67.8	78.5	1.3	56.8	-95.7	108.9
TST/2	38.2	-67.8	67.0	1.1	57.5	-97.1	93.6
TST/3	47.9	-93.3	94.2	1.2	70.0	-129.3	129.9
TST/4	47.9	-93.3	87.0	1.1	69.0	-127.0	120.9
TST/5	47.9	-93.3	158.8	2.0	71.0	-131.6	219.6
OP/1	44.8	-70.5	78.5	1.2	66.9	-98.1	110.6
OP/2	44.8	-70.5	67.0	1.1	65.0	-95.4	91.9
OP/3	38.2	-67.8	67.0	1.1	56.3	-94.6	92.2
OP/4	47.9	-93.3	87.0	1.1	69.2	-127.5	121.3

Nella tabella 2 sono riepilogati i valori delle caratteristiche resistenti, valutati come sopra descritto, per le travi e per i pilastri di ciascun campione, tenendo conto della sollecitazione assiale presente sui pilastri.

Successivamente, si è verificato il rispetto della gerarchia delle resistenze per strutture “CD B” per il nodo trave-pilastro secondo il punto 7.4.4.2.1 delle NTC 2008, confrontando le resistenze nominali di travi e pilastri, assumendo $\gamma_{Rd}=1.10$.

Più in particolare nella tabella 2, per ciascun campione, sono indicati:

¹ Dall'esame dei campioni dopo le prove si è registrata una differenza pressoché costante nel valore del copriferro delle barre superiori, rispetto agli schemi di progetto, che è risultato più ampio di circa 10 mm. Tale differenza è stata tenuta in conto nelle analisi condotte.

- i momenti resistenti di calcolo nominali per le travi (momento positivo e negativo) e per il pilastro, valutati per le sezioni delle zone critiche di ciascun elemento;
- il valore del rapporto $\eta = \sum M_{C,Rd} / \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd}$, che deve risultare maggiore o uguale a 1,0;
- i momenti resistenti attesi per le travi (momento positivo e negativo) e per il pilastro, valutati come in precedenza.

5. DISCUSSIONE E CONFRONTO DEI RISULTATI

Nel seguito si discutono criticamente i risultati ottenuti dalla sperimentazione, ponendo a confronto i valori delle sollecitazioni resistenti registrate per le travi dei campioni con i corrispondenti valori teorici attesi. Si illustrano poi i diagrammi involuppo nel piano $M-\theta$ dei cicli di carico eseguiti nella seconda fase di ciascuna prova, ponendo a confronto i risultati ottenuti per i campioni dotati della stessa geometria ed armatura, realizzati in soluzione prefabbricata e gettata in opera. Per gli stessi gruppi di campioni si pongono, infine, a confronto i valori della energia dissipata durante ciascun ciclo di prova.

Preliminarmente alla discussione di dettaglio dei risultati, è utile sottolineare che in tutti i campioni le modalità di collasso osservate hanno confermato le attese teoriche in ordine al rispetto della gerarchia delle resistenze, nonché alla disponibilità di duttilità locale dei nodi, che è risultata la stessa per la serie prefabbricata e per la serie in opera.

Più in particolare:

- si è sistematicamente registrata la plasticizzazione delle sezioni di incastro delle travi al filo con il pilastro;
- durante l'applicazione dei carichi ciclici si è osservato il progressivo danneggiamento della zona delle travi interessata dalle cerniere plastiche e del nodo;
- tutte le prove sono state protratte fino alla esecuzione dei tre cicli di ampiezza costante e pari a $q=4,0$ volte la deformazione corrispondente alla prima plasticizzazione, così come prescritto al punto § 7.4.5.2.1 delle NTC 2008;
- nelle zone critiche dei pilastri non si sono manifestati fenomeni di danneggiamento.

5.1 Confronto dei massimi valori delle sollecitazioni sperimentali con i corrispondenti valori teorici attesi a rottura

Nella tabella 3 sono riportati:

- i valori delle caratteristiche flessionali resistenti attese sulla base delle resistenze effettive dei materiali $M_{b,R}^{(+)}$ e $M_{b,R}^{(-)}$, tratti dalla precedente tabella 2;
- i valori delle caratteristiche flessionali resistenti registrate sperimentalmente per le sezioni di incastro con i pilastri delle travi destra e sinistra, $M_{b,R,dx}^{(+)}$, $M_{b,R,dx}^{(-)}$, $M_{b,R,sx}^{(+)}$, $M_{b,R,sx}^{(-)}$;
- i rapporti tra le corrispondenti caratteristiche di sollecitazione rilevate sperimentalmente ed attese.

Tabella 3 – Confronto tra le caratteristiche di sollecitazione resistenti attese e sperimentali delle travi

Campione	Resistenze attese [kNm]		Resistenze sperimentali [kNm]						Rapporto	
							Valori medi			
	$M_{b,R}^{(+)}$	$M_{b,R}^{(-)}$	$M_{b,R,dx}^{(+)}$	$M_{b,R,dx}^{(-)}$	$M_{b,R,sx}^{(+)}$	$M_{b,R,sx}^{(-)}$	$M_{b,R,sp}^{(+)}$	$M_{b,R,sp}^{(-)}$	$M_{b,R,sp}^{(+)} / M_{b,R}^{(+)}$	$M_{b,R,sp}^{(-)} / M_{b,R}^{(-)}$
TST/1	57	-96	63	-100	62	-98	62.5	-99	1.10	1.03
TST/2	58	-97	70	-97	67	-97	68.5	-97	1.19	1.00
TST/3	70	-129	74	-111	66	-119	70	-115	1.00	0.89
TST/4	69	-127	78	-124	75	-117	76.5	-120.5	1.11	0.95
TST/5	71	-132	71	-123	71	-125	71	-124	1.00	0.94
OP/1	73	-98	81	-94	87	-77	84	-85.5	1.15	0.87
OP/2	71	-95	64	-85	62	-80	63	-82.5	0.89	0.86
OP/3	56	-95	52	-92	62	-85	57	-88.5	1.01	0.94
OP/4	69	-128	74	-116	79	-113	76.5	-114.5	1.11	0.90

Come si evince dai dati in tabella, per tutti i campioni vi è buona corrispondenza tra le attese teoriche e i risultati della sperimentazione in termini di resistenza flessionale delle travi. Da ciò si conclude che la disposizione delle armature attraverso il nodo, ed il particolare sistema di collegamento per i campioni prefabbricati, non affligge la resistenza delle sezioni di incastro delle travi al pilastro, rispetto al modello di calcolo. A ciò si aggiungano le considerazioni espresse più sopra in ordine al comportamento delle sezioni critiche dei pilastri, nelle quali non si sono verificati plasticizzazioni o danneggiamenti evidenti. Si conclude che il modello di calcolo adottato, sia per i campioni in soluzione gettata in opera sia per quelli in soluzione prefabbricata, è in grado di descrivere compiutamente la localizzazione delle plasticizzazioni nel nodo trave-colonna ed i valori delle sollecitazioni resistenti.

Ad ulteriore commento della tabella 3 si osserva che in generale vi è una lieve sovreresistenza flessionale delle sezioni, rispetto ai valori attesi, per sollecitazioni di segno positivo, mentre si registra una lieve riduzione della resistenza per sollecitazioni di segno negativo sempre rispetto alle attese teoriche.

Il valore medio del rapporto tra resistenza flessionale rilevata sperimentalmente per sollecitazioni di segno positivo vale 1.08 per la serie prefabbricata e 1.04 per quella gettata in opera. Lo stesso valor medio calcolato per le sollecitazioni di segno negativo vale 0.96 per la serie prefabbricata e 0.89 per quella gettata in opera.

5.2 Curve involucro $M-\theta$ dei cicli, confronto tra campioni prefabbricati ed in opera

Nel seguito si pongono a confronto i risultati ottenuti per le due serie di campioni dotati della stessa geometria ed armatura. Nei diagrammi delle figure 13 e 14, sono riportate le curve di involucro dei massimi e minimi momenti flettenti attinti in ciascun ciclo della seconda fase di prova e delle corrispondenti rotazioni, ponendo a confronto i risultati ottenuti per i campioni TST/1, TST/2 e OP/3, con armatura minima e TST/3, TST/4 e OP/4, con armatura massima.

Dall'esame dei diagrammi si conclude che il comportamento dei campioni prefabbricati è sostanzialmente sovrapponibile a quello dei corrispondenti campioni interamente gettati in opera, sia in termini di resistenza massima, come già evidenziato in precedenza, sia in termini di degrado della resistenza con l'evolvere dei cicli.

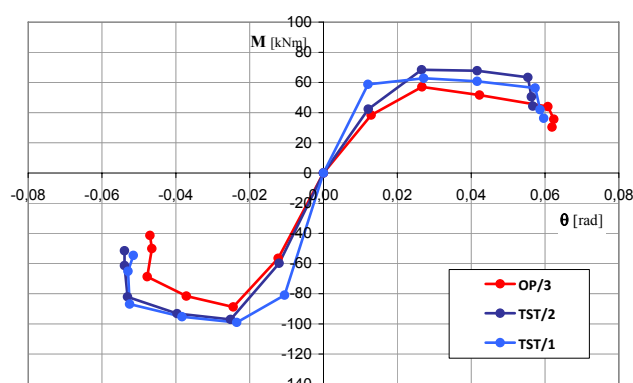


Figura 13 – Confronto delle curve involucro dei massimi per i campioni TST/1, TST/2 e OP/3 (armatura minima)

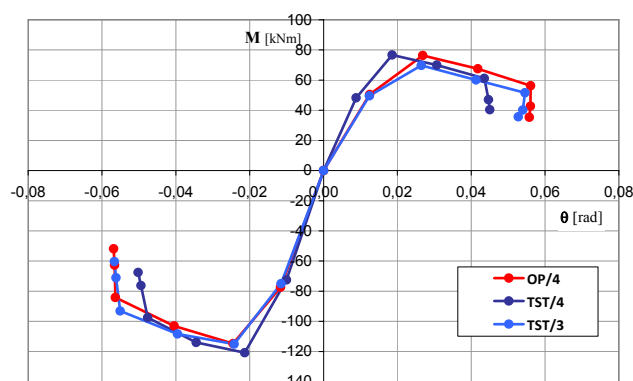


Figura 14 – Confronto delle curve involucro dei massimi per i campioni TST/3, TST/4 e OP/4 (armatura massima)

5.3 Confronti energetici

I diagrammi delle figure 15 e 16, nelle quali l'istogramma illustra la variazione dell'energia dissipata in ciascun ciclo di carico della seconda fase (vd. figura. 6) delle prove e il grafico in linea continua illustra l'andamento della energia totale dissipata, confermano le previsioni attese in ordine all'evoluzione del degrado. In particolare, l'energia aumenta progressivamente nei primi quattro cicli, caratterizzati da deformazioni imposte crescenti, per diminuire negli ultimi tre, a deformazione imposta costante.

La variazione di energia dissipata in una successione di cicli a deformazione costante, è un diretto indicatore del degra-

do ciclico; nella tabella 4, sono indicati i valori di energia dissipata in totale dalle due travi di ciascun campione, durante il 4° ed il 6° ciclo (rispettivamente primo e terzo tra quelli a deformazione costante), nonché la riduzione in termini percentuali.

Si osserva che per le due serie di campioni con armatura minima (TST/1, TST/2 e OP/3) e massima (TST/3, TST/4 e OP/4), la riduzione dell'energia dissipata in termini percentuali, è inferiore per i campioni prefabbricati rispetto a quelli gettati in opera.

In aggiunta a quanto sopra, come evidenziato nei grafici delle figure 15 e 16, si osserva che la capacità dissipativa totale è pressoché uguale per i campioni che hanno identica armatura, siano essi prefabbricati o gettati in opera.

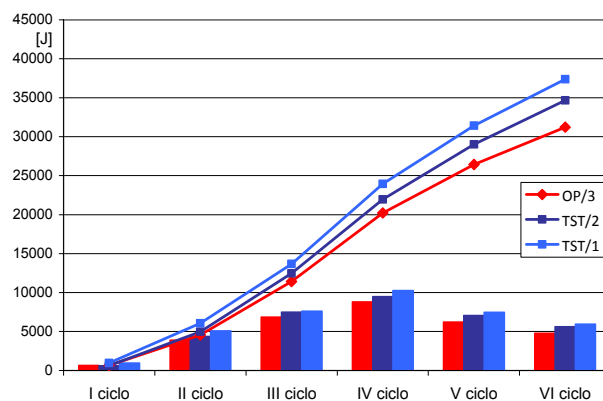


Figura 15 – Confronto dell'energia dissipata in totale nelle due travi per i campioni TST/1, TST/2 e OP/3 (armatura minima)

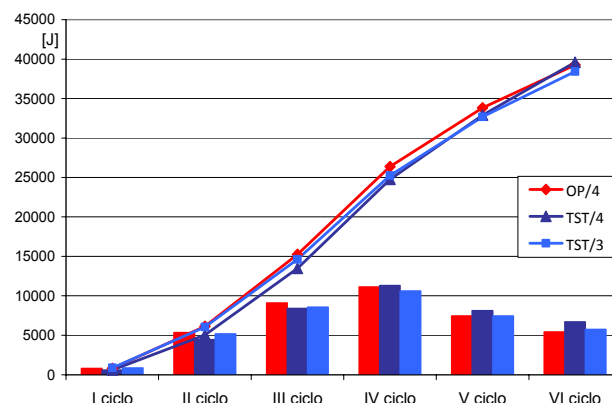


Figura 16 – Confronto dell'energia dissipata in totale nelle due travi per i campioni TST/3, TST/4 e OP/4 (armatura massima)

Tabella 4 – Energia dissipata al IV e VI ciclo della seconda fase di prova

	Energia IV ciclo [kJ]	Energia VI ciclo [kJ]	riduzione %
TST/1	8.77	5.95	32
TST/2	9.49	5.63	41
OP/3	8.80	4.78	46
TST/3	10.61	5.74	46
TST/4	11.30	6.71	41
OP/4	11.13	5.43	51
TST/5	10.83	6.43	41
OP/1	8.62	4.41	49
OP/2	8.99	4.49	50

6. CONCLUSIONI

La campagna di prove descritta nel presente lavoro è stata condotta al fine di verificare l' idoneità delle giunzioni in soluzione prefabbricata, secondo il sistema K della Toscana Soltravi di Pisa, a soddisfare le richieste di duttilità ciclica nella misura corrispondente alla classe di duttilità "CD B".

A tal fine sono stati sperimentati 5 campioni al vero di nodi trave pilastro, realizzati in soluzione prefabbricata e 4 analoghi campioni gettati in opera.

I risultati ottenuti consentono di trarre le seguenti conclusioni.

Le modalità di crisi osservate per tutti i campioni riflettono i criteri di calcolo adottati, e in particolare quelli relativi alla gerarchia delle resistenze trave-pilastro. In tutti i campioni si sono formate cerniere plastiche nelle travi in prossimità delle sezioni di incastro ai pilastri, senza che questi manifestassero plasticizzazioni o segni di degrado.

Tutte le prove sono state protratte fino al completamento dei tre cicli di ampiezza pari al fattore di struttura q impiegato per il progetto dei campioni, cautelativamente assunto pari a 4.0, così come previsto dalle NTC 2008.

I valori dei momenti resistenti delle travi sono risultati, sia per i campioni prefabbricati, sia per quelli gettati in opera, sostanzialmente coincidenti con i corrispondenti valori attesi, valutati con riferimento alle effettive proprietà dei materiali utilizzati per il confezionamento dei campioni stessi.

Dal confronto dei diagrammi momento-rotazione delle sezioni di incastro delle travi ai pilastri relativo ai due gruppi di nodi con identica geometria ed armatura, si evince che il comportamento dei campioni prefabbricati è sostanzialmente sovrapponibile a quello dei corrispondenti campioni interamente gettati in opera, sia in termini di resistenza massima, sia in termini di degrado della resistenza con l'evolvere dei cicli.

Il confronto dei risultati condotto in termini energetici per gli stessi gruppi di campioni di cui sopra, evidenzia comportamenti del tutto sovrapponibili per i campioni prefabbricati e per quelli in opera, con valori della riduzione percentuale di energia dissipata al progredire dei cicli, inferiore per i primi rispetto ai secondi.

RINGRAZIAMENTI

La ricerca è stata svolta nell'ambito di un contratto finanziato dalla Toscana Soltravi s.r.l. di Pisa.

L'esecuzione delle prove è stata curata dai tecnici Michele Di Ruscio, Simone Cavallini e Mirko Donati.

BIBLIOGRAFIA

- [1] D.M. Min. Infrastrutture 14 gennaio 2008 - "Nuove norme tecniche per le costruzioni"
- [2] Circ. Cons. Sup. LL.PP. 2 febbraio 2009 n° 617 - "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008"
- [3] Bartelletti R., Beconcini M.L., Favilli A., Formichi P., Froli M., Nicotera R.: "Ricerca sperimentale su nodi di telai in cemento armato sotto azioni cicliche", Atti 11° Congr. Naz. "L'Ingegneria Sismica in Italia", Genova, gennaio 2004.
- [4] Beconcini M.L., Croce P., Formichi P., Spadoni I.: "Comportamento ciclico di nodi di telai in cemento armato: analisi dei risultati di una campagna sperimentale su campioni al vero", Atti 12° Congr. Naz. "L'Ingegneria Sismica in Italia", Pisa, giugno 2007.
- [5] Beconcini M.L., Croce P., Formichi P., Spadoni I.: "Influenza del legame di aderenza sul comportamento elasto-plastico di nodi trave-pilastro in cemento armato", Atti Conv. Naz. "Giornate AICAP 2007", Salerno, ottobre 2007.

FORME E APPLICAZIONI TECNICHE DEL CALCESTRUZZO ARMATO: LA CITTÀ DELLO SPORT DI TOR VERGATA IN ROMA (UN PROGETTO DELL'ARCH. ING. SANTIAGO CALATRAVA)

Alessandro V. Bergami¹, Francesco Sylos Labini²

1 Dipartimento di Strutture, Università di Roma Tre. Email: abergami@uniroma3.it

2 Inge.Co. srl. Via Raimondo da Capua 12, Roma. Email: ingeco@fastwebnet.it

SOMMARIO

Geometrie innovative frutto dell'ingegno dei grandi architetti trovano frequentemente nel calcestruzzo armato quel materiale strutturale in grado di garantire contestualmente forma e finitura. La Città dello Sport di Tor Vergata in Roma, un progetto dell'architetto ingegnere Santiago Calatrava le cui strutture in c.a. sono state progettate a livello esecutivo e di cantierizzazione dal Prof. Ing. Francesco Sylos Labini (Inge.Co. srl) con la collaborazione dell'Ing. A. V. Bergami, rappresenta un esempio concreto di come sia stato possibile realizzare strutture dalle geometrie ardimentose avvalendosi del calcestruzzo armato come unico materiale strutturale, ad eccezione della sola copertura, per la realizzazione dell'intero complesso sportivo.

Il complesso sportivo è costituito da due stadi adiacenti: il palazzo dello sport con un campo sportivo di 30x45m² (15000 posti a sedere), e lo stadio del nuoto avente due piscine olimpioniche, una di 53x25m² ed una 25x25 m² adibita per i tuffi (3000 posti a sedere nell'area nuoto e 1200 posti nell'area tuffi). La struttura si estende su una superficie di 17000m² e la sua altezza è di 67m dal livello interno principale, raggiungendo la quota assoluta di 166m s.l.m. Nella presente memoria saranno descritte le opere progettate e realizzate focalizzando l'attenzione sui dettagli strutturali e su alcune interessanti soluzioni costruttive.

SUMMARY

Innovative geometries developed by great architects are often designed in reinforced concrete because this structural material can guarantee both shape and finish contemporary. The City of the Sports in Rome, Tor Vergata, a project of Santiago Calatrava Architect-Engineer, whose concrete structures for both the executive and the construction phase were designed by Francesco Sylos Labini Prof. Eng. (Inge.Co. srl) with the collaboration of A.V. Bergami Eng., represents a concrete example of how it is possible to realize structures characterized by amazing geometries using reinforced concrete as structural material. The Sports City consists of two adjacent stadiums: the sport stadium with a 30x45 m² sport field (15000 seats) and the swimming stadium which has two olympic swimming pools, one 53x25m² and the other one 25x25 m² specialized for diving (3000 seats in the swimming area and 1200 seats in the diving area). The structure is extended on an area of 17000 m² and it is 67 m high reaching the absolute altitude of 166 m above sea level. In this paper the structures designed and realized are described focusing on structural details and some interesting executive solutions.

1. INTRODUZIONE

La Città dello Sport, è parte di un più vasto progetto previsto nella zona di Tor Vergata in Roma, è un complesso sportivo che sorge su di un'area di circa 50 ettari all'interno del Campus dell'Università degli Studi di Tor Vergata.

Il progetto previsto sull'area interessata si estende su 38 ettari impegnati da impianti sportivi e prevede la realizzazione di una grande struttura coperta per gli sport *indoor*.

Quest'ultima, denominata *La Città dello Sport* (un progetto dell'architetto ingegnere Santiago Calatrava), racchiude in un unico edificio due impianti sportivi distinti: il palazzo dello sport ed il palazzo del nuoto. La struttura è interamente realizzata in c.a. ad eccezione della copertura, costituita da due identici padiglioni strutturalmente distinti, realizzati in acciaio e completamente rivestiti con un'alternanza di pannelli opachi e vetro.

All'interno del palazzo dello sport è localizzato il campo polivalente intorno al quale sorgono tribune per 15.000 spettatori mentre, nel palazzo del nuoto, sono ubicate le vasche per il nuoto e le tribune, sia fisse che mobili, in grado di ospitare sino a 5.000 posti.

Il palazzo dello sport ed il palazzo del nuoto costituiscono un edificio unitario, benché sormontati da due distinte, ma geometricamente identiche coperture, poiché condividono un corridoio di comunicazione, il foyer, caratterizzato da un sistema di archi trasversali ed un grande arco centrale di spina di circa 133 m che costituisce l'asse di simmetria dell'intero edificio.

Le strutture che sostengono gli spalti sono costituite, per entrambi i palazzi, da una serie di archi che si diramano in modo radiale attorno al centro di ciascun impianto.

Si riporta in Figura 1 una visione in pianta dell'edificio dalla quale è possibile comprendere la forma simmetrica in pianta dell'edificio: a destra il palazzo del nuoto ed a sinistra il palazzo dello sport, la zona centrale è il foyer.

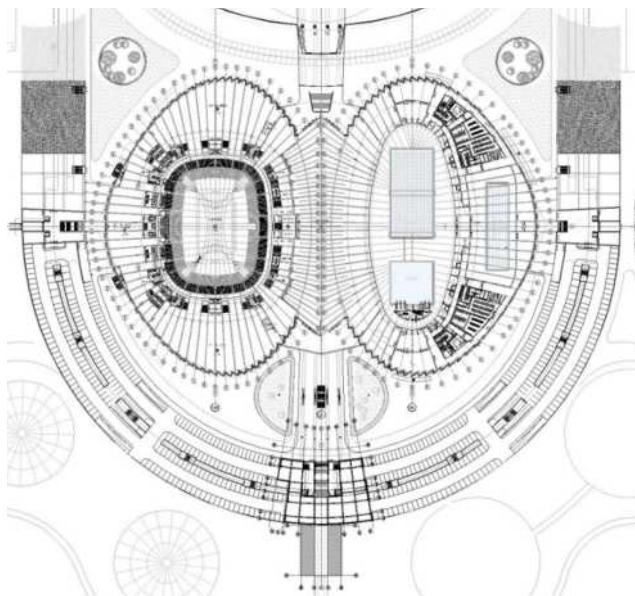


Figura 1 – Planimetria della Città dello Sport: a sinistra il palazzo dello sport e a destra il palazzo del nuoto (da progetto architettonico Santiago Calatrava L.L.C.)

2. LE STRUTTURE IN C.A.

2.1 Criteri di progetto

La progettazione esecutiva e di cantierizzazione dell'opera è stata avviata nel 2006 e si è conclusa nel 2010, attraversando un periodo che a livello di normativa tecnica per le costruzioni è stato, in Italia, caratterizzato dal passaggio tra il *D.M. 1996* [1] al *D.M. 2008* [4] passando per l'*O.P.C.M. 3274* [2] e il *D.M. 2005* [3]. L'opera, il cui progetto definitivo è stato redatto nel rispetto degli *Eurocodici* [5] [6] [7] [8], è stata quindi progettata rispettando sia gli *Eurocodici*, sia la normativa tecnica vigente all'atto del progetto esecutivo (*D.M. 2005*), sia verificando progressivamente che fossero rispettate le innovazioni introdotte dalle normative tecniche che si sono succedute; in particolare è stata rivalutata e confermata l'idoneità delle strutture alle prescrizioni del *D.M. 2008*.

Il sito di realizzazione dell'opera ricade nel comune di Roma in un'area attualmente classificata come zona sismica di seconda categoria su di un terreno di fondazione di ottima qualità e caratteristiche omogenee: tufo litoide detto *tufo Lionato*.

La caratteristica conformazione architettonica, le complesse geometrie, nonché la rilevanza dell'opera, hanno guidato la progettazione verso la scelta di un fattore di struttura $q=1.5$ e particolare attenzione è stata posta nel garantire fessurazioni contenute col fine di assicurare durevolezza e qualità estetica del calcestruzzo faccia vista che caratterizza l'intera opera. L'azione del vento sulla struttura è stata studiata mediante l'esecuzione di specifiche prove sperimentali in galleria del vento. Tra i possibili carichi agenti sono state considerate anche eventuali azioni accidentali quali un'esplosione sia esterna che interna all'edificio: a ciascun evento eccezionale è stata fatta coincidere la demolizione di un elemento di sostegno della struttura (un setto o un arco) e verificata la stabilità globale dell'edificio.

Per il calcolo strutturale ci si è avvalsi di una modellazione agli elementi finiti mediante il software di calcolo *SAP 2000 NL*: la modellazione eseguita è stata necessaria col fine di calcolare le strutture durante tutte le fasi di realizzazione sino al completamento.

La progettazione esecutiva è stata frutto di un'attenta collaborazione del team di progetto, sia architettonico che strutturale, con gli addetti alla realizzazione dell'opera, col fine di garantire che, nel rispetto delle necessità strutturali, fossero individuate delle soluzioni cantierizzabili benché di complessa esecuzione.

Il progetto sviluppato ha dunque impegnato diverse competenze al fine di individuare soluzioni in grado di garantire fluidità a tutte le fasi costruttive di elementi spesso irregolari, scarsamente ripetitivi, reciprocamente intersecati e spesso attraversati da complessi impianti.

2.1 Descrizione generale

Le dimensioni massime in pianta di ciascuno edificio, palasport o palanuoto, sono 180 m x 120 m, mentre l'altezza del complesso in corrispondenza del punto più alto della copertura raggiunge circa 67 m dal piano campagna.

Entrambi gli edifici presentano almeno due livelli interrati; la quota d'intradosso dell'ultimo piano interrato è leggermente variabile tra il palasport ed il palazzo del nuoto: 83.5 m s.l.m. e 85 m s.l.m., rispettivamente. Gli anelli perimetrali (Figura 3), almeno in parte, hanno quota di imposta più superficiale, pari a 90 m s.l.m.. Il piano campagna attuale è leggermente degradante da nord a sud, con quote comprese tra 97 e 90 m s.l.m.. L'entità dello scavo per il raggiungimento del piano di

posa delle fondazioni, pertanto, è stato variabile da pochi metri a circa 10 m.

Le fondazioni del complesso sono del tipo superficiale su travi rovesce o plinti isolati.

La struttura è costituita da quattro livelli:

- quota - 6.20 m: è il livello del campo da gioco, palestre e centri fitness;
- quota -5.20 m: è il livello dei vani tecnici della piscina;
- quota 0.00 m: è il livello degli ingressi principali, dove si posiziona la Lounge per il palazzo dello sport e il bordo piscina;
- quota +8.00 m: è il livello delle rampe esterne alla struttura da cui si accede alle tribune superiori.

Le strutture di ciascun edificio, ad eccezione delle coperture, sono interamente realizzate in c.a.: le fondazioni sono costituite da travi rovesce di forma anulare, le elevazioni da setti in c.a., mentre gli impalcati sono interamente a soletta piena in c.a.

Il sistema perimetrale di setti che costituiscono la “scatola” entro cui sono racchiusi gli impianti sportivi costituisce anche il punto di appoggio delle coperture metalliche di ciascun edificio. Gli spalti sono realizzati mediante gradonate che gravano direttamente sugli archi radiali aventi una geometria variabile con la loro posizione planare e la superficie superiore sagomata per poter alloggiare le gradonate.

A seconda delle necessità sono stati adoperati differenti tipologie di *mix design* del calcestruzzo col fine di ottenere la voluta resa estetica delle strutture, tutte faccia a vista, compatibilmente con la necessaria resistenza e fluidità dei getti. In particolare sono stati utilizzati sia calcestruzzi tradizionali additivati col fine di ridurre al massimo gli effetti del ritiro oppure col fine di aumentarne la fluidità sia calcestruzzo autocompattante (SSC, indispensabile nel caso di geometrie complesse e gabbie di armatura molto fitte).

2.1 Setti perimetrali

I setti perimetrali (Figura 2-3) sono identici per i due stadi, ad eccezione di modeste variazioni delle aperture per gli accessi e le finestrate, e sono complessivamente in n. di 132 suddivisi in 33 tipologie. Hanno sezione rettangolare costante dalla fondazione sino alla sommità e si innalzano con una doppia inclinazione nel piano e fuori dal piano del setto

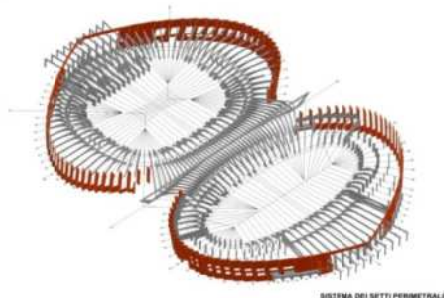


Figura 2 – In evidenza: setti perimetrali da cui spicca la copertura in acciaio dei due impianti sportivi (visione 3D)

Tutti i setti sono reciprocamente collegati da una trave di coronamento in corrispondenza del livello di ciascun impalcato. La sommità di ciascun setto è stata opportunamente armata col fine di poter alloggiare una piastra e le chiavi di taglio necessarie per poter connettere la copertura metallica (Figura 4) che spicca da questo livello.



Figura 3 – Setti perimetrali: realizzazione della copertura metallica del palanuto



Figura 4 – Setti perimetrali: posizionamento in sommità delle piastre per la connessione con la copertura metallica: armatura setto (sx) connessione della copertura metallica (dx)

2.2 Archi degli spalti in c.a.

Gli archi radiali degli spalti sono complessivamente 136 suddivisi in 68 tipologie. Come visibile nelle Figure 5-8 essi sono caratterizzati da geometrie snelle a curvatura variabile che in alcuni punti, ovvero nella parte centrale dell’edificio ove i due palazzi sono congiunti, convergono fondendosi uno con l’altro.

Le complesse geometrie del singolo elemento unitamente alla complessa disposizione planimetrica hanno costituito una significativa difficoltà sia progettuale (definizione delle gabbie di armatura e delle fasi di getto), sia realizzativa (posizionamento dei casseri, realizzazione delle armature e delle zone di intersezione). E’ stato pertanto necessario prevedere speciali casseri (i casseri dovevano garantire la finitura voluta, la resistenza alle pressioni dei getti in calcestruzzo autocompattante e la massima modularità dei fondelli) e sistemi di puntellazione in grado di sostenere importanti getti senza impedire il transito dei mezzi d’opera.

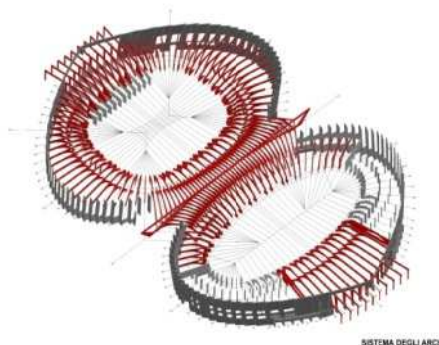


Figura 5 – In evidenza: archi radiali che sostengono le gradonate (visione 3D)



Figura 7 – Archi radiali: fase di montaggio dei casseri



Figura 8 – Archi radiali: immagine a strutture ultimate (vista dall'alto e vista al disotto delle gradinate)

2.2 Arco centrale

Unico elemento precompresso è l'arco mediano di spina (Figura 9-Figura 18) che sostiene sia gli archi delle gradinate interne che su di esso convergono dal palasport e dal palanuoto sia il solaio da cui spiccano alcuni dei setti che garantiscono l'appoggio per le coperture nella zona centrale. Di particolare interesse sono i dettagli costruttivi relativi all'intersezione con gli archi degli spalti. Per riuscire a rispettare la continuità strutturale e le geometrie di progetto sono state utilizzati sistemi di ancoraggio e connessione delle armature progettati ad hoc.

Tali elementi sono costituiti da una doppia intelaiatura metallica, di dimensioni pari alle sezioni degli archi convergenti, entro cui passano delle barre sagomate alle cui estremità sono predisposte delle boccole filettate, fissate sulla intelaiatura in corrispondenza di appositi fori, a cui connettere le armature convergenti (Figura 12 e 13).

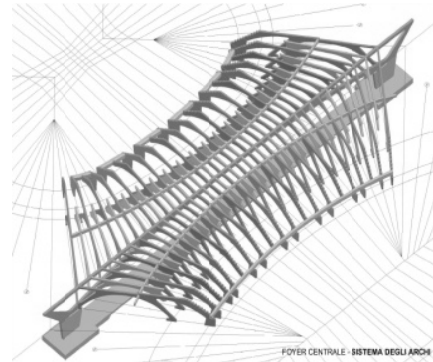


Figura 9 – Arco centrale su cui convergono gli archi delle gradinate centrali dei due edifici (visione 3D)



Figura 10 – Archi centrale su cui convergono gli archi delle gradinate centrali dei due edifici (visione dall'alto)



Figura 11 – Archi centrale: immagine dall'interno del foyer a strutture ultimate



Figura 12 – Archi centrale: intersezione con gli archi degli spalti



Figura 13 – Sistema di barre con boccole da inserire nel getto dell'arco centrale e a cui connettere le armature degli archi degli spalti

3. STRUTTURE DI SOSTEGNO DELLA COPERTURA

3.1 Caratteristiche generali

La copertura, come già detto in precedenza, è costituita da due padiglioni simmetrici che gravano sul sistema di archi perimetrali di ciascun edificio. La struttura è costituita da un sistema di travi reticolari che convergono su di un montante curvilineo di spina.

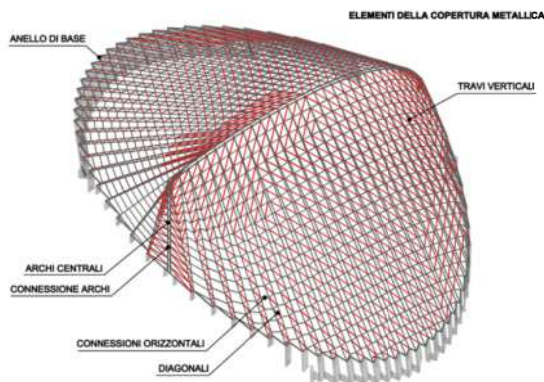


Figura 14 – Struttura della copertura di un edificio: palasport o palanuoto

Ciascuna copertura è indipendente e sostenuta dai setti perimetrali in c.a. descritti al par. 2.1 (Figura 14) e, sulle estremità di ciascun edificio da un pilastro di sagoma poligonale e sezione variabile (Figura 15) che si eleva nel mezzo degli accessi est (palanuoto) e ovest (palasport). Sia durante le fasi di progettazione sia durante il processo di realizzazione dell'opera è stata necessaria una fitta collaborazione tra i progettisti delle strutture in c.a. ed i realizzatori delle strutture in acciaio (Cimolai s.p.a.).

Tale necessità è conseguita dalla forte sensibilità dimostrata dalla copertura alle condizioni di vincolo offerte dalle strutture in c.a. Infatti è stato evidenziato come pur modesti cedimenti dei vincoli (ovvero i setti perimetrali in c.a.), dovuti agli inevitabili cedimenti elastici, potessero influire fortemente sulla distribuzione delle sollecitazioni in copertura e conseguentemente sulla deformazioni e sugli scarichi trasmessi ai vincoli stessi. Sono state pertanto approfonditamente studiate tutte le possibili fasi di realizzazione di setti e copertura col fine di convergere, compatibilmente con i mezzi d'opera disponibili, alla soluzione ritenuta essere migliore. La realizzazione della copertura è stata di fatto un collaudo della corretta valutazione della risposta strutturale delle opere in c.a.: infatti le deformazioni attese di ogni elemento della copertura, che veniva progressivamente installato, hanno confermato il calcolo preliminarmente eseguito (cedimenti elastici delle strutture in acciaio e cedimenti dei setti in c.a.) ed il rispetto della geometria dell'opera.



Figura 14 – Fasi di realizzazione della copertura metallica che spicca dai setti perimetrali



Figura 15 – Pilastro di sagoma poligonale e sezione variabile su cui grava il montante della copertura.

3.1 Elementi a sezione mista

Oltre che sul sistema di setti perimetrali, la copertura in acciaio presenta un punto di appoggio singolare, sul pilastro poligonale di estremità su cui scarica azioni, allo stato limite ultimo, pari a 19500 kN ed 410 kN rispettivamente componente gravitazionale e di taglio. Data la geometria dell'elemento strutturale e la fitta armatura in esso convergente dalle travi che, ai lati del pilastro stesso sormontano le grandi aperture di accesso agli stadi, è stato progettato e realizzato a sezione mista inserendo all'interno della calcestruzzo un traliccio in acciaio piolato e poi una armatura di parete (Figura 16).

Anche in questo caso la geometria particolare ha condotto la progettazione verso l'adozione di collegamenti manicottati per evitare sovrapposizioni delle barre di armatura delle travi convergenti all'interno della sezione di estremità del pilastro fortemente congestionata dalla carpenteria metallica. Oltre al pilastro poligonale sono stati realizzati alcuni setti con sezioni miste: si tratta di setti che spiccano dal solaio della zona foyer (Figura 17) e che sono gli unici, tra quelli a sostegno della copertura, che non spiccano dalle fondazioni. La necessità di adottare una sezione mista origina dalla necessità sia di sostenere importanti azioni sia di garantire il vincolo alla base. Infatti questi setti spiccano direttamente da una porzione di solaio che, essendo intermedie tra gli archi che convergono sull'arco centrale, sono state armate con dei profilati a cui saldare gli elementi che costituiscono l'armatura dei setti stessi. L'armatura del solaio, anch'esso dunque a sezione mista, ha consentito di condurre le sollecitazioni verso gli elementi strutturali principali.



Figura 16 – Pilastro a sezione mista: armatura del calcestruzzo con un traliccio in acciaio piolato

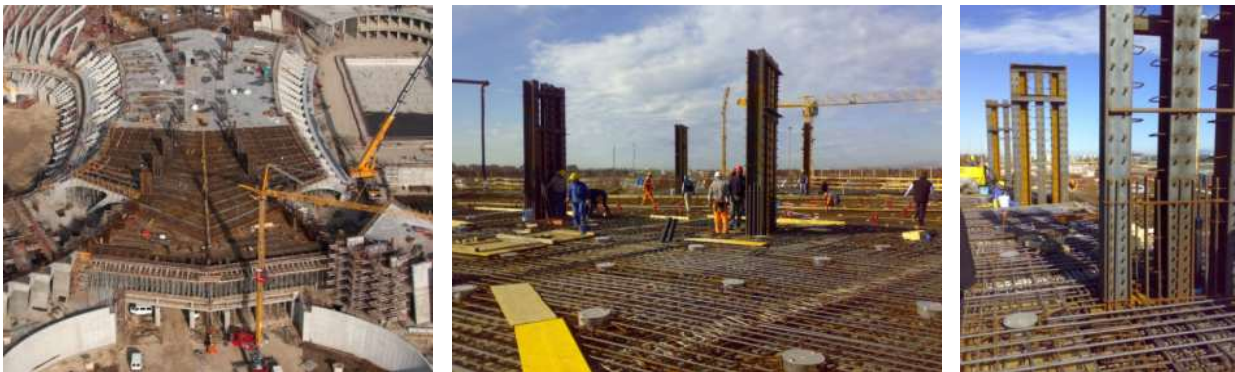


Figura 17 – Setti zona foyer: vista aerea del solaio q.ta 8.0 e spiccato dei profilati di armatura dei setti

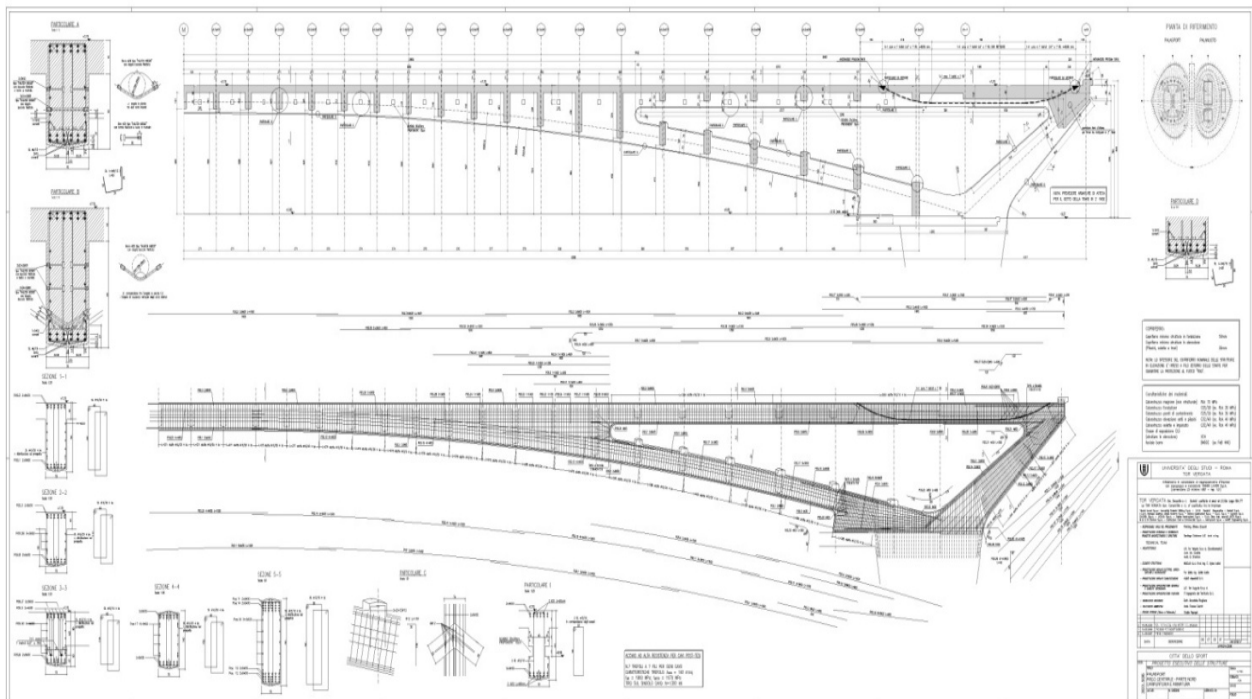


Figura 18 – Carpenteria ed armatura dell'arco centrale (parte 1 di 2 simmetriche)

4. RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano per la collaborazione durante tutto l'iter progettuale e di realizzazione dell'opera: Tor Vergata soc. Consortile a r.l., Santiago Calatrava L.L.C., Vianini lavori spa (capogruppo e mandataria per la realizzazione delle strutture in c.a.), Cimolai spa, con l'Ing. L. Colussi (progettazione esecutiva e realizzazione delle strutture in acciaio delle coperture).

Per la concessione di foto ed immagini si ringraziano i tecnici di cantiere della Tor Vergata s.c.a r.l.

Un ringraziamento particolare ai tecnici dell' Inge.Co s.r.l. ed in particolare a Francesco Russo che ha coordinato la progettazione strutturale con la progettazione architettonica e con la cantierizzazione.

BIBLIOGRAFIA

- [1] D.M. 09.01.96: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in conglomerato cementizio armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- [2] O.P.C.M. 20.03.2003 n° 3274 – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- [3] D.M. 14.09.2005 – Norme tecniche per le ostruzioni
- [4] D.M. 14.01.2008 – Norme tecniche per le ostruzioni
- [5] EN 1990: Eurocodice 0 – Basis of structural design
- [6] EN 1991: Eurocodice 1 – Actions on structures
- [7] EN 1992: Eurocodice 2 – Design of concrete structures
- [8] EN 1998: Eurocodice 8 – Design of structures for earthquake resistance

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E PROPOSTA DI MIGLIORAMENTO SISMICO DI UN EDIFICIO IN C.A. PER CIVILE ABITAZIONE A L'AQUILA

Vincenzo Bianco¹, Marco Gatti², Giorgio Monti¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università Sapienza di Roma

² Gatti Engineering, L'Aquila

SOMMARIO

Il presente articolo riporta lo studio di valutazione della sicurezza sismica ed il successivo progetto di miglioramento di un edificio in c.a. sito a L'Aquila ed adibito a civile abitazione. L'edificio in oggetto è stato colpito dal terremoto del 6 Aprile 2009 riportando danni tali da essere classificato, in seguito alle indagini e verifiche di agibilità immediatamente successive all'evento sismico, come appartenente alla categoria E. La valutazione della sicurezza è eseguita ai sensi della attuale normativa vigente NTC2008 ed il progetto di miglioramento, finalizzato alla richiesta di finanziamento, è sviluppato ai sensi della OPCM3790 e relativi indirizzi. L'edificio oggetto del presente studio è caratterizzato da: 1) assenza di staffe nei nodi trave-pilastro e 2) da alcune criticità formali che ne pregiudicano il soddisfacimento dei requisiti di sicurezza imposti dalla normativa vigente. Il miglioramento del comportamento sismico globale è ottenuto mediante una duplice strategia che mira ad: 1) aumentare la duttilità globale della struttura mediante interventi di tipo locale ed 2) abbattere la domanda in spostamenti mediante l'inserimento di controventi dissipativi. Il lavoro svolto è presentato ponendo enfasi sulle problematiche emerse durante il suo svolgimento.

SUMMARY

The paper presents a study of seismic assessment and subsequent amelioration of a reinforced concrete building in L'Aquila, used for residential purposes. The building was struck by the earthquake of 6 April 2009 and, following the subsequent reconnaissance surveys, its damage was classified as Category E (heavy). Both assessment and strengthening are performed according to the current Italian code. The building is characterized by: 1) lack of stirrups in the beam-column nodes, and 2) some critical issues that affect the safety requirements imposed by law. The improvement in the overall seismic behavior is achieved by a strategy that aims to: 1) increase the ductility of the structure through local strengthening measures, and 2) reduce the displacement demand by including dissipative bracings. Peculiar issues raised during the work are emphasized.

1. INTRODUZIONE

Nel presente lavoro sono riportati i risultati di uno studio finalizzato alla verifica dell'adeguatezza sismica di un edificio in c.a. sito a L'Aquila (Figura 1), colpito dal terremoto del 6 aprile 2009. La costruzione risale alla metà degli anni '60.

L'edificio è costituito da 5 piani fuori terra, comprensivi di soffitta non abitabile, per un'altezza complessiva di circa 17.70 m, misurati dall'estradosso delle fondazioni al colmo della copertura.

Dai sopralluoghi effettuati, in cui si è cercato di minimizzare l'invasività delle indagini, e con l'ausilio dei disegni architettonici forniti dalla proprietà, è stato possibile ricostruire la quasi totalità delle componenti strutturali dell'edificio.

La struttura è realizzata in cemento armato ordinario ed è fondata su un graticcio di travi rovesce. Sono presenti tre telai principali disposti secondo la direzione longitudinale dell'edificio. Tali telai sono connessi tra loro mediante: 1) travi a spessore di solaio, all'interno del volume in cui risulta iscritto l'edificio e 2) travi emergenti, in corrispondenza delle facciate trasversali.

Per quanto riguarda gli orizzontamenti, i campi di solaio sono realizzati in latero-cemento, mentre le scale sono del tipo con gradini a sbalzo e travi a ginocchio.

Molto singolare risulta la presenza di un quarto telaio che non si sviluppa per tutta la lunghezza in pianta dell'edificio ma si limita a due sole campate non consecutive. Tale telaio discontinuo costituisce, come sarà ulteriormente chiarito nel seguito del presente documento, una criticità congenita. Infatti, questa comporta la presenza di travi molto tozze che risultano particolarmente vulnerabili in zona sismica.

1.1 Danni subiti dall'edificio nel corso del sisma del 6 Aprile 2009

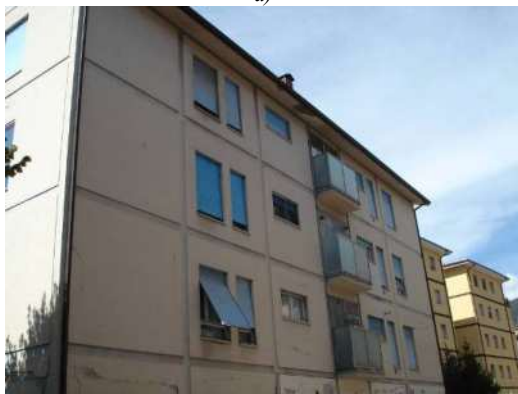
A causa del sisma aquilano del 6 aprile 2009, l'edificio ha subito alcuni significativi danni sia agli elementi non strutturali che agli elementi strutturali.

Per i primi il danneggiamento è consistito nella fessurazione degli elementi di tamponatura (Fig. 2a) che in alcuni casi ha prodotto la fessurazione e/o la parziale espulsione verso l'esterno del paramento esterno. Tra gli elementi non strutturali, anche le tramezzature interne hanno subito danni significativi presentando le tipiche fessure

dovute all'azione sismica orizzontale (Fig. 2b). Alcuni divisori interni sono completamente collassati (Fig. 2c).



a)



b)

Figura 1. Edificio oggetto del presente studio: a) ubicazione in google maps® e b) vista globale.

Per quanto concerne gli elementi strutturali, il danneggiamento ha interessato principalmente gli elementi presenti ai primi due livelli. In particolare, così come si è potuto verificare in sito, il danneggiamento è consistito sostanzialmente in fessure nelle zone di cerniera plastica di alcuni pilastri (Fig. 2d) ed in alcune zone di nodo trave-pilastro (Fig. 2e), dove era comunque da attendersi stante l'assenza di armatura trasversale, come testimoniato dai progetti strutturali all'uopo reperiti.

Alcuni pilastri dei primi livelli hanno inoltre subito danneggiamento in corrispondenza della ripresa di getto (Fig. 2f). Le solette delle scale, a sbalzo dalle travi a ginocchio perimetrali, hanno subito delle marcate fessurazioni soprattutto in corrispondenza del pianerottolo tra il primo ed il secondo livello (Fig. 2c). Vale la pena di sottolineare che il danno subito dall'edificio si è concentrato ai primi due livelli: i primi due ordini di pilastri e i primi due orizzontamenti fuori terra.

2. DATI DI INPUT GENERALI

Dell'edificio in oggetto, è stato possibile conoscere con esattezza sia le dimensioni geometriche sia le armature di tutti gli elementi strutturali poiché è stato possibile reperire gli esecutivi di progetto, ovvero: 1) disegni architettonici di tutti i piani con sezioni trasversali e longitudinali, 2) disegni esecutivi con il dettaglio delle armature e 3) pianta delle fondazioni. Quanto disponibile è stato utilizzato, unitamente ai risultati di 3 sopralluoghi di verifica e di rilievo in sito, per ricostruire in maniera affidabile l'organismo edilizio dal punto di vista strutturale.



a)



b)



c)



d)



e)



f)

Figura 2. Danni subiti dall'edificio nel corso del sisma del 6 Aprile 2009: a) dettaglio delle tamponature esterne, b) partizioni interne, c) scale, d) dettaglio di un pilastro d'angolo al piano terra, e) cerniera plastica di un pilastro al secondo livello, f) cerniere plastiche in corrispondenza delle riprese di getto.

Si è investigato il comportamento dell'edificio oggetto del presente lavoro solo per quanto riguarda lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) come definito dalla NTC2008: "a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali".

La verifica è stata eseguita mediante analisi statica non lineare (push-over) partendo dallo spettro di risposta elastico avente i parametri corrispondenti al valore della probabilità di superamento relativa agli stati limite considerati nel corso della vita di riferimento della costruzione.

Le verifiche di sicurezza degli elementi vengono condotte in maniera diversa per gli elementi duttili e per gli elementi fragili. Per i primi si confronta la domanda in termini di deformazione con la corrispondente capacità deformativa. Per i secondi si confronta la domanda in termini di forza con la corrispondente resistenza.

Per quanto attiene alle proprietà meccaniche dei materiali (Tabella 1), le attività diagnostiche condotte sull'edificio per la definizione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sono consistite in: 1) prove non distruttive, e 2) prove distruttive. Le prime sono consistite in: a) letture pacometriche finalizzate alla individuazione delle armature, b) battute sclerometriche combinate con letture ultrasoniche (metodo Sonreb) finalizzate alla definizione delle caratteristiche meccaniche del conglomerato cementizio. Le prove distruttive sono consistite nel prelievo di carote e nel loro successivo schiacciamento in laboratorio. Le attività diagnostiche e le relative risultanze sono descritte in dettaglio nella "Relazione Tecnica – Indagini e prove non distruttive" dell'ing. Adriano

Pignataro, cui si rimanda per i dettagli.

Dalla suddetta relazione, si evince che il calcestruzzo presenta una qualità variabile lungo l'altezza dell'edificio. Infatti, ai primi due livelli, anche a causa dello scuotimento a cui l'edificio è stato assoggettato nel corso del terremoto del 6 aprile 2009 (cfr. par. 1), la qualità del calcestruzzo risulta, in alcuni punti, "scadente" con presenza di vespai e valori della resistenza cilindrica a compressione molto inferiori alla media. Agli ultimi livelli invece, il calcestruzzo presenta qualità meccaniche molto più elevate.

In media, la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo si attesta intorno ai 15 MPa (fcm).

Per quanto concerne l'acciaio, dai risultati della prova di trazione eseguita in laboratorio su un campione estratto in situ, è emerso che la resistenza a trazione media è pari a circa 380 MPa (fsm). Per validare la procedura sopra esposta, i dati ottenuti dalle prove sono stati analizzati mediante l'applicazione di una metodologia Bayesiana (Monti ed Alessandri 2008) che ha fornito risultati comparabili.

Tabella 1. Parametri che definiscono i dati di input della analisi di verifica della sicurezza sismica.

f_{ym} MPa	f_{cm} MPa	LC	FC	Lat. Nord	Long. Est	C_U	V_N anni	Tpg.	Suolo	α %
379	15	3	1.0	42.3588	13.3872	II	50	T ₁	B	5

Tabella 2. Parametri sismici su suolo tipo A che caratterizzano lo Stato Limite analizzato e parametri correttivi, di suolo SS e topografico ST.

SL	TR	a_g/g	F_0	T_C^*	T_B	T_C	T_D	S_s	S_T
	anni			sec	sec	sec	sec		
SLV	475	0.260	2.36	0.35	0.158	0.475	2.642	1.154	1

La quantità e qualità dei dati acquisiti, inerenti sia la geometria che i dettagli strutturali e le proprietà meccaniche dei materiali sono quindi tali da poter assumere un livello di conoscenza (LC) accurato pari ad LC3. Ciò consente di utilizzare metodi di analisi non lineare e definisce un fattore di confidenza (FC) da utilizzare nelle verifiche di sicurezza pari a FC= 1,00.

Per determinare correttamente la pericolosità sismica del sito di ubicazione dell'edificio oggetto della presente, si sono determinate, mediante Google Map®, la latitudine e longitudine dello stesso (Tabella 1).

La classe d'uso dell'edificio in oggetto, essendo questi adibito a civile abitazione, è la seconda. La vita nominale è pari a 50 anni.

L'edificio è situato su un sito pianeggiante per cui si è assunto un coefficiente topografico pari a T1. In assenza di una dettagliata indagine geotecnico-geologica, si è adottata come categoria di sottosuolo, la categoria B consistente in: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT₃₀ > 50 nei terreni a grana grossa e $c_{u,30}$ > 250 kPa nei terreni a grana fina)".

Sulla base dei parametri di carattere generale così definiti, si sono determinati i parametri sismici su suolo tipo A corrispondenti allo stato limite utilizzato nelle successive analisi e riassunti nella Tabella 2. La Figura 3 mostra lo spettro elastico con smorzamento viscoso al 5% costruito con i parametri sopra elencati, relativamente al suolo tipo B, per lo stato limite considerato SLV. Nella stessa figura sono rappresentati anche quelli relativi agli SL di operatività (SLO), danno (SLD) e collasso (SLC), non utilizzati nelle analisi, ma utili ai fini di un confronto.

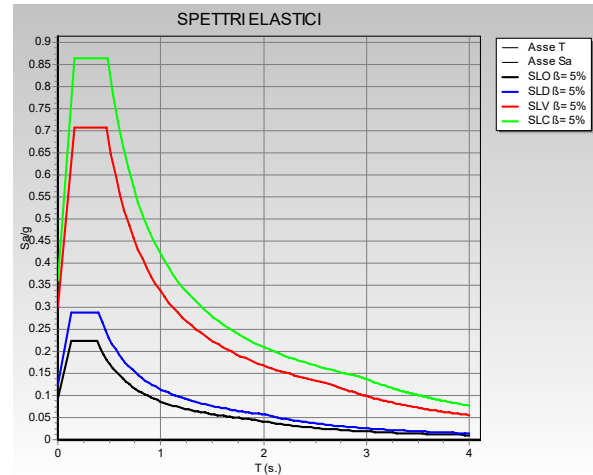


Figura 3. Spettri di risposta elastici in accelerazione orizzontale per i quattro SL.

3. RISULTATI DELLE ANALISI

La valutazione della sicurezza sismica dell'edificio è stata eseguita mediante analisi statica non lineare (push-over) secondo le due direzioni X e Y in pianta e secondo i due possibili versi dell'azione sismica (Tabella 3). Inoltre, si sono analizzate due possibili distribuzioni di forze lungo l'altezza dell'edificio e proporzionali rispettivamente: a) alle masse, e b) ai modi di vibrare. Si è anche presa in considerazione, in accordo ai dettami normativi, una possibile eccentricità accidentale della forza sismica pari al $\pm 5\%$ della massima dimensione in pianta dell'edificio nella direzione ortogonale al sisma. Complessivamente, quindi, si sono eseguite 16 analisi di push-over i cui risultati sono presentati nei seguenti paragrafi, insieme alle verifiche effettuate mediante il sistema ad un grado di libertà equivalente (ADRS). I carichi verticali sono sempre applicati prima dell'analisi.

Tabella 3. Analisi di push-over eseguite per la valutazione della sicurezza sismica.

N° PO	Dir. sisma	I		II		III		IV		
		a_d g	a_R g	a_R/a_d	a_R g	a_R/a_d	a_R g	a_R/a_d	a_R [g]	a_R/a_d []
1	X+me+	0.3	0.07	0.23	0.39	1.30	0.39	1.30	0.30	1.23
2	X-me+	0.3	0.07	0.23	0.40	1.33	0.40	1.33	0.41	1.37
5	X+me+	0.3	0.07	0.23	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30	1.00
6	X-me+	0.3	0.07	0.23	0.45	1.50	0.45	1.50	0.45	1.50
9	X+me-	0.3	0.07	0.23	0.39	1.30	0.39	1.30	0.37	1.23
10	X-me-	0.3	0.07	0.23	0.41	1.37	0.41	1.37	0.41	1.37
13	X+me-	0.3	0.07	0.23	0.31	1.03	0.30	1.00	0.30	1.00
14	X-me-	0.3	0.07	0.23	0.45	1.50	0.45	1.50	0.45	1.50
media				0.23		1.29		1.29		1.29
3	Y+me+	0.3	0.07	0.23	0.07	0.23	0.18	0.60	0.24	0.80
4	Y-me+	0.3	0.07	0.23	0.07	0.23	0.16	0.53	0.21	0.70
7	Y+me+	0.3	0.07	0.23	0.07	0.23	0.23	0.77	0.28	0.93
8	Y-me+	0.3	0.07	0.23	0.07	0.23	0.22	0.73	0.32	1.07
11	Y+me-	0.3	0.07	0.23	0.07	0.23	0.15	0.50	0.22	0.73
12	Y-me-	0.3	0.07	0.23	0.07	0.23	0.17	0.57	0.25	0.83
15	Y+me-	0.3	0.07	0.23	0.07	0.23	0.23	0.77	0.25	0.83
16	Y-me-	0.3	0.07	0.23	0.07	0.23	0.23	0.77	0.33	1.10
media				0.23		0.23		0.65		0.88

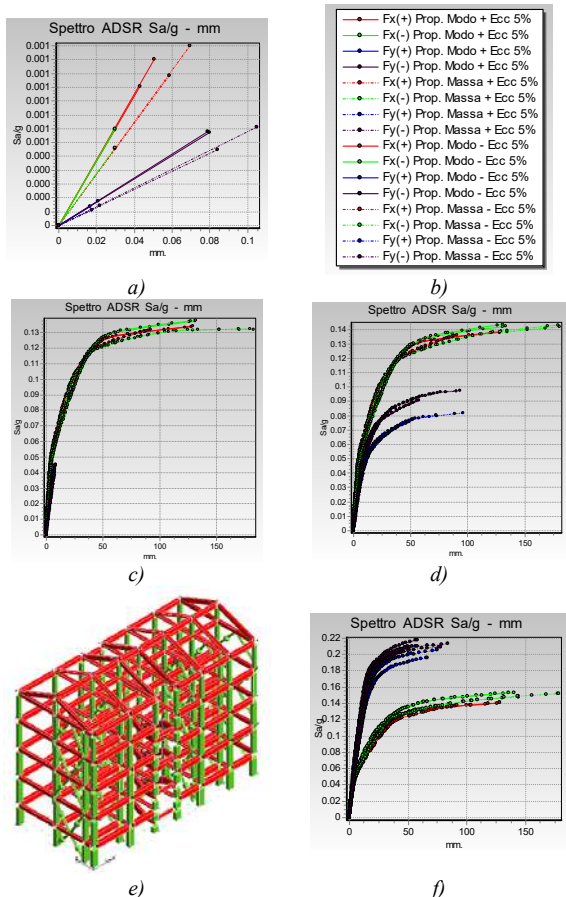


Figura 4. Risultati delle analisi: a) curve ADSR per l'analisi dello stato di fatto con nodi non confinati (I); b) curve ADSR per la struttura con i nodi confinati (II); c) curve ADSR per la struttura con nodi confinati e pilastri tozzi delle scale rinforzati a taglio; d) modello agli EF della struttura comprensiva dei controventi dissipativi e rispettive e) curve ADSR (IV).

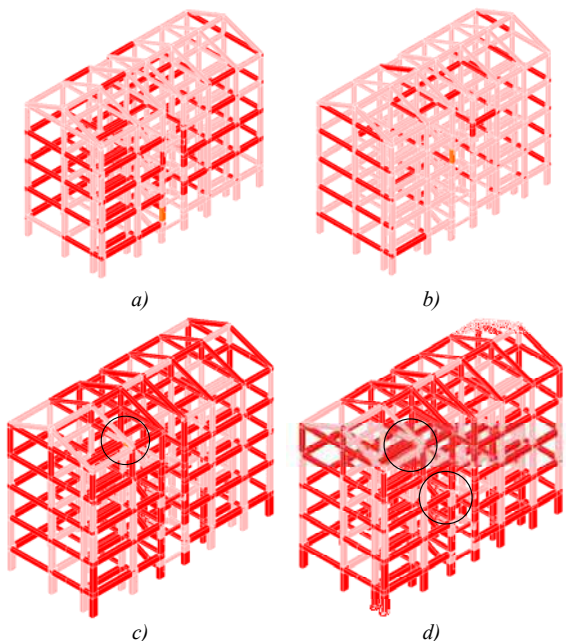


Figura 5. Rappresentazione degli elementi che collassano per le analisi di push-over: a) push-over n. 3 (II); b) push-over n. 4 (II); c) push-over n. 3 (III) e d) push-over n. 7 (III).

1.2 Risultati delle analisi per la struttura con nodi non staffati (I)

Si è innanzitutto eseguita un'analisi sulla struttura considerata priva di staffe nei nodi trave-pilastro. I risultati delle curve ADSR sono riportati in Figura 5a. I rapporti capacità-domanda in termini di accelerazione di picco al suolo (aR/aD) per il caso dello SLV sono riportati nella Tabella 3.

Le curve di push-over si interrompono nei primi passi delle analisi ed il rapporto capacità/domanda risulta pari a 0.23 per entrambe le direzioni del sisma e per entrambe le distribuzioni di forze assunte nelle analisi.

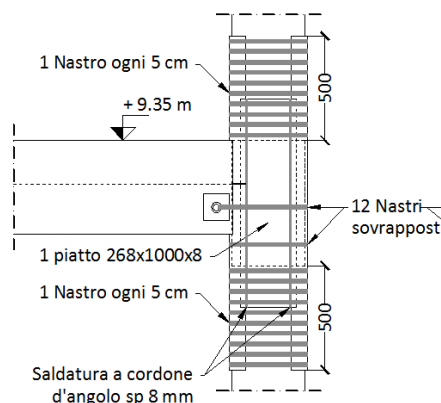


Figura 6. Dettaglio del rinforzo di un nodo mediante la tecnica CAM.

1.3 Risultati delle analisi per la struttura con nodi confinati (II)

Visti i risultati ottenuti per la struttura così come essa si presenta, riportati nel precedente paragrafo 3.1, si rende dunque necessario dover confinare i nodi non confinati. Questi ultimi risultano essere, in base alla definizione riportata al par. 7.4.4.3 della vigente normativa NTC2008: 1) tutti i nodi esterni, di facciata e d'angolo, in corrispondenza dei primi quattro impalcati, e 2) quelli interni in corrispondenza del telaio discontinuo, anch'essi in corrispondenza dei primi quattro impalcati. Si sono quindi eseguite le analisi di push-over sulla struttura così rinforzata. I risultati ottenuti sono riportati, in termini di curve ADSR corrispondenti alle varie push-over, in Figura 5b ed i rapporti capacità-domanda, in termini di accelerazione di picco al suolo, sono riportati in Tabella 3.

Dalle analisi eseguite sulla struttura rinforzata mediante confinamento dei nodi non confinati, si evince che tale intervento rende la struttura adeguata a soddisfare i requisiti di Norma in termini di accelerazione di picco al suolo soltanto per la direzione longitudinale dell'edificio. Infatti (Tabella 3), il rapporto capacità-domanda medio per le push-over eseguite nella direzione longitudinale (X) è pari a 1.29. Dalle analisi emerge altresì che tale intervento non basta a rendere la struttura adeguata a soddisfare i requisiti di Norma, in termini di accelerazione di picco al suolo, nella direzione trasversale. Infatti, il rapporto capacità-domanda medio per le push-over eseguite nella direzione trasversale (Y) è ancora pari a 0.23.

Si riportano nelle Figure 5a e 5b, a titolo di esempio, i risultati delle push-over 3 e 4, in termini di rappresentazione colorimetrica degli elementi il cui collasso prematuro limita la capacità deformativa della struttura. Emerge che i pilastri tozzi delle scale raggiungono prematuramente il collasso per insufficiente resistenza a taglio.

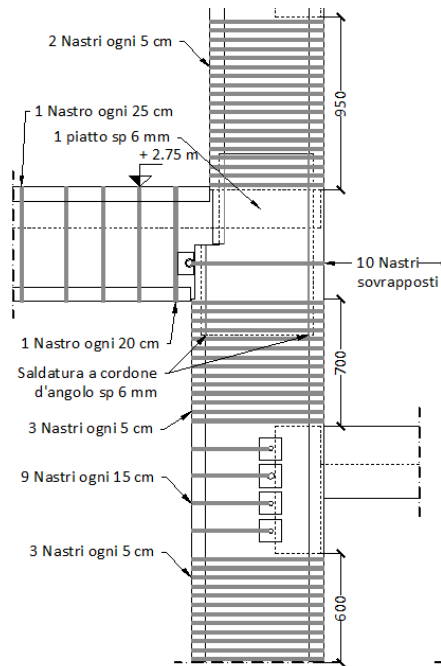


Figura 7. Dettaglio del rinforzo di un pilastro tozzo delle scale mediante la tecnica CAM.

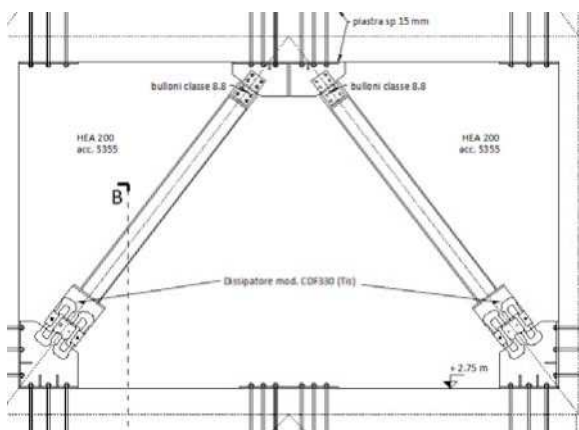


Figura 8. Dettaglio di una maglia della struttura in c.a. in cui sono inseriti i controventi dissipativi.

1.4 Risultati per la struttura con nodi confinati e pilastri tozzi delle scale rinforzati (III)

Nel modello analizzato nel precedente paragrafo 3.2, si sono rinforzati a taglio i pilastri tozzi delle scale, oltre al confinamento dei nodi non confinati, e si sono ri-effettuate le 16 analisi di push-over.

I risultati ottenuti, sia le curve ADRS corrispondenti alle varie push-over che i rapporti capacità-domanda in termini di PGA, sono riportati di seguito (Figura 4c e Tabella 3).

Come si evince dai risultati riportati nella Tabella 3, il rapporto capacità-domanda in termini di accelerazione di picco al suolo (aR/aD) per il caso dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita, per un sisma che investa l'edificio in direzione ad esso trasversale (Y) migliora raggiungendo un valore di 0.65. Tuttavia, tale valore è ancora insufficiente, ai sensi di quanto prescritto dalla OPCM 3790 e relativi indirizzi, che impongono il raggiungimento di un livello di sicurezza dell'edificio fino all'80% dell'adeguamento sismico.

L'intervento di miglioramento analizzato nel presente paragrafo, comprensivo di: 1) confinamento dei nodi non confinati, e 2) rinforzo a taglio dei pilastri tozzi delle scale,

risulta insufficiente perchè, così come evidenziato dai risultati riguardanti rispettivamente le push 3 e 7 (Figura 5c-d): 1) le travi tozze a ridosso del telaio discontinuo si rompono prematuramente a taglio (Figura 5c), e 2) gli elementi tozzi delle travi a ginocchio delle scale risultano assoggettati ad una richiesta eccessiva di duttilità (Figura 5d).

Inoltre, la soluzione esaminata in questo paragrafo, non è tale da ridurre il divario in termini di resistenza alle azioni orizzontali presentata dalla struttura nelle due direzioni in pianta (Figura 4c).

Si rende quindi necessario anche un intervento di tipo globale che miri ad: 1) aumentare la rigidità globale elastica della struttura limitandone la deformabilità e 2) aumentare la resistenza globale nella direzione trasversale che è la più vulnerabile.

4. CONCLUSIONI SULLO STATO DI FATTO ED INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO PROPOSTO

Dalle analisi numeriche non-lineari effettuate, è emersa la necessità di realizzare dei rinforzi di tipo locale e di tipo globale per migliorare il comportamento sismico della struttura in esame, ovvero: 1) confinamento dei nodi non confinati; 2) rinforzo locale a taglio dei pilastri tozzi di facciata in corrispondenza delle scale; 3) un intervento di tipo globale che aumenti la resistenza e la rigidità globale elastica della struttura nella direzione trasversale (Y).

Il problema del confinamento dei nodi non confinati, che comprendono tutti i nodi di facciata ed i nodi interni in corrispondenza dei telai discontinui, per i primi quattro impalcati, si risolve confinando gli stessi mediante il sistema CAM (Cucitura Attiva dei Manufatti) (Fig. 6), così come descritto negli elaborati grafici di progetto cui si rimanda per ulteriori dettagli.

Anche il problema del rinforzo a taglio dei pilastri tozzi di facciata in corrispondenza delle scale si risolve mediante l'impiego della tecnica di rinforzo detta CAM (Fig. 7).

L'ultimo intervento si ritiene necessario a causa della ridotta resistenza e duttilità globali della struttura nella direzione trasversale (Figura 4c). Infatti, il solo rinforzo a taglio dei pilastri tozzi delle scale non basta a rendere la struttura capace di soddisfare le richieste di duttilità imposte dal terremoto di progetto previsto per lo SLV. Inoltre, data la presenza di telai nella sola direzione longitudinale, la resistenza globale della struttura nella direzione trasversale è eccessivamente ridotta rispetto a quella che caratterizza la direzione longitudinale.

Vi è altresì da rilevare che, data la presenza di diversi elementi tozzi quali: 1) i segmenti orizzontali delle travi a ginocchio delle scale in corrispondenza degli impalcati e dei pianerottoli intermedi, e 2) le travi tozze a ridosso del telaio discontinuo, si rende necessario ridurre la richiesta di duttilità mediante l'introduzione di controventi dissipativi (Albanesi et al. 2007, Ponso et al. 2010).

L'introduzione dei controventi dissipativi (Fig. 8) apporta un duplice giovamento, ovvero: 1) aumenta la rigidità iniziale elastica della struttura abbattendo così la richiesta in spostamenti imposta alla struttura stessa; 2) aumenta la resistenza globale della struttura nella direzione nella quale sono applicati i controventi.

I controventi dissipativi, installati su delle aste metalliche del tipo HEA200 di acciaio S355, sono disposti alternativamente a V e a V rovescia sui vari livelli della struttura per ridurre le sollecitazioni taglianti sugli elementi delle maglie di telaio in cui sono inseriti. Le caratteristiche meccaniche dei dissipatori impiegati sono riportate in Tabella 4.

1.5 Analisi post operam (IV)

Si è realizzato un altro modello agli elementi finiti nel quale si sono implementati gli interventi di miglioramento (Figura 4d). Nella Figura 4e si riportano le curve ADRS corrispondenti alle 16 analisi di push-over effettuate sulla struttura comprensiva dei rinforzi.

Come si evince dai risultati delle 16 push-over effettuate sulla struttura rinforzata (Tabella 3), il rapporto capacità-domanda per la direzione trasversale risulta adesso pari a 0.88.

Tabella 4. Caratteristiche delle componenti dei controventi dissipativi installati nella struttura.

Piano	Num.	Dir.	F _y kN	s _{max} mm	K _{elastica} kN/mm	Sezione asta
1	10	Y	260	20	225	HEA200
2	10	Y	260	20	225	HEA200
3	10	Y	200	20	165	HEA200
4	10	Y	200	20	165	HEA200
5	10	Y	200	20	165	HEA200

5. CONCLUSIONI

La struttura oggetto del presente studio è risultata essere, nello stato attuale successivo al terremoto aquilano del 6 aprile 2009, inadeguata a soddisfare i requisiti di sicurezza nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) imposti dalla normativa vigente NTC2008.

Dalle analisi numeriche di tipo statico non-lineare eseguite mediante un modello agli elementi finiti della struttura è infatti risultato che il rapporto capacità/domanda, in termini di accelerazione di picco al suolo per lo SLV, è pari a 0.23 per entrambe le direzioni longitudinale e trasversale, e quindi abbondantemente al di sotto dell'unità.

Tale inadeguatezza è ascrivibile principalmente alla totale mancanza di staffe, peraltro comune a tutti gli edifici in c.a. realizzati fino alla metà degli anni novanta, all'interno dei nodi trave-pilastro. Per questo motivo, i nodi "non interamente confinati", così come definiti dalla NTC2008 al par. 7.4.4.3, sono particolarmente vulnerabili ed esposti al rischio di subire gravi danneggiamenti, prematuramente rispetto alle travi ed ai pilastri in esso concorrenti. I nodi "non interamente confinati" sono quelli che non soddisfano almeno una delle seguenti caratteristiche (par. 7.4.4.3 delle NTC2008): 1) presentano, su ognuna delle quattro facce trasversali, una trave che vi si innesti, 2) su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro e, 3) su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza. Nello specifico della struttura oggetto del presente studio sono quindi da considerarsi quali nodi "non interamente confinati" tutti i nodi esterni, di facciata e d'angolo, ed i nodi interni presenti alle estremità dei telai discontinui.

I nodi "non interamente confinati" sono confinati mediante la tecnica CAM, originariamente ideata per il rinforzo delle murature e successivamente estesa alle strutture in c.a.. I dettagli dell'intervento, sono stati qui omessi per brevità di esposizione.

Il confinamento dei nodi "non interamente confinati" tuttavia non basta, da solo, a rendere l'edificio idoneo a soddisfare a pieno i requisiti di sicurezza imposti dalla NTC2008 nei confronti dello Stato Limite di salvaguardia della Vita. Infatti, mentre tale intervento è sufficiente a far sì che la struttura soddisfi i requisiti di sicurezza per un terremoto che la investa in direzione ad essa longitudinale (X), non lo è per un terremoto trasversale alla struttura (Y). Il rapporto capacità/domanda successivo al confinamento dei nodi, in termini di accelerazione di picco al suolo per lo SLV, è pari a 1.29 per la direzione longitudinale e pari a 0.23 per la direzione trasversale.

Dalle analisi non lineari eseguite sulla struttura con i nodi confinati, è emerso tuttavia che tale intervento non basta a migliorare il comportamento della struttura rispetto ad un'azione sismica trasversale, a causa di: 1) collasso prematuro per taglio dei pilastri tozzi delle scale e, successivamente, 2) al collasso a taglio delle travi tozze a ridosso del telaio discontinuo, e 3) al superamento della duttilità disponibile negli elementi tozzi delle travi a ginocchio delle scale.

Vi è da aggiungere, inoltre, che, nelle analisi numeriche effettuate, si è utilizzato il valor medio della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo pari a circa 15 MPa. Tuttavia, così come messo in evidenza dalla relazione sulle prove sui materiali a corredo della presente, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo degli elementi strutturali presenti ai primi due livelli, sono in alcuni casi molto al di sotto della media. La ridotta qualità delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo ai livelli inferiori è anche ascrivibile al danno indotto dal terremoto aquilano del 6 aprile 2009. Infatti, molti pilastri e molti nodi trave-pilastro dei primi due livelli presentano dei danni. Si ritiene dunque anche necessario prescrivere il rinforzo di tutti i pilastri e di tutte le travi emergenti dei primi due livelli.

L'intervento di miglioramento complessivo proposto per la struttura analizzata nel presente documento comprende quindi, due tipologie di intervento: 1) rinforzi locali, e 2) un rinforzo ed irrigidimento globale. Tali interventi comprendono: 1) confinamento mediante sistema CAM dei nodi "non interamente confinati" esterni ed interni in corrispondenza del telaio discontinuo; 2) incamiciatura e rinforzo a taglio dei pilastri tozzi delle scale mediante sistema CAM; 3) inserimento di controventi dissipativi; 4) incamiciatura di tutti i pilastri e di tutte le travi emergenti dei primi due livelli mediante sistema CAM.

L'analisi non lineare a posteriori del modello agli elementi finiti dell'edificio, comprensivo degli interventi di cui sopra, mostra che si ottiene un rapporto capacità-domanda in termini di accelerazione di picco al suolo, per la direzione longitudinale e trasversale, pari rispettivamente a 1.29 e 0.88, producendo dunque il miglioramento richiesto.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Monti, G., Alessandri, S. (2008). Confidence Factors for Concrete and Steel Strength. Convegno ReLuis2rm08 "Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a.", E. Cosenza, G. Manfredi, G. Monti Eds., Polimetrica, ISBN 978-88-7699-129-5.
- [2] NTC 2008. Norme Tecniche per le costruzioni – D.M. 14 Gennaio 2008.
- [3] Pignataro A, (2010). Relazione tecnica indagini e prove non distruttive, Relazione Tecnica, Roma.
- [4] OPCM3790. (2009). Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri, Ulteriori interventi diretti a fronteggiare gli eventi sismici verificatisi nella regione Abruzzo il giorno 6 Aprile 2009 e altre disposizioni urgenti di protezione civile.
- [5] Ponso, F.C., Di Cesare, A., Arleo, G., Totaro, P., (2010). Protezione sismica di edifici esistenti con controventi dissipativi di tipo isteretico: aspetti progettuali ed esecutivi, Progettazione Sismica, Iuss Press Pavia, Vol. 1.
- [6] Albanesi, T., Bergami, A.V., Nuti, C., (2007). Protezione sismica di telai in c.a. mediante controventi dissipativi, XII Convegno ANIDIS, L'Ingegneria Sismica in Italia, 10-14 giugno 2007, Pisa.

IL PROGETTO DELLA REGOLARITÀ STRUTTURALE IN ZONA SISMICA CON L'ELLISSE DELLE RIGIDENZE

Francesco Biasioli

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Politecnico di Torino

SOMMARIO

La verifica della regolarità strutturale in pianta è alla base della corretta progettazione degli edifici in zona sismica. Dopo aver introdotto una formula generalizzata per il calcolo della rigidità a flessione e taglio dei pilastri e degli elementi di controvento degli edifici e i criteri di verifica della regolarità in pianta previsti nelle Norme Tecniche e nell'Eurocodice 8, l'articolo descrive una metodologia operativa che, basandosi su un semplice strumento grafico, l'ellisse delle rigidità, è in grado di evidenziare gli errori più comuni nella disposizione degli elementi di controvento e permette il controllo preliminare della geometria degli elementi resistenti a cui sono affidate le azioni sismiche.

SUMMARY

Structural regularity in plan is fundamental for proper seismic design of buildings. To evaluate stiffness of columns and bracing elements in buildings, a generalized formula which takes into account both bending and shear is introduced. On the basis of Eurocode 8 criteria for structural regularity in plan, an operating procedure based on a simple graphical tool, the "ellipsis of stiffness", is described. The tool highlights the commonest errors made when distributing bracing elements, and allows the early control of their geometry and distribution.

INTRODUZIONE

In zona sismica un attento progetto preliminare è condizione essenziale per realizzare strutture a un tempo economiche e sicure. Esperienza, conoscenza e creatività, gli strumenti a disposizione del progettista, condizionano il risultato finale molto più di quanto non avvenga per strutture soggetti a modeste forze orizzontali. Nel caso degli edifici gli effetti dolorosi di molti terremoti sono lì a dimostrarlo: scelte architettoniche sbagliate, dimensioni e disposizione di elementi strutturali non ragionate e troppo spesso coniugate a materiali scadenti e a cattiva esecuzione hanno portato danni e perdite di vite umane ben al di là di si potesse prevedere.

Le Norme Tecniche (NTC) [1] e l'Eurocodice 8 (EC8) [2] a cui le Norme fanno riferimento pongono l'accento sulle caratteristiche di semplicità, resistenza e rigidità che devono avere i sistemi strutturali in zona sismica ed evidenziano la "regolarità strutturale" degli edifici come fondamento di una corretta progettazione. Per la stima dell'azione sismica un edificio deve essere classificato come regolare/non regolare in altezza e in pianta; rispetto a una struttura non regolare, una struttura regolare contrasta con maggiore efficacia l'azione delle forze orizzontali, presenta minor aleatorietà di comportamento sotto l'azione sismica e può essere studiata con modelli di calcolo semplificati. La verifica della regolarità strutturale permette dunque di validare le ipotesi assunte per l'entità delle azioni e i metodi d'analisi strutturale impiegati nella modellazione.

Le norme non impediscono la realizzazione di strutture "non regolari" ma le penalizzano mediante la presa in conto di azioni sismiche di maggiore entità e il divieto di impiego di metodi di analisi strutturale semplificati. In particolare per strutture di edifici in calcestruzzo armato NTC e EC8 promuovono la "regolarità strutturale in pianta" scoraggiando la realizzazione di complessi strutturali "torsionalmente deformabili" attraverso la ricerca di una disposizione planimetrica degli elementi di controvento che comporti sia un'adeguata rigidità torsionale totale, dunque rotazioni di piano limitate, che un baricentro delle rigidità posto in prossimità al baricentro delle masse.

1 RIGIDITÀ CONVENZIONALI DI PILASTRI, SETTI E NUCLEI

Un complesso strutturale è formato da setti, nuclei (i muri dei vani ascensore) e telai in calcestruzzo orientati secondo due direzioni ortogonali. Il caso di setti e telai con direzioni qualsiasi è trattato in [3]. Per tutti gli elementi verticali si fa l'ipotesi di incastro al piede: per gli elementi di controvento - setti e nuclei - a livello della fondazione o nei muri perimetrali del piano interrato, se presente, per i pilastri in fondazione o a livello del piano terreno in presenza di un piano interrato. La rigidità che ne risulta è maggiore di quella ottenibile con un modello che tenga conto della effettiva deformabilità delle fondazioni e del piano interrato, dunque comporta un periodo

proprio del complesso strutturale minore e, a favore di sicurezza, la presa in conto di azioni sismiche di maggiore

intensità. Un telaio tipo è rappresentato in figura 1.

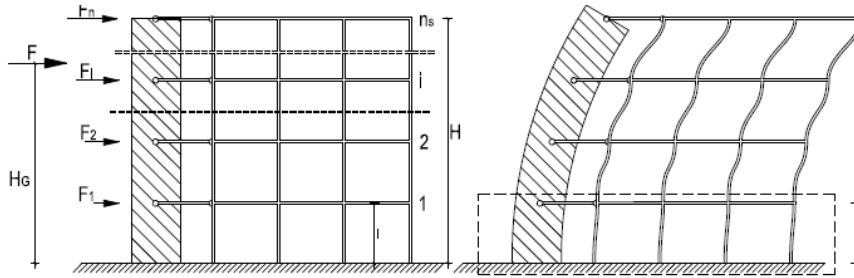


Figura 1 – Modello setto-telai

L'edificio ha altezze di interpiano costante l e totale H e presenta n_s (s = "storey", piano) impalcati liberi di muoversi. Le forze applicate ai piani variano linearmente con l'altezza e hanno la distribuzione assunta nelle NTC per l'analisi statica lineare. La risultante F è a distanza H_G dalla base.

Nell'ipotesi di piano rigido setti, nuclei e pilastri hanno identici spostamenti di piano ma si deformano per flessione e taglio in modo diverso: i setti e i nuclei come mensole di lunghezza pari all'altezza H , i pilastri con lunghezza pari all'altezza di interpiano come elementi parzialmente incastrati nelle travi di piano. I setti "trattengono" i telai ai piani bassi e "sono trattenuti" ai piani alti: l'interazione tra telai e setti è complessa, con sviluppo di forze "reattive" che dipendono dalla rigidezza a flessione e taglio di ciascun elemento.

Per valutare la "regolarità in pianta" del complesso strutturale si possono stimare le rigidezze con modelli semplificati: tali "rigidezze convenzionali" consentono, verificata la regolarità, il calcolo approssimato degli spostamenti e delle rotazioni di piano da cui si ottiene una prima stima delle forze sui vari elementi con cui verificare le geometrie assunte in fase di predimensionamento.

Nell'ipotesi, da verificare, di regolarità strutturale in pianta che porti a rotazioni di piano limitate, la "rigidezza convenzionale" può essere calcolata sviluppando l'analisi strutturale dei singoli telai piani di fig. 1 soggetti a una distribuzione assegnata di forze e dividendo le sollecitazioni di taglio T_i nelle sezioni degli elementi verticali immediatamente al di sotto dell'impalcato i -esimo per lo spostamento orizzontale δ dello stesso impalcato:

$$k_i = T_i / \delta;$$

In alternativa si possono usare modelli che non richiedono l'analisi dei telai piani adottando per setti e nuclei il modello a mensola, per i pilastri il modello a semitelaio suggerito da Muto, rappresentato in figura 2 per il primo impalcato con il pilastro incastrato alla base (fig. 2).

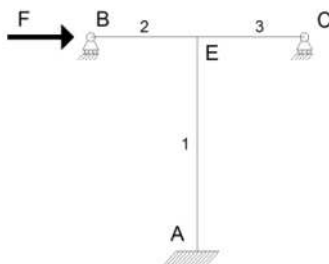


Figura 2 – Modello di Muto [4]

La rigidezza convenzionale a flessione e taglio di tutte le diverse tipologie di elementi – setti, nuclei e pilastri - si può calcolare [4] con la relazione:

$$k = \frac{\beta_{in} E A}{l} \frac{1}{\alpha \left(\frac{l}{\rho} \right)^2 + 2\beta_{in}t(1+\nu)} \quad (1)$$

in cui

$\beta_{in} \leq 1$ coefficiente che tiene conto della riduzione dell'inerzia delle sezioni fessurate sotto azioni sismiche; le NT e l'EC8 suggeriscono di adottare sezioni con inerzia fino al 50% dell'inerzia della sezione lorda di calcestruzzo ($\beta > 0,50$);

α coefficiente che dipende dal tipo di elemento. Se n_s è il numero di impalcati dell'edificio sono:

$$\alpha = \frac{n_s}{3} \quad \text{per setti e nuclei}$$

$$\alpha = \frac{1}{12} \frac{1}{\left(1 - \frac{3K_c}{4K_c + 3K_2 + 3K_3} \right)} \quad \text{per il pilastro di fig. 2}$$

$K_i = E_i \beta_i J_i / l_i$ rigidezza delle travi e del pilastro che concorrono nel nodo (fig. 2);

ν coefficiente di Poisson: per calcestruzzo fessurato si può assumere $\nu = 0$;

$t = A/A_v$ fattore di taglio della sezione; A_v è l'area a taglio della sezione.

Nella (1) la rigidezza convenzionale a flessione e taglio risulta essere una frazione della rigidezza assiale EA/l ; la rigidezza assiale è moltiplicata per il coefficiente $\beta < 1$ e divisa per il termine in parentesi a denominatore. In tale termine il primo addendo tiene conto della deformabilità per flessione, il secondo della deformabilità per taglio. Il coefficiente α , funzione del tipo di elemento, moltiplica la "snellezza" (l/ρ_c) dell'elemento nella direzione dello spostamento di piano: a parità di lunghezza e area della sezione trasversale elementi verticali di forma diversa possono avere raggi d'inerzia dunque rigidezze molto diverse.

Nel caso di telaio pluripiano secondo Muto la presenza di un pilastro al di sopra del nodo E di fig. 2 richiede di ripartire al 50% l'inerzia delle travi di piano (travi 2 e 3 di fig. 2) tra i pilastri superiore e inferiore: dato che tali travi, se di calcestruzzo, potrebbero anche essere fessurate, si può assumere sempre $\beta_{in} = 0,50$ nel calcolo del loro K_i .

Il Progettista può decidere se considerare la rigidezza di un setto o di un pilastro anche nella direzione perpendicolare alla direzione del sisma: si suggerisce di tenere conto della rigidezza di un pilastro in una data direzione solo se fa parte di un telaio esteso secondo tale direzione e di assumerla pari a zero se tale telaio non esiste.

Nel caso dei nuclei, elementi bidimensionali, oltre alla rigidezza per flessione e taglio in entrambe le direzioni si deve calcolare anche la rigidezza torsionale che di regola si trascura per i pilastri sia per le loro limitate dimensioni che per il fatto di essere assunti come fessurati. Si possono usare le formule valide per sezioni formate da pareti "sottili" e senza tenere conto dell'ingobbamento impedito delle sezioni. Nel caso di nuclei aperti (sezioni a C, a L e a T o prive di due assi di simmetria) le rigidzze si considerano applicate nel centro di taglio della sezione.

Sommando le rigidzze K_B degli elementi di controvento e K_C dei pilastri si ottiene la rigidzza totale K complessiva in base alla quale il sistema strutturale è classificato come "a pareti", o "misto a telaio/pareti equivalente a telai" oppure "misto a telaio/pareti equivalente a pareti". Secondo le norme la classificazione è funzione della quota dei carichi verticali e di forza orizzontale che ciascun sistema è in grado di portare:

nell'ipotesi, da verificare, di regolarità in pianta e limitate rotazioni di piano la classificazione può essere basata sui rapporti delle rigidzze traslazionali (tabella 1).

Tabella 1 – Classificazione dei sistemi strutturali

Sistema		
misto equivalente a telai	misto equivalente a pareti	a pareti
$K_C/K > 50\%$	$K_B/K > 50\%$	$K_B/K > 65\%$

2 RIPARTIZIONE DELLE FORZE ORIZZONTALI

2.1 Modello a box

Per una prima stima della regolarità in pianta e della quota della forza tagliante totale che agisce sugli elementi verticali si può adottare un modello semplificato che considera solo il primo solaio che subisce spostamenti e rotazioni di piano per effetto di un insieme di forze orizzontali di risultante X, Y applicate al complesso strutturale (fig. 3). Il solaio, assunto infinitamente rigido nel suo piano, collega le estremità superiori degli elementi verticali - pilastri, setti e nuclei - assunti incastrati al piede e indeformabili assialmente: non si considerano dunque spostamenti in direzione verticale.

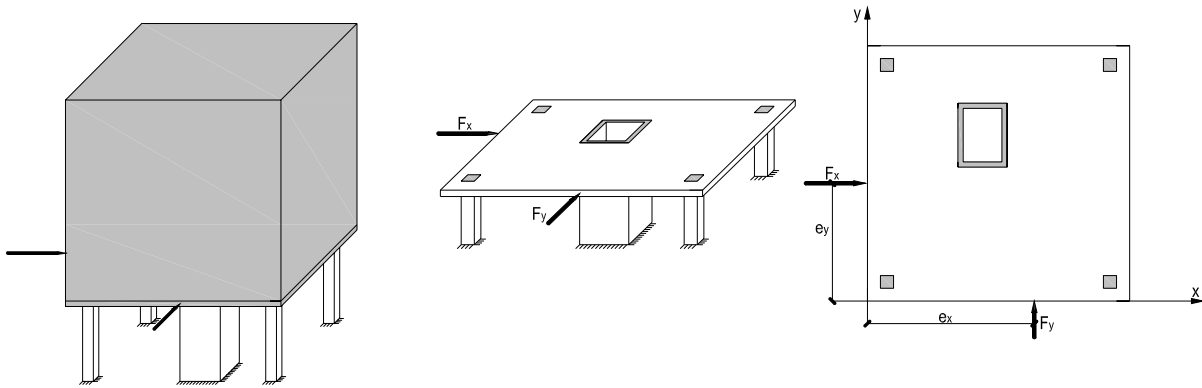


Figura 3 - Modello semplificato e sistema di forze

La parte di edificio soprastante il solaio, se esiste, è trattata come un unico corpo rigido che segue il movimento del primo solaio. A causa di tale approssimazione il modello fornisce indicazioni esatte solo per edifici monopiano ma pur sempre utili per edifici "regolari in altezza" in cui gli elementi strutturali verticali non variano di sezione con l'altezza. Per edifici alti o non regolari i risultati possono essere fortemente approssimati ma il modello permette di evidenziare grossolane criticità nella disposizione planimetrica dei controventi.

Con riferimento a un sistema di riferimento (x,y) con origine in un punto O qualsiasi, interno o esterno al solaio, calcolate con la (1) le rigidzze dei singoli elementi si ricavano le rigidzze traslazionali e torsionali totali:

$$K_x = \sum k_{xi} \quad K_y = \sum k_{yi}$$

$$K_T = \sum k_{yi} x_i^2 + \sum k_{xi} y_i^2 + \sum k_{ti}$$

e le coordinate del barcentro delle rigidzze CR:

$$x_{CR} = \frac{\sum k_{yi} x_i}{\sum k_{yi}} \quad y_{CR} = \frac{\sum k_{xi} y_i}{\sum k_{xi}}$$

In fase preliminare una stima della posizione del baricentro delle masse CM si può ottenere, effettuata l'analisi per carichi verticali, calcolando il baricentro delle forze assiali che agiscono sui vari elementi verticali. Dette e_y, e_x (in segno) le eccentricità tra le rette d'azione delle forze X e Y e il baricentro delle rigidzze CR, comprensive delle eccentricità aggiuntive per il possibile errore nella stima della posizione del baricentro delle masse, il momento di piano vale:

$$M = X e_y + Y e_x$$

Le forze e coppie che agiscono sull'elemento i-esimo, espresse come percentuale delle forze e momento totali, sono:

$$\Delta_{Mi} = \frac{M_{ti}}{M} = 100 \frac{k_{ti}}{K_T}$$

$$\Delta_{xi} = \frac{F_{xi}}{X} = 100 \left(\frac{k_{xi}}{K_x} - \frac{e_y + \frac{Y}{X} e_x}{K_T/k_{xi}} y_i \right) \quad (2)$$

$$\Delta_{y_i} = \frac{F_{y,i}}{Y} \approx 100 \left(\frac{k_{y,i}}{K_y} + \frac{e_x + \frac{X}{Y} e_y}{K_T/k_{y,i}} x_i \right)$$

Nelle (2) il secondo termine della parentesi rappresenta la quota dovuta alla rotazione di piano indotta dal momento torcente M: per minimizzare tale contributo occorre:

- ridurre le eccentricità e_x , e_y tra X e Y (nel caso del sisma, tra il centro di massa CM) e il baricentro CR;
- aumentare i rapporti K_T/K_x e K_T/K_y , aumentando la rigidezza torsionale K_T cioè posizionando gli elementi di elevata rigidezza il più possibile distanti da CR.

Se la retta d'azione delle forze orizzontali non dista in modo significativo dal baricentro CR il momento torsionale M e i relativi spostamenti sono poco significativi.

Il perseguimento di entrambi tali obiettivi porta alla "regolarità strutturale in pianta" ed è alla base delle prescrizioni delle NT e dell'EC8. Per ridurre gli effetti torsionali, definiti i "raggi torsionali" degli elementi di controvento nelle direzioni y e x (che non dipendono dal modulo E del materiale)

$$r_x = \sqrt{\frac{K_T}{K_y}} \quad r_y = \sqrt{\frac{K_T}{K_x}} \quad (3)$$

e il raggio di inerzia polare I_s delle masse m_i di piano che può essere stimato, a favore di sicurezza, in base alle distanze d_i delle forze N_i agenti sugli elementi verticali rispetto al baricentro delle masse CM

$$I_s = \sqrt{\frac{\sum N_i d_i^2}{\sum N_i}}$$

per garantire un valore minimo di K_T , NT ed EC8 richiedono che sia verificata la condizione:

$$r_x, r_y \geq \alpha I_s \quad (4)$$

con $\alpha = 0,80$ per le NT e $\alpha = 1,0$ per l'EC8: la prescrizione delle NT è pertanto meno severa di quella dell'EC8. Per ridurre il valore di M, sia le NT che l'EC8 richiedono che sia verificata la condizione:

$$e_{0x} / r_x \leq 0,30 \quad e_{0y} / r_y \leq 0,30 \quad (5)$$

Perché sia la (4) che la (5) siano soddisfatte occorre che nella (3):

- le rigidezze K_x e K_y abbiano valori molto simili;
- la rigidezza K_T sia la più grande possibile;
- le eccentricità e_{0x} , e_{0y} siano le più piccole possibile, dunque CR sia il più vicino possibile a CM.

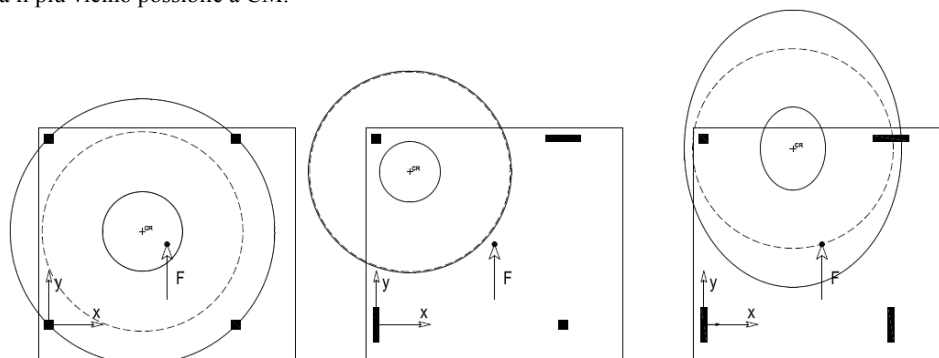


Figura 4 – Ellisse delle rigidezze

Secondo le NT e l'EC8 se ad ogni piano è verificata la (4) la struttura non è torsionalmente deformabile; secondo l'EC8 se è verificata anche la (5), gli effetti torsionali legati all'eccentricità tra CR e CM sono limitati e l'edificio è classificabile come "regolare in pianta".

3 L'ELLISSE DELLE RIGIDEZZE

Delle (4) e (5) può essere data una semplice rappresentazione geometrica tracciando, per un riferimento ortogonale (x y) con origine nel baricentro CR, un'ellisse i cui semiasse $a = r_x$ e $b = r_y$ sono i raggi torsionali (3),

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = \frac{x^2}{r_x^2} + \frac{y^2}{r_y^2} = 1 \Rightarrow \frac{x^2}{K_T/K_y} + \frac{y^2}{K_T/K_x} = 1$$

Il rapporto tra i semiasse dell'ellisse vale:

$$\frac{a}{b} = \frac{r_x}{r_y} = \sqrt{\frac{K_x}{K_y}} \quad (6)$$

Per tracciare l'ellisse, è sufficiente conoscere geometria e posizione degli elementi di controvento: se gli elementi hanno tutti la stessa lunghezza l, sono sufficienti area, raggio giratore e posizione del baricentro o del centro di taglio di ciascuno. Dato che i semiasse a e b dipendono dai rapporti tra le rigidezze l'ellisse non dipende dalle caratteristiche meccaniche del materiale utilizzato. Per come sono formulati i raggi in base alle (3) un aumento di rigidezza in una direzione "allunga" l'ellisse nella stessa direzione e per la (6) contemporaneamente lo restringe nella direzione ortogonale.

L'"ellisse delle rigidezze" (il nome è dell'autore) evidenzia come sono distribuite le rigidezze intorno al baricentro delle rigidezze CR. Le (4) individuano la dimensione minima di ciascun asse dell'ellisse, la (5) identifica un'area, interna all'ellisse e omotetica ad esso, entro la quale devono passare le rette d'azione delle forze esterne o trovarsi, nel caso di sisma, il centro di massa CM.

La facilità di costruzione dell'ellisse permette di evidenziare visivamente il risultato di scelte alternative.

Per un edificio in calcestruzzo armato in figura 4 è rappresentata a linea continua l'ellisse di rigidezza di un solaio al variare della geometria degli elementi di controvento. Il solaio presenta due zone a sbalzo ed è sollecitato da una forza F agente in direzione y la cui retta d'azione passa per il baricentro geometrico del solaio.

Nella figura di sinistra i quattro elementi verticali di controvento hanno tutti dimensioni, dunque rigidzze, uguali nelle direzioni x e y e sono disposti simmetricamente rispetto a un sistema d'assi ortogonale la cui origine individua il baricentro delle rigidzze CR: poiché $K_x = K_y$ l'ellisse degenera in un cerchio con raggio maggiore del raggio $(0,80 l_s)$ del cerchio di riferimento. La retta d'azione della forza F passa per il baricentro del solaio che non coincide con il baricentro CR e si trova all'interno del nocciolo di raggio $(0,30 r_x)$. Tutte le condizioni di regolarità in pianta sono soddisfatte: se gli elementi hanno area a taglio e rigidzza sufficiente, la struttura di controvento può risultare torsionalmente adeguata e il complesso può essere classificato come "regolare in pianta".

Nella figura al centro viene aumentata la dimensione in pianta di due elementi, uno in direzione x e uno in y . Il baricentro CR dell'ellisse si sposta molto vicino al punto di incontro delle rette che passano per il baricentro di tali elementi orientate nella direzione di maggiore rigidzza. L'ellisse mantiene la forma di cerchio perché aumentando nella stessa misura le rigidzze totali K_x e K_y , per la (3) i due semiassi rimangono uguali, ma si riduce di dimensione perché cala K_T in quanto gli elementi di maggior rigidzza risultano vicini al baricentro CR. La forza F non passa all'interno del nocciolo, la struttura è "torsionalmente deformabile" perché il solaio ruota attorno al baricentro CR rispetto al quale la forza F presenta una significativa eccentricità.

Nella figura a destra viene aggiunto un elemento uguale ai precedenti con aumento di rigidzza in direzione y . Il baricentro delle rigidzze trasla di conseguenza verso destra, aumentano la rigidzza torsionale K_T e le dimensioni dell'ellisse ma questo perde la forma circolare: essendo $K_y > K_x$ per la (6) risulta infatti $r_y > r_x$.

L'aumento di rigidzza in una sola direzione comporta, oltre che lo spostamento del baricentro delle rigidzze CR, l'aumento dei semiassi a e b che diventano entrambi maggiori del raggio del cerchio tratteggiato. Nel caso in esame il termine K_x praticamente non cambia ma, per l'aumento di K_y aumenta il termine K_T dunque aumenta, per la (3), il raggio r_x – il semiasse "a" dell'ellisse. Per la (6) peraltro per l'aumento di K_y il raggio r_y – il semiasse "b" – deve aumentare più del raggio r_x : l'ellisse si "allunga" nella direzione y di più di quanto non si allarghi in direzione x , evidenziando un "eccesso" di rigidzza nella direzione y rispetto alla direzione x . La retta d'azione della forza F continua a rimanere all'esterno del "nocciolo" dunque la struttura è torsionalmente deformabile, anche se meno che nel caso precedente.

L'ellisse delle rigidzze va dunque interpretato in modo opposto all'ellisse d'inerzia delle sezioni: un asse allungato in una direzione indica una prevalenza di rigidzza nella stessa direzione. Per tendere alla forma di cerchio occorre o diminuire la rigidzza secondo tale direzione, sempre rispettando il raggio minimo data dalla (4), per la (6) aumentare la rigidzza secondo la direzione ortogonale.

Nel progetto dunque si deve tendere a una forma circolare cioè a ottenere $K_x = K_y$, in quanto una forma non circolare segnala una struttura che, sotto forze orizzontali, si comporterà in modo diverso nelle due direzioni ortogonali. Se le rigidzze del complesso strutturale K_x e K_y sono molto simili tra loro, a parità di massa M i periodi T del sistema nelle due direzioni x , y sono anch'essi molto vicini e il complesso strutturale

sogetto a forze orizzontali, non avendo un periodo prevalente, si comporterà in modo disaccoppiato nelle direzioni x e y . Oltre a tendere a una forma tendenzialmente circolare, il dover soddisfare la (4) obbliga, a parità di rigidzza K_x e K_y , a disporre gli elementi di controvento in modo da ottenere un adeguato valore di K_T dunque a "centrifugarli" posizionandoli il più lontano possibile da CR, preferibilmente sulla periferia del solaio.

Esaminando forma e dimensioni dell'ellisse si può dunque valutare se:

- i controventi hanno rigidzza analoga nelle due direzioni (ellisse che tende al cerchio);
- i controventi sono in quantità sufficiente (ellisse maggiore del cerchio interno di riferimento);
- la distanza tra CR e il baricentro CM è limitata (entrambi i punti si trovano all'interno del "nocciolo" interno).

Le (4) e (5), che devono essere rispettate ad ogni piano: esse risultano "necessarie" a garantire un buon comportamento del complesso strutturale in presenza di forze orizzontali, in particolare un sistema di controventi che garantisca una struttura con ridotta sensibilità agli effetti torsionali, ma non "sufficienti" in quanto non sono in grado da sole di individuare le aree dei controventi nelle direzioni x e y adeguate ad assorbire le forze orizzontali con spostamenti limitati del complesso strutturale. Se i carichi si ripetono ai diversi piani la formula che fornisce il raggio polare delle masse l_s è legata alle dimensioni di piano [1] e non tiene conto dello sviluppo in verticale dell'edificio, da cui dipende l'intensità delle forze orizzontali totali (vento o sisma). Per il progetto della geometria degli elementi di controvento occorre dunque tener conto anche di altre prescrizioni di norma, legate alla suddivisione di tali elementi in "primari" e "secondari" e alla verifica a taglio dei controventi per le forze orizzontali totali che agiscono sul complesso strutturale. Il procedimento è descritto in [4]

La procedura di tracciamento dell'ellisse delle rigidzze, dipendendo solo da grandezze geometriche, si presta a essere implementata all'interno dei programmi di grafica per essere utilizzata interattivamente durante il disegno delle carpenterie degli edifici. Un esempio in Aurtocad™ è già disponibile [5].

4 CONCLUSIONI

Se "un disegno vale più di mille parole" e si è convinti il corretto progetto in zona sismica parte dal tavolo dell'architetto, l'ellisse delle rigidzze può essere un utile strumento di supporto alla progettazione generale.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Norme Tecniche per le Costruzioni (2008) – D.M 14/2/2008, G.U. n. 29 del 4.2.2008 Supp. Ord. N. 30
- [2] UNI EN 1998-1-1 (2005) - Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture in zona sismica - UNI, Milano
- [3] Modulo "Ellisse delle rigidzze" del programma Auto_CA per il disegno facilitato di carpenterie e armature - disponibile su www.auto-ca.it
- [4] BIASIOLI, F (a cura di) (2011) – Quaderno Tecnico 8 – Progetto di edificio in zona sismica – in "Raccolta di Quaderni Tecnici" disponibile su www.euroconcrete.it

PROGETTO AGLI STATI LIMITE DEGLI ELEMENTI INFLESSI UN APPROCCIO OLISTICO

Francesco Biasioli

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Politecnico di Torino

SOMMARIO

Il predimensionamento della geometria degli elementi inflessi, informazione essenziale per l'analisi strutturale, va effettuato sulla base delle sollecitazioni di stato limite ultimo ma, per evitare successive iterazioni, tenendo presenti eventuali limiti legati alle verifiche degli stati limite di esercizio. La memoria relaziona i modelli di calcolo per i diversi stati limite e descrive una procedura che permette, nei casi ricorrenti, una ragionevole individuazione della geometria delle travi inflesse tale da soddisfare tutti gli stati limite agevolmente implementabile nei programmi di calcolo. Per poter essere applicata a famiglie di sezioni di forma e dimensioni variabili la procedura è svolta in termini adimensionali.

SUMMARY

Computer-based structural analysis programs require information about the geometry of all structural members. This is usually based on ultimate limit state (ULS) criteria and methods but serviceability limit state (SLS) requirements should also be taken into account at the earliest possible stage. Taking as its basis the models currently used for SLS and ULS assessment the paper describes a procedure which takes into account both ULS and SLS criteria when defining the geometry of elements in bending easy to implement in computer programs. To make it applicable to elements of different shapes and sizes, the procedure uses dimensionless variables.

INTRODUZIONE

Il calcolo agli stati limite tratta sia gli stati limite ultimi (SLU), dunque la situazione di incipiente collasso, che gli stati limite di esercizio (SLE), cioè il comportamento di un'opera in situazioni che possono limitarne la fruibilità senza peraltro comportare, come gli SLU, pregiudizio per l'incolumità delle persone. Non esistendo graduazione di "importanza" tra SLU e SLE, una metodologia di progetto efficiente, efficace ed economica dovrebbe poter individuare le soluzioni in grado di soddisfare tutti i diversi stati limite.

Nel seguito si descrive in sintesi tale metodologia per gli stati limite per flessione con riferimento alle prescrizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) [1] e dell'Eurocodice 2 (EC2) [2]. La descrizione estesa e le tabelle complete sono in [3].

1. COMBINAZIONI DI CARICO E RAPPORTI DELLE SOLLECITAZIONI

Le NTC e l'EC2 fissano le combinazioni delle azioni permanenti G e variabili Q_k per i diversi stati limite:

- per lo stato limite ultimo SLU, la combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \dots + \gamma_Q \left(Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_{ki} \right)$$

- per gli stati limite di esercizi SLE, le combinazioni quasi permanente QP e caratteristica CA:

$$QP \quad G_1 + G_2 + \psi_2 Q_k$$

$$CA \quad G_1 + G_2 + \sum \psi_{0i} Q_{ki}$$

La combinazione QP è quella di riferimento per gli stati limite di fessurazione e di deformazione e , con la CA, per lo stato limite di limitazione delle tensioni.

Secondo le NTC [1] sono $\gamma_G = 1,30$ per il peso proprio G_1 e i carichi permanenti portati G_2 , se compiutamente definiti, e $\gamma_Q = 1,50$ per i carichi variabili Q_k con effetto "sfavorevole".

Per calcolare gli effetti delle azioni nelle strutture iperstatiche allo SLE e , entro ampi limiti, anche allo SLU il progettista può utilizzare modelli basati sul comportamento elastico lineare dei materiali: di conseguenza vale il principio di "sovrapposizione degli effetti" e si possono sommare gli effetti dei singoli carichi.

In fase preliminare è utile saper stimare quanto valgono le sollecitazioni di flessione $M_{Ek,QP}$ e $M_{Ek,CA}$ delle combinazioni QP e CA rispetto alla sollecitazione M_{Ed} di SLU e tra loro. A condizione che:

- i carichi siano tutti di uno stesso tipo, ad es. tutti carichi distribuiti, effettivi o equivalenti (due carichi sono considerati "equivalenti" se provocano in una sezione lo stesso effetto: una sollecitazione, una inflessione, ecc.);

- le sollecitazioni sia agli SLE che allo SLU siano proporzionali ai carichi;
 - più carichi variabili, se presenti, siano “condensati” in un solo carico variabile Q, effettivo o equivalente;
 - i carichi permanenti G₂ siano, come nel caso degli edifici, tutti compiutamente definiti e “condensati” in un carico permanente totale G = G₁ + G₂,
- in qualsiasi sezione vale la relazione:

$$\frac{M_{Ek}}{M_{Ed}} = \frac{G + \psi Q}{1,30 G + 1,50 Q} = \frac{1 + \psi \frac{Q}{G}}{1,30 + 1,50 \frac{Q}{G}} \quad (1)$$

Nella (1) è $\psi = \psi_2$ per la combinazione di carico QP e convenzionalmente $\psi = 1$ per la combinazione CA.

Per i coefficienti ψ previsti dalle NTC [1], al variare di Q/G la (1) fornisce i rapporti M_{Ek}/M_{Ed} di tabella 1. Rapporti Q/G < 1 sono tipici delle strutture realizzate con materiali “pesanti” (calcestruzzo e muratura), rapporti Q/G elevati delle strutture realizzate con materiali “leggeri” (acciaio e legno).

Tabella 1 – Rapporti $M_{Ek}/M_{Ed} - \gamma_G = 1,30$

Comb	ψ	M_{Ek}/M_{Ed} per Q/G =						
		0.05	0.10	0.33	0.50	1.00	2	10
QP	0.00	0.73	0.69	0.56	0.49	0.36	0.23	0.06
	0.20	0.73	0.70	0.59	0.54	0.43	0.33	0.18
	0.30	0.74	0.71	0.61	0.56	0.46	0.37	0.25
	0.60	0.75	0.73	0.67	0.63	0.57	0.51	0.43
	0.80	0.76	0.74	0.70	0.68	0.64	0.60	0.55
CA	1.00	0.76	0.76	0.74	0.73	0.71	0.70	0.67
Fond.	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Dall’esame dei valori di tabella le sollecitazioni flettenti $M_{Ek,CA}$ della combinazione di carico CA risultano comprese tra il 67 e il 76% delle sollecitazioni di SLU e poco influenzate dalla variabilità del rapporto Q/G. La loro variabilità è viceversa significativa per la combinazione QP.

Dividendo i rapporti della combinazione QP per quelli della combinazione CA si ottiene la tabella 2.

Tabella 2 – Rapporti $M_{Ek,QP}/M_{Ek,CA} - \gamma_G = 1,30$

Comb	ψ	$M_{Ek,QP}/M_{Ek,CA}$ per Q/G =						
		0.05	0.10	0.33	0.50	1.00	2	10
QP	0.00	0.95	0.91	0.75	0.67	0.50	0.33	0.09
	0.20	0.96	0.93	0.80	0.73	0.60	0.47	0.27
	0.30	0.97	0.94	0.83	0.77	0.65	0.53	0.36
	0.60	0.98	0.96	0.90	0.87	0.80	0.73	0.64
	0.80	0.99	0.98	0.95	0.93	0.90	0.87	0.82
CA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Sono evidenziati con fondino scuro i casi in cui risulta $M_{Ek,QP}/M_{Ek,CA} > 0.75$, significativi, come evidenziato al par. 4.2, per la verifica dello SLE di limitazione delle tensioni.

2 STATI LIMITE D’ESERCIZIO

Per la verifica degli stati limite di esercizio l’EC2 propone due approcci, uno semplificato e uno analitico.

Se si utilizza, come nel seguito, l’approccio semplificato, la verifica di uno stato limite si intende soddisfatta se sono verificate alcune condizioni definite in base a ipotesi sicure: ad es. la norma indica i valori limite della “snellezza” degli elementi per lo stato limite di deformazione e del diametro e/o passo delle armature per lo stato limite di fessurazione.

2.1 Stato limite di deformazione

Le inflessioni non devono compromettere la funzionalità o l’aspetto estetico di una struttura. Per la verifica dello SLE di deformazione le NTC non forniscono valori limite di inflessioni ma fanno riferimento a “documentazioni tecniche di comprovata validità” come viene considerato l’EC2. Secondo l’EC2 per edifici a uso abitazione o uffici la funzionalità e l’aspetto di un elemento inflesso risultano pregiudicati se, per la combinazione di carico QP:

- l’inflessione a lungo termine, comprensiva degli effetti viscosi e depurata dei cedimenti degli appoggi, supera 1/250 della “lunghezza “efficace” l_{ef} dell’elemento inflesso, convenzionalmente individuata nell’EC2 nella distanza fra gli assi teorici di due vincoli successivi - per i solai le linee d’asse delle travi, per le travi le linee d’asse dei pilastri;
- la quota di tale inflessione che avviene dopo la costruzione degli eventuali elementi portati rigidi (muri, tramezzi, infissi e serramenti) suscettibili di danneggiamento per eccessiva deformazione supera 1/500 della lunghezza efficace. Pertanto:

$$\left(\frac{f}{l_{ef}}\right)_{max} = \frac{1}{250}; \frac{1}{500}$$

Il Progettista può definire, in accordo con il Committente, limiti diversi legati alla destinazione d’uso della struttura.

2.1.1 Snellezza e lunghezze normalizzate

Il modello semplificato proposto dall’EC2 si basa sulla “snellezza” (l_{ef}/d), rapporto tra la lunghezza l_{ef} e la “altezza utile” d dell’elemento inflesso funzione di una serie di parametri: lo schema statico dell’elemento (coefficiente K), la resistenza a compressione del calcestruzzo f_c , il rapporto geometrico ρ e il tasso di lavoro σ_s dell’armatura tesa e il rapporto (f/l). La relazione funzionale è:

$$\frac{l}{d} = f\left(K; f_c; \frac{1}{\rho}; \frac{1}{\sigma_s}; \frac{f}{l}\right)$$

Sulla base di tale relazione in fase di redazione dell’EC2 sono stati calcolati con modelli rigorosi i valori di inflessione di solette, lastre, mensole e travi e si è determinato per quali valori dei diversi parametri i rapporti (f/l) rispettassero i limiti convenzionali sopra indicati. Dall’interpolazione dei risultati per travi e solette con lunghezza l_{ef} fino a 7 metri e piastre con l_{ef} fino a 8.5 m si è ottenuta la formula:

$$\frac{l_{ef}}{d} = K s \frac{310}{\sigma_s} \left(\frac{l}{d}\right)_0 \quad (2)$$

in cui:

l_{ef} lunghezza “efficace” dell’elemento;

- K coefficiente “di vincolo” variabile tra 0.4 e 1.2 che tiene conto della tipologia e dello schema statico dell’elemento strutturale: per elemento appoggiato $k = 1.0$
- s coefficiente “di forma” che tiene conto della tipologia (trave o piastra) e della forma della sezione dell’elemento ($s = 1,0$ per sezioni rettangolari, $s = 0.8$ per sezioni a T)
- σ_s tensione dell’armatura tesa nella combinazione di carico QP (310 è la tensione σ_s assunta nella simulazione);
- $(l/d)_0$ snellezza “di riferimento” che ha due espressioni:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_0 = 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^3} \quad \text{se } \rho \leq \rho_0 \quad (3)$$

$$\left(\frac{l}{d}\right)_0 = 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \quad \text{se } \rho > \rho_0 \quad (4)$$

$\rho_0 = 10^{-3} (f_{ck})^{1/2}$ rapporto geometrico di riferimento (f_{ck} in N/mm^2 – tabella 3)

$\rho = A_s/bd$ rapporti geometrici dell’armatura tesa e
 $\rho' = A'_s/bd$ compressa nella sezione di campata
 (d’appoggio per le mensole).

Tabella 3 – Valori ρ_0 % per classe di calcestruzzo

C16/20	C20/25	C25/30	C28/35	C32/40	C35/45
0.40	0.45	0.50	0.53	0.57	0.59

Le definizioni coefficiente “di vincolo”, “di forma” e snellezza “di riferimento” sono dell’autore e non dell’EC2.

I valori di tabella 3 sono nell’intorno di $\rho_0 = 0,50\%$, rapporto che individua quelle che l’EC2 definisce “sezioni poco armate” come quelle dei solai e di molte piastre. A questa tipologia si applica la (3) mentre alle travi, caratterizzate da rapporti $\rho > \rho_0$, si applica la (4), che si differenzia dalla (3) per la presa in conto dell’eventuale armatura compressa con incrementi di $(l/d)_0$ pari a circa il 10% per $\rho'/\rho = 0.25$ e compresi tra il 20 e il 30% per $\rho'/\rho = 0.50$. A parità di geometria della sezione, l’armatura compressa riduce le tensioni del calcestruzzo e gli effetti viscosi dunque la profondità dell’asse neutro, la curvatura della sezione e di conseguenza l’inflessione.

Per un acciaio B450C e alcune classi di calcestruzzo la figura 1 riporta $(l/d)_0$ in funzione di ρ per $\rho' = 0$.

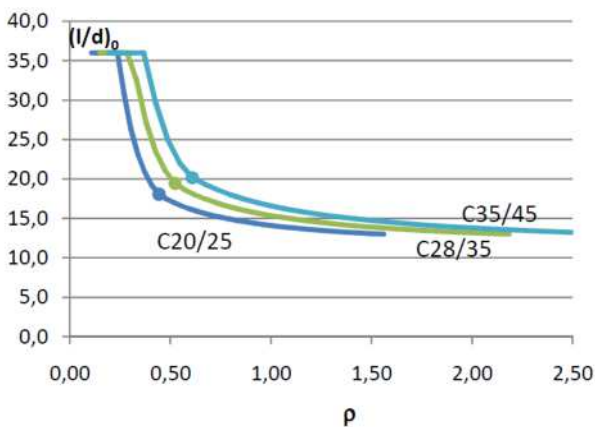


Figura 1– Snellezza di riferimento $(l/d)_0$ $f(\rho)$ per $\rho' = 0$

Le iperboli sono spezzate nei punti per cui è $\rho = \rho_0$. Al variare di ρ la snellezza di riferimento $(l/d)_0$ varia significativamente per solai e piastre, poco per le travi. Dato che le snellezze $(l/d)_0$ per $\rho \ll \rho_0$ risultano molto grandi si è assunto come valore massimo $(l/d)_0 = 36$.

Dividendo la lunghezza “efficace” l_{ef} di ciascun elemento inflesso per il coefficiente K specifico del suo schema statico la si trasforma nella lunghezza “normalizzata” $l_n = l_{ef}/k$ di un elemento ideale semplicemente appoggiato. Introducendo nella (2) la lunghezza “normalizzata” e la tensione di snervamento $f_{yk} = 450 N/mm^2$ dell’acciaio B450C prescritto nelle NTC si ottiene la “snellezza normalizzata”:

$$\left(\frac{l_n}{d}\right) = s \frac{310}{450} \frac{1}{\sigma_{s,QP}/f_{yk}} \left(\frac{l}{d}\right)_0 = 0,69 s \frac{1}{\sigma_{s,QP}/f_{yk}} \left(\frac{l}{d}\right)_0 \quad (5)$$

Il rapporto di tensioni $\sigma_{s,QP}/f_{yk}$ della (5) va calcolato nell’ipotesi di sezione parzializzata omogeneizzata per le sollecitazioni $M_{EK,QP}$ della combinazione di carico QP.

2.2 Stato limite di fessurazione

Nel caso di fessurazione dovuta a carichi è possibile secondo l’EC2 evitare fessure incontrollate e limitarne l’ampiezza a valori $w_k \leq 0,30$ mm, ammessi per le NTC per le classi di esposizione più comuni, se si limita il diametro ϕ_{max} o, in alternativa, l’interfero i_{max} delle barre longitudinali in funzione della tensione dell’acciaio $\sigma_{s,QP}$.

Per l’acciaio B450C la tabella 4 fornisce alcuni valori di ϕ_{max} e i_{max} in funzione di $\sigma_{s,QP}$ e del rapporto $\sigma_{s,QP}/f_{yk}$. I valori non in grassetto sono stati ricavati per interpolazione.

Tabella 4 - SLE di fessurazione – B450C

$\sigma_{s,QP}$ (N/mm^2)	$\sigma_{s,QP}/f_{yk}$	ϕ_{max} (mm)	i_{max} (mm)
160	0.36	32	300
180	0.40	28	275
200	0.45	22	245
230	0.51	18	215
240	0.53	16	200
260	0.58	14	175
280	0.62	12	150

2.3 Stato limite di limitazione delle tensioni

La tabella 5 riporta i valori limite secondo le NTC dei rapporti di tensioni σ_c/f_{ck} del calcestruzzo e σ_s/f_{yk} dell’acciaio per qualsiasi classe di esposizione ambientale e per le combinazioni QP e CA. La norma non fissa un limite al rapporto $\sigma_{s,QP}/f_{yk}$ per la combinazione QP, 0,62 è il massimo di tabella 4 per la verifica dello stato limite di fessurazione.

Tabella 5 – SLE di limitazione delle tensioni – valori limite

Calcestruzzo σ_c/f_{ck}		Acciaio σ_s/f_{yk}	
QP	CA	QP	CA
≤ 0.45	≤ 0.60	≤ 0.62	≤ 0.80

Per la verifica di tutti gli SLE – fessurazione, deformazione e tensione - occorre dunque calcolare i rapporti di tensione σ_c/f_{ck} e σ_s/f_{yk} per i momenti $M_{EK,QP}$ e $M_{EK,CA}$ delle combinazioni QP e CA.

Il procedimento descritto in [3] utilizza il modello di sezione parzializzata omogeneizzata trascurando, a favore di sicurezza, la presenza di un'eventuale armatura compressa.

Una sezione rettangolare o a T armata con armatura tesa di area A_s sollecitata dal generico momento M_{EK} presenta una configurazione deformata con asse neutro che “taglia” la sezione a distanza x_e (e = “elastico”) dal bordo compresso (figura 2).

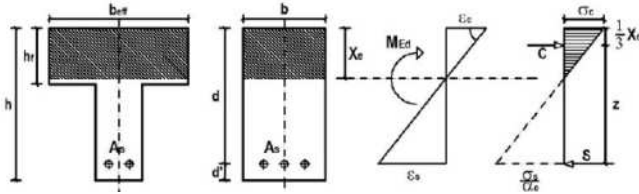


Figura 2– Sezione inflessa parzializzata - modello elastico

Nell'ipotesi di sezione piana la profondità x_e dell'asse neutro in esercizio può essere espressa mediante la “profondità relativa” ξ_e , cioè come frazione dell'altezza utile (d):

$$\xi_e = \frac{x_e}{d}$$

Indicando con α_e è il “coefficiente di omogeneizzazione” dell'acciaio e con ρ il rapporto geometrico dell'armatura tesa la profondità dell'asse neutro vale [3]:

$$\xi_e = \frac{x_e}{d} = \alpha_e \rho \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_e \rho}} - 1 \right) \quad (6)$$

Definito il “momento flettente ridotto” adimensionale:

$$\mu_k = \frac{M_{EK}}{b d^2 f_{ck}}$$

introducendo ξ_e e ρ nelle equazioni di equilibrio alla rotazione si ottengono due relazioni adimensionali:

$$\mu_k = \frac{\sigma_c}{f_{ck}} \xi_e \left(1 - \frac{\xi_e}{3} \right) \quad \mu_k = \frac{\sigma_s}{f_{yk}} \rho \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \left(1 - \frac{\xi_e}{3} \right)$$

da cui si ricavano i rapporti di tensione da confrontare con i limiti di tabella 5:

$$\frac{\sigma_c}{f_{ck}} = \frac{\mu_k}{\xi_e \left(1 - \frac{\xi_e}{3} \right)} \quad \frac{\sigma_s}{f_{yk}} = \frac{\mu_k}{\rho \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \left(1 - \frac{\xi_e}{3} \right)} \quad (7)$$

Le tensioni dipendono dalla profondità ξ_e dell'asse neutro. A parità di geometria e armatura della sezione, ξ_e cresce al crescere del valore del “coefficiente di omogeneizzazione” α_e perchè aumentando il “peso” dell'armatura omogeneizzata sull'area totale l'asse neutro si sposta verso il basso. Secondo le NTC si possono assumere $\alpha_e = 15$ costante indipendente dalla classe di calcestruzzo e dal tempo, oppure α_e variabili con la classe di calcestruzzo e calcolati assumendo per l'acciaio $E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$ e per il calcestruzzo il modulo elastico “efficace” $E_{c,ef} = E_{cm} / (1 + \phi_{\infty, t_0})$ in cui E_{cm} è il modulo elastico medio funzione della classe di calcestruzzo e ϕ_{∞, t_0} è il coefficiente di viscosità del calcestruzzo a lungo

termine per un'età t_0 di messa in carico dell'elemento. Per le NTC e l'EC2 $\phi_{\infty, t_0} = 2.0$ in assenza di valutazioni più precise.

Il modulo elastico “efficace” tiene conto che per effetto della viscosità dovuto ad azioni di lunga durata aumenta la profondità dell'asse neutro: di conseguenza le tensioni nel calcestruzzo diminuiscono, le tensioni nell'acciaio aumentano.

Secondo le NTC sono: $E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$ e $\phi_{\infty, t_0} = 2.0$. Si ottengono i valori di tabella 6.

Tabella 6 – Coefficiente di omogeneizzazione $\alpha_e (E_{c,ef})$

	C16/20	C20/25	C25/30	C28/35	C32/40	C35/45
f_{ck} N/mm ²	16.60	20.75	24.90	29.05	33.20	37.35
$E_{c,ef}$ N/mm ²	9607	10067	10482	10863	11214	11542
$\alpha_e (E_{c,ef})$	21.9	20.9	20.0	19.3	18.7	18.2

A rigore il valore $\alpha_e(E_{c,ef})$ calcolato in base al modulo “efficace” del calcestruzzo andrebbe impiegato solo per il calcolo delle tensioni sotto azioni di lunga durata (combinazione QP) ma dato che, diminuendo α_e , diminuisce la profondità dell'asse neutro dunque per la [7] la tensione dell'acciaio, l'unica di cui nelle norme è richiesto il controllo nella combinazione CA, a favore di sicurezza si può utilizzare il valore $\alpha_e (E_{cef})$ per tutti gli SLE.

3 STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE

3.1 Materiali

La resistenza a compressione “di progetto” (pedice “d” = “design”) del calcestruzzo si ricava con la relazione:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 0,83 R_{ck}}{1,50} = 0,47 R_{ck}$$

I valori di γ_c e α_{cc} sono quelli delle NTC. Fino alla classe C45/55 la deformazione massima del calcestruzzo compresso per flessione è assunta pari a $\epsilon_{cu2} = 3,5\%$. La resistenza e la deformazione “di progetto” dell'acciaio sono:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 0,87 f_{yk} \quad \epsilon_{syd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

Il diagramma “di progetto” (σ - ϵ) dell'acciaio, schematizzato con due rette di diversa pendenza, raggiunge la tensione limite ($\alpha_s f_{yk}$) in corrispondenza dell'allungamento al carico massimo ϵ_{uk} (A_{gt} nelle NTC) (figura 3 a sinistra). Il coefficiente α_s è il rapporto (f_t/f_y)_k dichiarato dal produttore, Secondo le NTC sono $\alpha_s \geq 1.15$ e $\epsilon_{ud} = 0,90 \epsilon_{uk} = 67.5\%$. Anche se il diagramma è simmetrico, la deformazione dell'acciaio compresso è vincolata dalla deformazione massima del calcestruzzo compresso e non può $\epsilon_s = 3.5\%$.

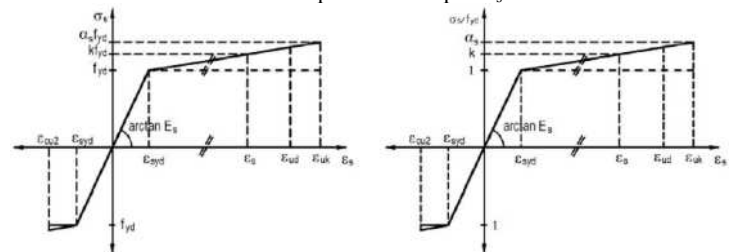


Figura 3 – Acciaio - diagramma di progetto

Assumendo tensioni e deformazioni in valore assoluto, esprimendo le tensioni σ_s e σ'_s come multipli o sottomultipli della tensione f_{yd} mediante i rapporti:

$$k = \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \quad k' = \frac{\sigma'_s}{f_{yd}}$$

per un acciaio B450C con $\alpha_s = 1,15$ e $\varepsilon_{svd} = 1,86\%$ sono [3]:

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_{svd} \quad k = \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{svd}} = \frac{\varepsilon_s}{1,86} \leq 1 \quad (8)$$

$$\varepsilon_{svd} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud} \quad k = 1 + \frac{(\alpha_s - 1)}{(75 - 1,86)} (\varepsilon_s - 1,86) \approx 1 + 0,002 (\varepsilon_s - 1,86) \quad (9)$$

Le (8) e (9) valgono anche per k' . Il diagramma di $k, k' f(\varepsilon)$ è rappresentato a destra in figura 3.

3.2 Aree d'armatura "ideali"

Sono dette "ideali" e indicate con pedice "o" le aree A_{so} e A'_{so} delle armature tesa e compressa che, alla tensione di riferimento f_{yd} , forniscono le stesse risultanti di trazione S e compressione S' delle aree reali alle tensioni σ_s e σ'_s :

$$S = \sigma_s A_s = f_{yd} A_{so} \quad S' = \sigma'_s A'_s = f_{yd} A'_{so}$$

$$A_{so} = \frac{A_s \sigma_s}{f_{yd}} = k A_s \quad A'_{so} = \frac{A'_s \sigma'_s}{f_{yd}} = k' A'_s$$

In progetto si pone $\sigma_s = \sigma'_s = f_{yd}$ ($k = k' = 1$), si calcolano le aree "ideali" A_{so} e A'_{so} e si ricavano le aree reali:

$$A_s = \frac{A_{so}}{k} \quad A'_s = \frac{A'_{so}}{k'}$$

L'area reale è minore dell'area "ideale" quando $\sigma_s > f_{yd}$ ($k > 1$), maggiore quando $\sigma_s < f_{yd}$ ($k < 1$).

3.3 Equazioni di equilibrio

Per le sezioni inflesse allo SLU ($N_{Ed} = 0, M_{Ed} \neq 0$) una soluzione razionale prevede di disporre solo armatura tesa A_s o, nel caso dei nodi trave-pilastro o per limitare la deformazione oppure sempre in zona sismica, armatura tesa A_s e compressa A'_s . L'asse neutro "taglia" la sezione alla profondità x_u (figura 4).

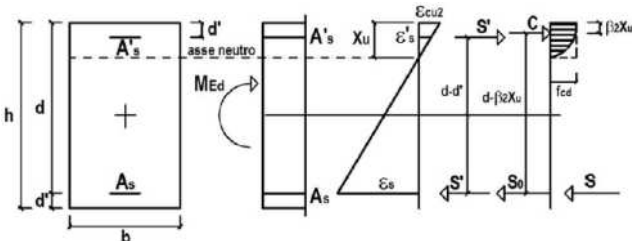


Figura 4 – Momento M_{Ed} e coppie resistenti interne

Allo SLU sono di interesse tutte e solo le configurazioni deformate in cui la deformazione del calcestruzzo al bordo compresso è pari alla deformazione ultima $|\varepsilon_c| = |\varepsilon_{cu2}|$ mentre la deformazione ε_s dell'acciaio varia tra la deformazione ε_{yd} e la deformazione ultima ε_{ud} . Perché risulti $N_{Ed} = 0$ deve essere

$$C + S' = S \Rightarrow \beta_1 f_{cd} x_u b + \sigma'_s A'_s = \sigma_s A_s$$

Il momento resistente di SLU $M_{Rd} = C z + S'(d-d')$ è somma di due coppie interne (figura 4):

- una coppia calcestruzzo-acciaio $C - S_0$ formata dalle risultanti C del calcestruzzo compresso e S_0 di parte dell'armatura tesa, il cui braccio di leva è $z = (d - \beta_2 x_u)$;

- una coppia acciaio-acciaio $S' - S''$ formata dalle risultanti S' dell'armatura compressa e dell'armatura tesa residua, con braccio di leva $(d-d')$. Pertanto:

$$M_{Rd} = \beta_1 f_{cd} x_u b (d - \beta_2 x_u) + \sigma'_s A'_s (d-d')$$

Per $A'_s = 0$, $\sigma_s = k f_{yd}$ esprimendo le tensioni in valore assoluto le equazioni di equilibrio diventano:

$$\beta_1 f_{cd} x_u b = k f_{yd} A_s = f_{yd} A_{so}$$

$$M_{Rd} = \beta_1 f_{cd} x_u b (d - \beta_2 x_u) = k f_{yd} A_s (d - \beta_2 x_u) = f_{yd} A_{so} (d - \beta_2 x_u)$$

I coefficienti di riempimento β_1 e di posizione β_2 sono funzione della deformazione massima del calcestruzzo ε_{cu} : a $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu2} = 3,5\%$ corrispondono $\beta_1 = 0,810$ e $\beta_2 = 0,416$.

Le incognite del progetto sono sei: le classi di acciaio e calcestruzzo, le dimensioni della sezione b, d e le aree A_s e A'_s . Dato che due equazioni di equilibrio possono fornire solo due incognite, occorre fissare i valori di quattro incognite.

Le caratteristiche dei materiali da adottare in progetto sono specifiche di ciascun paese. L'Italia ha scelto l'acciaio B450 C con $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$. La classe di resistenza del calcestruzzo è legata, oltre che alle esigenze strutturali, alla durabilità dell'opera nella specifica classe di esposizione ambientale. Il progetto architettonico o la verifica allo SLE di deformazione possono individuare l'altezza h dell'elemento inflesso e di conseguenza la sua altezza utile ($d = h - d'$), dato che la distanza del baricentro delle armature dal bordo di calcestruzzo più vicino $d' = c_{nom} + \phi_{st} + 1/2 \phi_l$ è nota in quanto dipende dal copriferro nominale c_{nom} , funzione della classe di esposizione ambientale, e dai diametri ϕ_{st} delle staffe e ϕ_l delle barre longitudinali d'armatura.

Restano tre incognite, la larghezza (b) della zona compressa e le aree d'armatura A'_s e A_s : se si fissa un valore del rapporto A'_s/A_s imponendo $M_{Ed} = M_{Rd}$ le equazioni di equilibrio individuano la larghezza (b) della zona compressa della sezione e l'area A_s dell'armatura tesa.

3.4 Tabella universale

Allo SLU progetto e verifica sono facilitati dall'uso di grandezze adimensionali che permettono, oltre che di trattare in maniera univoca tipologie definite di sezione (rettangolari, a T ecc) di dimensioni variabili, di impostare strategie operative efficaci e di semplice impiego. Tale metodologia, descritta per la prima volta in [4], si basa sulle grandezze:

$$\mu_d = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} \quad \text{momento flettente ridotto allo SLU}$$

$$\xi_u = \frac{x_u}{d} \quad \text{profondità relativa dell'asse neutro allo SLU}$$

$$\omega_o = \frac{A_{so} f_{yd}}{bd f_{cd}} \quad \text{rapporto "meccanico" dell'area ideale } A_{so}$$

e sulle equazioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione espresse in termini adimensionali:

$$\beta_1 \xi_u = \omega_o \quad (10)$$

$$\mu_d = \beta_1 \xi_u (1 - \beta_2 \xi_u) \quad (11)$$

Per una sezione con $b = d = f_{cd} = 1$ tali equazioni rappresentano (figura 5):

ξ_u la profondità dell'asse neutro

$\beta_1 \xi_u$ la risultante del calcestruzzo compresso

ω_o la risultante dell'armatura tesa

$1 - \beta_2 \xi_u$ il braccio di leva della coppia calcestruzzo - acciaio

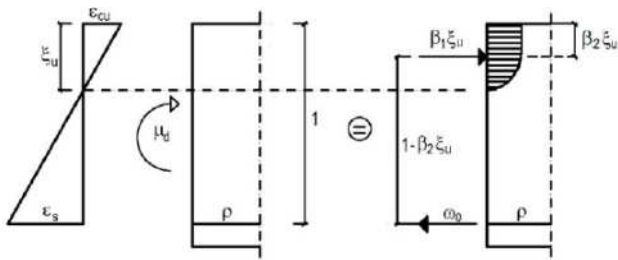


Figura 5 – Coppia resistente interna adimensionale

Con $\epsilon_{cu} = 3.5\%$ la profondità dell'asse neutro ξ_u in funzione della deformazione ϵ_s in ‰ vale (figura 5):

$$\xi_u = \frac{x_u}{d} = \frac{1}{1 + |\epsilon_s|/|\epsilon_{cu}|} = \frac{1}{1 + |\epsilon_s|/3.5} \quad (12)$$

Per le (10) e (11) μ_d e ω_o sono funzione solo della profondità ξ_u a sua volta, per la (12), funzione solo della deformazione dell'acciaio ϵ_s . Dato che per le (8) e (9) anche il coefficiente k è funzione solo di ϵ_s , assegnati tipo e classe d'acciaio a ogni valore ϵ_s corrisponde un valore di k , ξ_u , ω_o e del momento μ_d . Al singolo valore ω_o corrispondono poi più valori del rapporto ρ , uno per ogni classe di calcestruzzo:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{A_{so}}{k \cdot bd} = \frac{\omega_o \cdot f_{cd}}{k \cdot f_{yd}}$$

Per un acciaio B450C con $\alpha_s = 1.15$ facendo variare ϵ_s nell'intervallo $\epsilon_{syd} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{ud}$ si calcolano per assegnate classi di calcestruzzo i valori di k , ξ_u , μ_d , ω_o e del rapporto geometrico ρ . In base alle deformazioni limite del tratto elasto- plastico la profondità ξ_u varia tra:

$$\xi_u = \frac{1}{1 + 67.5/3.5} = 0.05 \quad \text{e} \quad \xi_u = \frac{1}{1 + 1.86/3.5} = 0.65$$

cioè tra il 5 e il 65% dell'altezza utile. Alcuni valori sono riportati in tabella 6, la tabella completata con altre variabili di interesse per il progetto è riportata in [3].

Tabella 6 – Flessione - tabella universale

ϵ_s ‰	k	ξ_u	μ_d	ω_o	ρ % per R_{ck}	
					20	40
67.5	1.13	0.05	0.039	0.040	0.13	0.19
51.3	1.10	0.06	0.050	0.052	0.13	0.25
20.6	1.04	0.15	0.110	0.117	0.27	0.54
13.8	1.02	0.20	0.150	0.164	0.39	0.77
9.0	1.01	0.28	0.200	0.227	0.54	1.07
4.5	1.01	0.44	0.290	0.355	0.85	1.70
4.28	1.00	0.45	0.296	0.364	0.87	1.74
3.8	1.00	0.48	0.310	0.387	0.93	1.85
2.7	1.00	0.57	0.350	0.458	1.10	2.20
2.0	1.00	0.64	0.380	0.518	1.24	2.49
1.86	1.00	0.65	0.385	0.529	1.27	2.54

La tabella contiene, nell'ordine:

- la deformazione ϵ_s dell'acciaio teso;
- il coefficiente k legato all'incrudimento del materiale;
- la profondità relativa dell'asse neutro ξ_u allo SLU;
- il momento ridotto μ_d di SLU;

- il rapporto meccanico dell'armatura "ideale" ω_o ;
- per due classi di calcestruzzo, il rapporto $\rho = A_s/bd$ dell'armatura reale A_s in ‰;

La linea parzialmente seghettata con riferimento ρ_o corrisponde ai valori che individuano quelle sezioni definite dall'EC2 "poco sollecitate, poco armate" per la verifica allo SLE di deformazione: si tratta di rapporti d'armatura ρ che corrispondono al passaggio dai solai e piastre alle travi.

La linea continua per $\xi_u = 0.450$ evidenzia il limite superiore perché possano essere applicati, anche allo SLU, i modelli elastico lineari per il calcolo delle sollecitazioni di elementi iperstatici come le travi continue o le travi dei telai soggette prevalentemente a flessione.

4 PROGETTO DELLE SEZIONI

4.1 Stati limite di esercizio - coefficienti k_{cc} , k_{cs} , k_{fd}

I momenti delle risultanti di compressione C e di trazione S rispetto al punto di applicazione della risultante C e al baricentro dell'armatura tesa agli SLE e SLU sono:

$$\text{SLE } M_{Ek} = 0.50 \sigma_c x_c b (d - 0.333 x_c) = \sigma_s A_s (d - 0.333 x_c)$$

$$\text{SLU } M_{Ed} = 0.81 f_{cd} x_u b (d - 0.416 x_u) = k f_{yd} A_s (d - 0.416 x_u)$$

Dividendo i termini dei momenti M_{Ek} e M_{Ed} membro a membro, posto $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 f_{ck} / 1.50$, e $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = f_{yk} / 1.15$, introducendo le profondità relative ξ_u e ξ_e dell'asse neutro agli SLE e SLU e riordinando si ottengono:

$$\frac{\sigma_c}{f_{ck}} = 0.917 \frac{\xi_u}{\xi_e} \left(\frac{1 - 0.416 \xi_u}{1 - 0.333 \xi_e} \right) \cdot \frac{M_{Ek}}{M_{Ed}} \quad (13)$$

$$\frac{\sigma_s}{f_{yk}} = 0.870 k \left(\frac{1 - 0.416 \xi_u}{1 - 0.333 \xi_e} \right) \cdot \frac{M_{Ek}}{M_{Ed}} \quad (14)$$

Per tipo, classe e rapporto α_s dell'acciaio assegnati a ciascun momento μ_d di SLU corrispondono (tabella 6) un solo valore di ξ_u ma più valori, uno per ogni classe di calcestruzzo, del rapporto ρ . Fissato il coefficiente α_e a ogni valore ρ corrisponde un valore di ξ_e . Esiste dunque una correlazione tra ξ_u e ξ_e funzione del momento di SLU μ_d e della classe di calcestruzzo. Per l'acciaio B450C e il calcestruzzo C25/30 in figura 6 sono riportati in funzione di μ_d i valori di ξ_u , ξ_e , del rapporto ξ_u/ξ_e e del rapporto tra i bracci di leva interni.

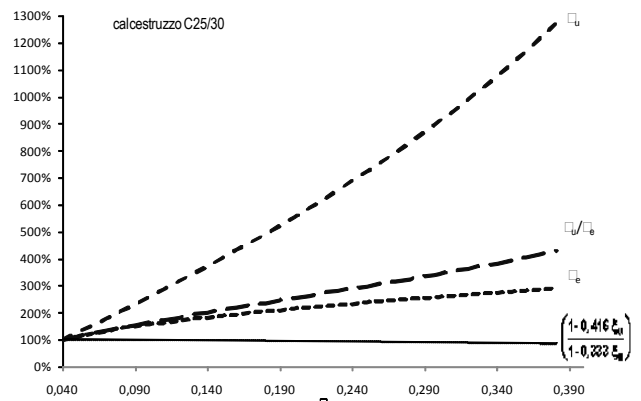


Figura 6 – Profondità asse neutro e braccia di leva

Le curve sono tracciate assumendo come riferimento 100% i valori di ξ_u e ξ_e per il momento $\mu_d = 0.039$ minimo di tabella 6. La figura evidenzia che il rapporto ξ_u/ξ_e cresce con

μ_d , che il rapporto tra i bracci di leva è pressoché costante nell'intorno dell'unità. Quest'ultimo è inoltre praticamente indipendente dalla classe di calcestruzzo. Posti

$$k_{\sigma_c} = 0,917 \frac{\xi_u}{\xi_e} \cdot \left(\frac{1-0,416 \frac{\xi_u}{\xi_e}}{1-0,333 \frac{\xi_u}{\xi_e}} \right) \quad k_{\sigma_s} = 0,870 k \left(\frac{1-0,416 \frac{\xi_u}{\xi_e}}{1-0,333 \frac{\xi_u}{\xi_e}} \right)$$

le (13) e (14) permettono il calcolo dei rapporti di tensione per la verifica degli stati limite di esercizio con le relazioni:

$$\frac{\sigma_c}{f_{ck}} = k_{\sigma_c} \frac{M_{Ek}}{M_{Ed}} \quad \frac{\sigma_s}{f_{yk}} = k_{\sigma_s} \frac{M_{Ek}}{M_{Ed}} \quad (15)$$

A seconda dello stato limite di esercizio di interesse nelle (15) va introdotto $M_{EK,QP}$ o $M_{EK,CA}$. Per lo stato limite di deformazione, sostituendo nella (5) il rapporto σ_s/f_{yk} della (15) si ottiene:

$$\left(\frac{l_n}{d} \right) = s \frac{k_{l/d}}{M_{EK,QP} / M_{Ed}} \quad k_{l/d} = \frac{0,69}{k_{\sigma_s}} \left(\frac{l}{d} \right)_0 \quad (16)$$

Come k_{σ_c} e k_{σ_s} anche la snellezza di riferimento $(l/d)_0$ è funzione solo della classe del calcestruzzo e del rapporto geometrico ρ . Per ogni momento μ_d e classe di calcestruzzo si ha dunque un solo valore di k_{σ_c} , di k_{σ_s} e di $k_{l/d}$. Alcuni valori sono riportati in tabella 7, la tabella completa è in [3].

Tabella 7 – k_{σ_c} , k_{σ_s} e $k_{l/d}$ (μ_d , R_{ck}) - acciaio B450C, $\alpha_e(E_{c,eff})$

μ_d	Calcestruzzo					
	C20/25			C28/35		
	k_{σ_c}	k_{σ_s}	$k_{l/d}$	k_{σ_c}	k_{σ_s}	$k_{l/d}$
0.039	0.22	1.04	23.9	0.21	1.05	23.7
0.140	0.49	0.94	13.2	0.46	0.95	13.1
0.150	0.51	0.93	12.9	0.48	0.95	12.7
0.200	0.62	0.91	11.9	0.58	0.92	11.7
0.250	0.71	0.88	11.4	0.67	0.90	11.2
0.296	0.80	0.85	11.2	0.75	0.87	11.0
0.385	0.94	0.78	11.4	0.90	0.79	11.2
α_e	20.9			19.3		

Al crescere del momento μ_d :

- k_{σ_c} aumenta perché (figura 6) il rapporto tra i bracci di leva è costante ma ξ_u/ξ_e cresce;
- k_{σ_s} , che varia molto poco al variare della classe di calcestruzzo, diminuisce perché il rapporto tra i bracci di leva è costante ma k diminuisce;
- $k_{l/d}$ diminuisce perché $(l/d)_0$ diminuisce più di quanto diminuisce k_{σ_s} e varia in modo significativo solo per valori μ_d che corrispondono a rapporti ρ di solai e piastre ma è pressoché costante per rapporti ρ tipici delle travi, confermando quanto evidenziato dalle curve di figura 1.

L'esame della tabella 7 permette alcune considerazioni:

- SLE di limitazione delle tensioni – acciaio

Da tabella 5 per la combinazione CA è $\sigma_s/f_{yk} \leq 0.80$. Si è già evidenziato come al variare del rapporto Q/G risulti sempre $M_{EK,CA}/M_{Ed} \leq 0.76$ (tab. 1). Dato che il valore massimo di k_{σ_s} è k_{σ_s} in tabella 7 è 1.05 ($\mu_d = 0.039$, C28/35), nella situazione più sfavorevole la (15) fornisce esattamente $\sigma_s/f_{yk} = (1.05 \times 0.76) = 0.80$. Per una trave inflessa progettata allo SLU con la tabella 6 è sempre $\mu_d > 0,39$ dunque la verifica

delle tensioni dell'acciaio per la combinazione CA è generalmente superflua e va tenuta in conto solo quando si applichi la redistribuzione dei momenti flettenti

- SLE di limitazione delle tensioni – calcestruzzo

I limiti di norma sono $\sigma_c/f_{ck} \leq 0,45$ per la combinazione QP e $\sigma_c/f_{ck} \leq 0,60$ per la combinazione CA: nel passaggio dalla combinazione QP alla CA la tensione limite aumenta dunque da 0,45 f_{ck} a 0,60 f_{ck} cioè del 33%. Stante la proporzionalità tra sollecitazioni e tensioni propria del modello elastico lineare, se per una sezione di geometria e armatura assegnate se nel passaggio dalla combinazione CA alla QP le sollecitazioni diminuiscono meno del $(0,45/0,60) \times 100 = 75\%$, la verifica della combinazione QP “copre” anche la combinazione CA. Ciò si verifica per tutti i casi evidenziati con fondino in tabella 2, che coprono le situazioni di progetto più comuni per strutture realizzate con materiali “pesanti”.

4.2 Geometria delle sezioni – procedura di progetto

La procedura descritta nel seguito si applica alle travi; per solai e piastre e travi si veda [3].

Si vogliono individuare l'altezza utile d o le dimensioni (b e d) e l'armatura di una generica sezione inflessa di una travata, in modo che sia garantito il rispetto di tutti gli stati limite, sia ultimi che di esercizio. In fase di progetto sono noti:

- la classe del calcestruzzo, individuata sulla base di considerazioni di durabilità ed economia dell'opera;
 - il tipo e la classe dell'acciaio;
- e, per ciascuna trave della travata:
- la forma della sezione trasversale (rettangolare o a T);
 - la lunghezza efficace l_{ef} , distanza tra gli assi dei pilastri;
 - lo schema di vincolo (appoggio semplice, continuità a una o a entrambe le estremità, mensola);
 - i carichi permanenti portati G_2 , i carichi variabili Q_k e i relativi coefficienti ψ_2 .

Nel caso di elementi inflessi – solai, travi continue, travi di telai - il progetto della geometria della sezione va effettuato per le sollecitazioni flettenti massime di campata senza tenere conto, a favore di sicurezza, dell'armatura compressa. In corrispondenza degli appoggi di continuità (le travi per i solai, i pilastri per le travi) le sollecitazioni flettenti sono in genere maggiori di quelle di campata ma si può sia tener conto della presenza dell'armatura compressa che ridurre le sollecitazioni “arrotondando” (nel caso dei solai) oppure “ridistribuendo” (nel caso delle travi) i momenti flettenti. Nelle sezioni di campata tali riduzioni non sono applicabili ma sono sempre presenti barre longitudinali compresse o come semplici barre reggi staffe oppure, in zona sismica, in quantità significativa (almeno il 25% dell'armatura inferiore tesa): si hanno effetti benefici sia per le tensioni di compressione del calcestruzzo in esercizio che per la deformabilità degli elementi. Non tenere conto dell'armatura compressa in fase di progetto delle sezioni è dunque a favore di sicurezza.

Per le travi l'altezza totale h e di conseguenza l'altezza d può essere già fissata nel caso di travi in spessore di solaio e resta da definire solo la larghezza b della zona compressa; nel caso di travi fuori spessore sono viceversa da individuare entrambe le dimensioni (b, d). In zona sismica la larghezza b dipende dallo spessore del solaio e dalla dimensione dei pilastri perpendicolare alla direzione delle travi.

Definiti classe e resistenza di progetto f_{cd} del calcestruzzo, per individuare la geometria (bd) di una sezione per una

sollecitazione M_{Ed} di SLU assegnata, il Progettista potrebbe teoricamente assumere come riferimento uno qualsiasi dei valori μ_d di tabella 6. A parità di altezza utile “d” l’impiego di valori μ_d molto grandi porta a sezioni con larghezza b della zona compressa così limitata da comportare tensioni del calcestruzzo in esercizio che non rispettano lo stato limite di limitazioni delle tensioni. Obiettivo del progetto è dunque individuare quel valore μ_{dlim} di tabella 6 che garantisce il rispetto, oltre che dello SLU, degli SLE di limitazione delle tensioni e di deformazione. In base al momento M_{Ed} tale μ_{dlim} permette di individuare o la base b se è fissata l’altezza utile d (travi in spessore di solaio), oppure, la minima altezza utile d che corrisponde a una base b assegnata. Definita la geometria della sezione la verifica dello SLE di fessurazione individua il diametro massimo delle barre longitudinali.

Il valore μ_{dlim} di tabella 6 in grado di garantire sia la capacità portante allo SLU che il rispetto di tutti gli SLE si ricava imponendo il rispetto del limite delle tensioni del calcestruzzo nella combinazione QP:

$$\frac{\sigma_{c,QP}}{f_{ck}} = k_{\sigma c,QP} \frac{M_{Ek,QP}}{M_{Ed}} = 0.45$$

ottenendo, per ogni valore $k_{\sigma c}$ di tabella 7, il valore del rapporto:

$$\frac{M_{Ek,QP}}{M_{Ed}} = \frac{0.45}{k_{\sigma c,QP}} \quad (17)$$

Per gli stessi momento μ_d e classe di calcestruzzo che individuano tale rapporto $M_{Ek,QP}/M_{Ed}$ la tabella 7 fornisce:

- il valore di $k_{l/d}$ che, diviso per lo stesso $M_{Ek,QP}/M_{Ed}$, fornisce con la (16) il valore della massima snellezza “normalizzata” (l_n/d) della trave con sezione rettangolare ($s = 1,0$) che rispetta la verifica a deformazione;
- il valore $k_{\sigma s}$ che, moltiplicato per lo stesso $M_{Ek,QP}/M_{Ed}$, fornisce con la (15) un valore del rapporto $\sigma_{s,QP}/f_{yk}$ in base al quale in tabella 2 si individua il diametro ϕ_{max} delle barre che rispetta la verifica a fessurazione.

La tabella 8 riporta alcuni valori di μ_d , $M_{Ek,QP}/M_{Ed}$ (l_n/d) e ϕ_{max} in funzione della classe di calcestruzzo.

Tabella 8 – Tabella di progetto - $\gamma_G = 1,30$ $\alpha_e = 15$ $s = 1,0$

μ_{dlim}	Calcestruzzo R_{ck}					
	25			35		
	$\frac{M_{Ek,QP}}{M_{Ed}}$	l_n/d	ϕ_{max}	$\frac{M_{Ek,QP}}{M_{Ed}}$	l_n/d	ϕ_{max}
0.180	0.75	16.5				
0.200	0.70	17.1	12	0.76	15.6	
0.250	0.61	18.9	16	0.65	17.3	14
0.296	0.54	20.7	20	0.58	19.0	18
0.310	0.53	21.3	22	0.57	19.6	20
0.320	0.52	21.8	24	0.55	20.0	20
0.385	0.46	25.0	32	0.49	23.1	30

Dato che $k_{\sigma c}$ aumenta all’aumentare di μ_d , perché risulti sempre $\sigma_c/f_{ck} = 0,45$ per la (15) il rapporto $M_{Ek,QP}/M_{Ed}$ deve diminuire al crescere di μ_d : diminuisce la tensione dell’acciaio

e di conseguenza aumentano i valori di snellezza normalizzata l_n/d e di ϕ_{max} .

La tabella 8 parte da $\mu_d = 0,180$ perché per valori minori la (17) fornisce $M_{Ek,QP}/M_{Ed} < 0,77$, valore massimo teoricamente possibile (tabella 1) quando $Q = 0$: se $\mu_d < 0,180$ la verifica dello stato limite di limitazione delle tensioni è dunque sempre soddisfatta. La tabella 6 evidenzia che tale condizione si applica sempre ai solai e alle piastre, la cui larghezza della zona compressa di progetto, in genere $b = 1$ m, garantisce limitate tensioni del calcestruzzo allo SLE.

La tabella 8 si basa sulla verifica del limite della tensione del calcestruzzo nella combinazione QP ($\sigma_c/f_{ck} \leq 0,45$), pari ai $\frac{3}{4}$ del limite prevista per la combinazione CA ($\sigma_c/f_{ck} \leq 0,60$). Quando $M_{Ek,QP} < 0,75 M_{Ek,CA}$ il progetto è governato dalla combinazione CA: per garantire che $\sigma_c/f_{ck} \leq 0,60$, si deve in tal caso entrare in tabella 8 con il rapporto “fittizio”:

$M_{Ek,QP}/M_{Ed} = 0,75 M_{Ek,CA}/M_{Ed}$
 maggiore del rapporto $M_{Ek,QP}/M_{Ed}$ reale. risultano, a favore di sicurezza, valori μ_{dlim} e snellezze l_n/d minori di quelle che si sarebbero ottenuti utilizzando il rapporto $M_{Ek,QP}/M_{Ed}$ reale.

In fase di progetto il rapporto $M_{Ek,QP}/M_{Ed}$ che definisce μ_{dlim} può essere calcolato con la (1) in base alla sola conoscenza dei carichi G e Q che gravano su ciascuna trave, dunque se è disponibile la sola analisi dei carichi dunque prima di effettuare l’analisi strutturale. Una stima di M_{Ed} si ottiene considerando la trave isostatica di lunghezza normalizzata l_n caricata con i carichi G e Q .

Se si vuole progettare una sezione per $\mu_d > \mu_{dlim}$ perché si vuole ridurre la larghezza b della trave oppure per sollecitazioni M_{Ed} maggiori di quelle di campata, occorre disporre nella sezione armatura doppia, tesa e compressa. Dell’armatura compressa va preliminarmente verificata l’efficacia in base alla sua posizione nella sezione. Il procedimento è descritto in [3].

5 CONCLUSIONI

In flessione i modelli di calcolo comunemente adottati per la verifica degli SLE e allo SLU permettono di identificare un momento ridotto μ_{dlim} che consente, stimate le sollecitazioni massime di flessione allo stato limite ultimo M_{Ed} in campata delle travi, di definire sezioni con geometrie tali da garantire la verifica di tutti gli stati limite, ultimi e di esercizio.

Il procedimento descritto, che può essere utilizzato per il controllo preliminare, per ciascuna trave di una travata, della geometria delle sezioni, della snellezza normalizzata – dunque della distanza tra i pilastri - e del diametro delle barre, è agevolmente implementabile nei programmi di calcolo.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Norme Tecniche per le Costruzioni (2008) – D.M 14/2/2008, G.U. n. 29 del 4.2.2008 Supp. Ord. N. 30
- [2] UNI EN 1992-1-1 (2005) - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo– Parte 1 – Regole generali e regole per gli edifici – UNI, Milano
- [3] BIASIOLI, F (a cura di) (2011) – Raccolta di Quaderni Tecnici – Edizione disponibile su www.euroconcrete.it
- [4] MONTOYA, P.J et al. – Hormigon armado - (2000) – Ed. Gustavo Gili, Barcelona.

STUDIO COMPARATIVO TRA ANALISI MODALE CON SPETTRO DI RISPOSTA E ANALISI DINAMICA NON LINEARE NELLA PROGETTAZIONE SISMICA DI STRUTTURE IN CALCESTRUZZO

Fabio Biondini¹, Andrea Titi², Giandomenico Toniolo³, Marco Valente⁴

1 Professore Associato, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

2 Studente di Dottorato, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

3 Professore Ordinario, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

4 Ricercatore, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

SOMMARIO

La memoria presenta uno studio parametrico sulla risposta sismica di strutture multipiano in calcestruzzo. Vengono posti a confronto i risultati ottenuti mediante analisi modale con spettro di risposta e analisi dinamica non lineare. Nei casi esaminati il confronto mostra che l'analisi modale consente una stima adeguata degli spostamenti di piano, con valori generalmente a favore di sicurezza, mentre tende a sottostimare in modo significativo le sollecitazioni. Rimane da valutare il ruolo della duttilità nel fornire una risorsa nei confronti del collasso della struttura.

SUMMARY

This paper presents a parametric investigation of the seismic response of multi-storey concrete frame structures. The results obtained by response spectrum modal analysis and non linear dynamic analysis are compared. For the cases studied it is shown that the response spectrum modal analysis allows a reliable estimation of the storey displacements, with values generally on the safe side, whereas it may lead to a significant underestimation of the internal stresses. The role of ductility in the prevention of structural collapse remains however an open issue.

1. INTRODUZIONE

L'analisi modale con spettro di risposta trova ampia applicazione nella progettazione sismica di strutture in calcestruzzo [4]. Con tale metodo si valuta il contributo alla risposta sismica dei singoli modi di vibrare mediante la risoluzione di un problema agli autovalori e si stimano gli effetti globali attraverso opportuni metodi di combinazione modale. La scelta del metodo di combinazione SRSS (square root of the sum of the squares) o CQC (complete quadratic combination) dipende dalla differenza tra i periodi associati a modi di vibrare consecutivi.

Nell'analisi modale si assume un comportamento di tipo elastico lineare con riferimento alle proprietà modali della struttura in regime fessurato e si tiene conto globalmente degli effetti dissipativi attraverso una riduzione dello spettro di risposta elastico mediante un coefficiente denominato fattore di struttura q o fattore di riduzione R . In letteratura sono disponibili molti studi per la calibrazione del fattore di riduzione R ([3], [7], [10], [11]), con estese indagini numeriche svolte per sistemi ad un grado di libertà (SDOF), e, seppure in misura minore, per sistemi a più gradi di libertà (MDOF). Per tenere conto delle incertezze coinvolte nella definizione dell'azione sismica e nella caratterizzazione delle proprietà del sistema, in alcuni casi queste analisi sono state sviluppate in ambito probabilistico [2].

L'approccio basato sull'analisi modale ha quindi un costo computazionale limitato e, con una opportuna calibrazione del fattore di riduzione R , si ritiene in genere conservativo rispetto a metodi più affinati di analisi dinamica non lineare. Recenti studi svolti nell'ambito di un progetto europeo denominato SAFECAST [1] hanno tuttavia evidenziato come una tale impostazione non abbia validità generale. Il progetto prevede la realizzazione di prove pseudo-dinamiche presso il Laboratorio ELSA del Centro Comune di Ricerca di Ispra su una struttura in calcestruzzo di tre piani in scala al vero (Fig. 1) con diversi assetti delle connessioni trave-pilastro. Tra gli schemi strutturali esaminati si considerano i tre mostrati nelle Figg. 2, 3 e 4: telaio con connessioni a cerniera tra travi e pilastri su tutti i piani (Modello A); telaio con connessioni a cerniera nei primi due piani e connessioni monolitiche al terzo piano (Modello B); telaio con connessioni monolitiche su tutti i piani (Modello C). Il prototipo è stato progettato secondo i criteri dell'Eurocodice 8 [4] e la risposta attesa in sede di prova è stata poi valutata mediante analisi modali con spettro di risposta (MOD) e analisi dinamiche non lineari (NLI). I risultati ottenuti mostrano come le forze di piano dedotte sulla base dell'analisi dinamica non lineare risultino sensibilmente maggiori di quelle ottenute mediante analisi modale (Figg. 5, 6, e 7), con momenti flettenti alla base dei pilastri maggiori di quelli stimati in sede di progetto (Fig. 8).



Figura 1 – Prototipo del progetto “SAFECAST” nel laboratorio ELSA del Centro Comune di Ricerca di Ispra.

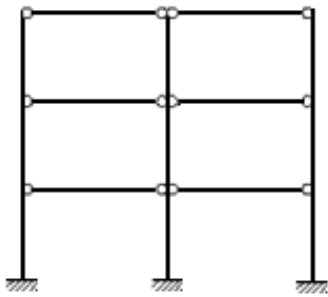


Figura 2 – Telaio (A) con connessioni incernierate in tutti i piani

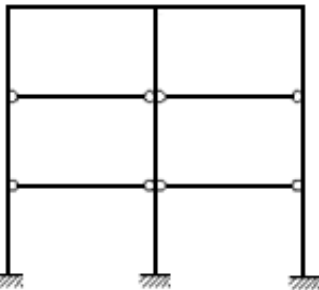


Figura 3 – Telaio (B) con connessioni incernierate al primo e al secondo piano e connessioni monolitiche al terzo piano

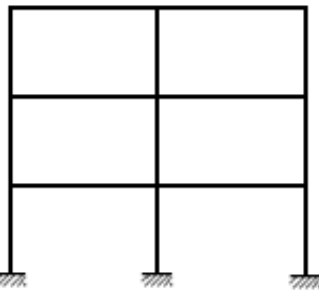


Figura 4 – Telaio (C) con connessioni monolitiche in tutti i piani

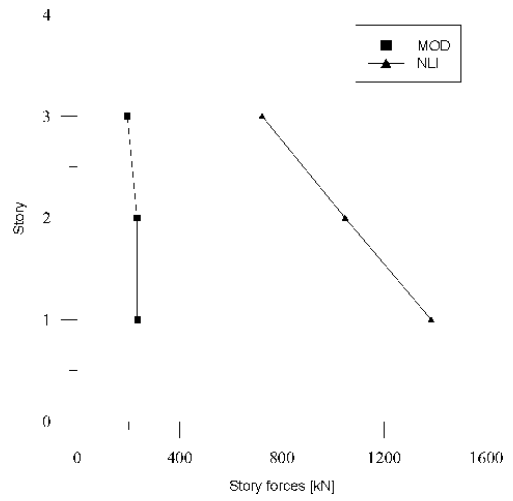


Figura 5 – Forze di piano per il modello A

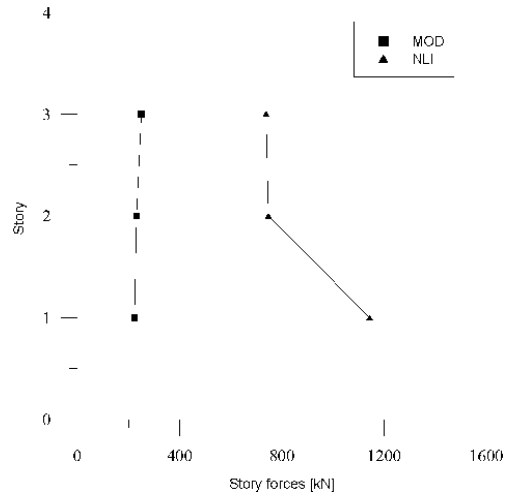


Figura 6 – Forze di piano per il Modello B

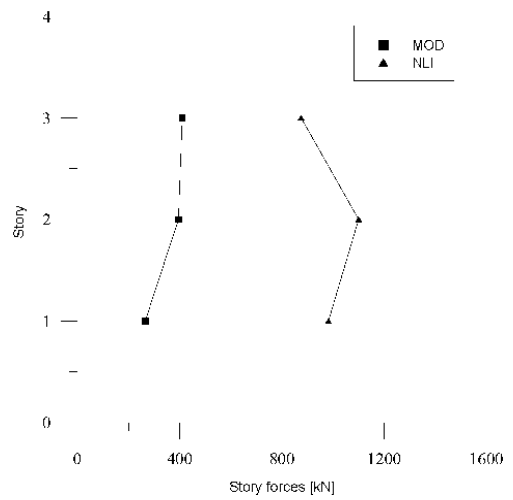


Figura 7 – Forze di piano per il Modello C

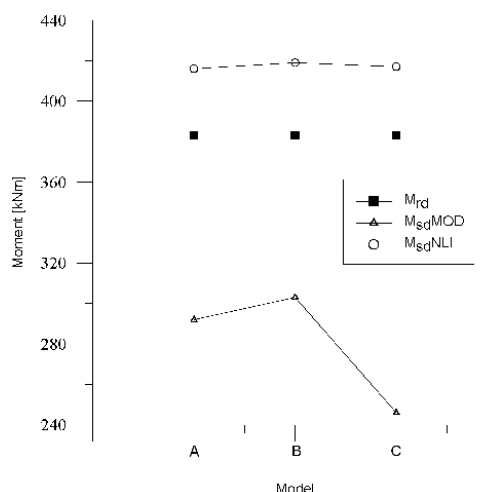


Figura 8 – Confronto tra momenti sollecitanti e momento resistente alla base del pilastro centrale

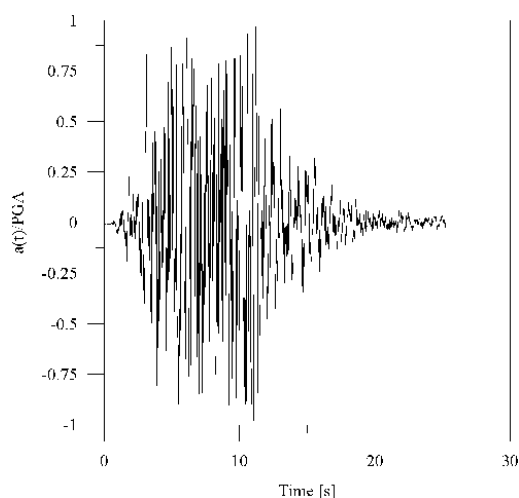


Figura 9 – Esempio di accelerogramma artificiale spettro-compatibile

Al fine di generalizzare i risultati ottenuti nell'ambito del progetto SAFecast, riferiti ad una singola configurazione strutturale e ad un assegnato input sismico, in questo lavoro si presenta uno studio preliminare di tipo parametrico condotto su sistemi a più gradi di libertà valutando la risposta sismica in termini di spostamenti di piano e sollecitazioni nei pilastri. In particolare vengono posti a confronto i risultati ottenuti mediante analisi modale con spettro di risposta e analisi dinamica non lineare per diversi accelerogrammi. Il confronto mostra che l'analisi modale consente una stima adeguata degli spostamenti di piano, con valori generalmente a favore di sicurezza, mentre tende a sottostimare in modo significativo le sollecitazioni, conducendo in tal modo ad un non adeguato dimensionamento degli elementi strutturali in sede di progetto.

2. ANALISI DINAMICA NON LINEARE

L'analisi dinamica non lineare si basa sull'integrazione diretta delle equazioni del moto per una assegnata storia di accelerazione del terreno. Per una valutazione della risposta sismica con analisi dinamica non lineare occorre pertanto definire l'accelerogramma del moto sismico e il modello ciclico che descrive il comportamento della struttura.

2.1 Scelta degli accelerogrammi

L'azione sismica da utilizzarsi quale dato di ingresso per l'analisi dinamica non lineare può essere descritta mediante accelerogrammi registrati in occasione di reali terremoti o simulazioni numeriche artificiali del moto del terreno. Per una più approfondita discussione sulle implicazioni di una tale scelta si rimanda a precedenti lavori [6]. Dovendo confrontare i risultati dell'analisi dinamica non lineare con quelli di un'analisi modale con spettro di risposta, nel presente lavoro vengono impiegati accelerogrammi generati numericamente in modo da risultare compatibili con lo spettro assegnato [5], [6]. In Fig. 9 viene mostrato un accelerogramma artificiale con il corrispondente spettro elastico di risposta sovrapposto al corrispondente modello dell'Eurocodice 8 per terreni tipo B [4]. Lo studio comparativo svolto in questo studio considera un insieme di 10 accelerogrammi artificiali.

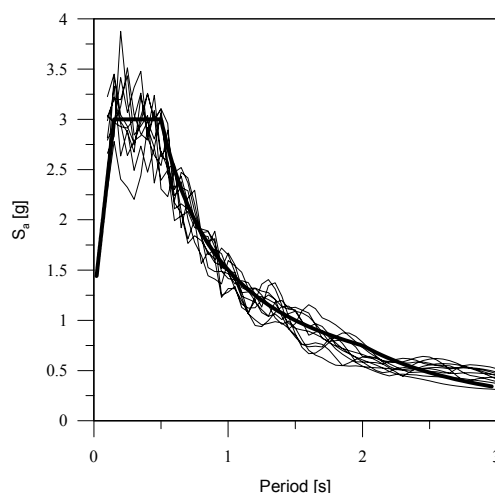


Figura 10 – Spettri di risposta di 10 accelerogrammi artificiali confrontati con lo spettro EC8 per suolo tipo B

2.2 Modello ciclico

La risposta ciclica di elementi in calcestruzzo armato può essere ben rappresentata da modelli isteretici tipo Takeda [12]. Con riferimento alla Figura 11, il modello isteretico impiegato nel presente studio è descritto dai seguenti 5 parametri: rigidità iniziale K_0 , forza di snervamento F_y , coefficiente di incrudimento r , pendenza dei rami di scarico e ricarico definita dai parametri α e β . Questo legame consente di descrivere il comportamento non lineare sia dei pilastri, sia delle travi, mediante un'opportuna scelta dei parametri α and β . Nel caso dei pilastri la presenza di un'azione assiale tende a ridurre la capacità di dissipazione dell'elemento (thin Takeda), mentre nel caso delle travi tale effetto può essere trascurato (fat Takeda). In questo studio si focalizza l'attenzione sul comportamento non lineare dei pilastri e si assume un modello thin Takeda con $\alpha=0.5$ e $\beta=0.0$. La rigidità iniziale K_0 , la forza di snervamento F_y e il coefficiente di incrudimento r vengono variati nell'analisi parametrica con i criteri esposti nel seguito.

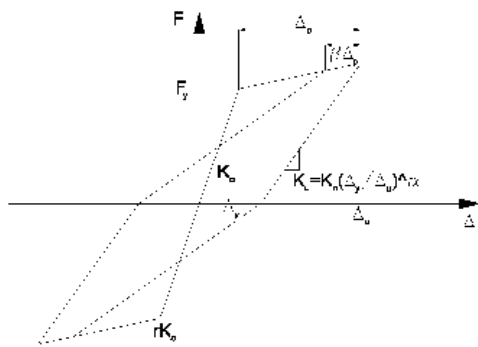


Figura 11 – Modello isteretico di Takeda

3. METODOLOGIA

Le analisi vengono condotte con una metodologia che fa in parte riferimento a quanto proposto in [8]. La Fig. 12 mostra la tipologia delle strutture esaminate. Si studiano i casi di 1, 2, 4, e 6 piani. Gli impalcati sono considerati rigidi nel loro piano. I gradi di libertà coincidono quindi con gli spostamenti orizzontali di piano. La rigidezza alla traslazione di interpiano viene definita sulla base del modello ciclico già descritto. Le masse sono concentrate ai piani. Per rendere i risultati confrontabili con quelli dell'analisi modale, basata su uno spettro di risposta con smorzamento pari al 5%, si assume uno smorzamento alla Rayleigh con valore pari al 5% associato ai primi due modi di vibrare.

Con riferimento ad una massa totale unitaria, equamente distribuita ai vari piani, si considerano diversi valori della rigidezza iniziale del legame non lineare in modo da coprire un intervallo di periodi sufficientemente ampio. Nella Tab. 1 si riporta il periodo di vibrare associato ai diversi valori di rigidezza K_0 per ciascuno dei sistemi studiati.

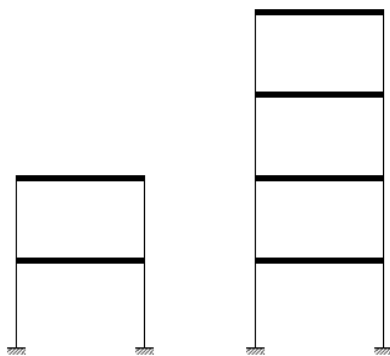


Figura 12 – Due esempi (2 e 4 piani) dei telai esaminate

Tabella 1 – Periodo di vibrare delle strutture esaminate [s]

DOFs	Rigidezza iniziale K_0 [kN/m]							
	20	50	100	250	500	750	1000	2000
1	1.41	0.89	0.63	0.40	0.28	0.23	0.20	0.14
2	1.61	1.02	0.72	0.46	0.32	0.26	0.23	0.16
4	2.02	1.28	0.91	0.57	0.41	0.33	0.29	0.20
6	2.38	1.51	1.06	0.67	0.48	0.39	0.34	0.24

L'escursione in campo post-elastico viene descritta da valori del fattore di riduzione da $R=1$ (caso elastico) a $R=5$. Per ciascun valore di R si conduce un'analisi parametrica variando il coefficiente di incrudimento $r = 1\%$, 5% e 10% .

Le analisi numeriche sono condotte mediante il codice di calcolo OpenSees [9]. La procedura si può così riassumere:

- Si conduce un'analisi dinamica lineare considerando il set di accelerogrammi artificiali per ogni struttura esaminata e per ciascun valore della rigidezza iniziale, valutando il massimo taglio alla base;
- Sulla base del fattore di riduzione R si riducono le forze di taglio derivanti dall'analisi lineare, valori che rappresentano la soglia di snervamento del legame ciclico per le successive analisi non lineari;
- Si esegue un'analisi dinamica non lineare per ciascuno dei parametri indagati, valutando spostamenti di piano e azioni di taglio nei pilastri;
- Si determina il fattore di struttura da utilizzare nelle successive analisi modali con spettro di risposta come rapporto tra i valori di taglio alla base associati ai sistemi lineare e non lineare;
- Si valutano valore medio e scarto quadratico medio di spostamenti e forze per il set di accelerogrammi.

I risultati così ottenuti sono confrontati con quelli forniti dall'analisi modale condotta con rigidezze in regime fessurato $K=0.5K_0$, combinazione modale di tipo SRSS e spettro di risposta ridotto rispetto a quello elastico tramite il fattore R ricavato dalla procedura sopra descritta.

4. RISULTATI NUMERICI E CONFRONTO

I risultati del confronto sono espressi come rapporto tra i valori del parametro di risposta (spostamento o sollecitazione) dedotti rispettivamente con analisi modale (MOD) e analisi non lineare (NTH). Valori unitari del rapporto MOD/NTH indicano perfetta corrispondenza dei due metodi, mentre sono richiesti valori maggiori di uno affinché l'analisi modale possa considerarsi conservativa rispetto all'analisi non lineare.

Le Figg. 13-20 riassumono i risultati del confronto in termini di spostamenti in sommità (Figg. 13-16) e taglio alla base dei pilastri (Figg. 17-20) per due valori del coefficiente di incrudimento r . Per quanto riguarda l'analisi non lineare si mostra sia l'andamento medio sia la variabilità associata al set di accelerogrammi. Per sistemi SDOF l'analisi modale risulta generalmente a favore di sicurezza sia per gli spostamenti, sia per il taglio nei pilastri, con alcune eccezioni per strutture con periodi molto bassi (struttura rigida) e fattori di riduzione elevati (strutture duttili). Nella valutazione degli spostamenti di piano l'analisi modale risulta generalmente conservativa anche per sistemi MDOF. Il confronto in termini di forze di taglio indica invece che l'analisi modale risulta in genere non conservativa, con un rapporto sempre inferiore a uno per periodi di vibrazione maggiori di 0.5 sec. La significativa sottostima delle sollecitazioni indica quindi che l'analisi modale conduce ad un non adeguato dimensionamento degli elementi strutturali rispetto allo stato limite di non collasso.

Come ulteriore risultato si segnala anche che i valori dello scarto quadratico medio dei risultati dell'analisi dinamica non lineare risultano piccoli a seguito dell'impiego di accelerogrammi spettro-compatibili.

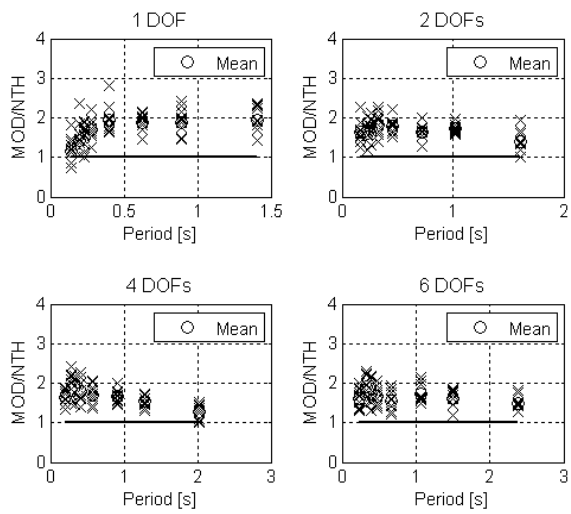


Figura 13 – Rapporto tra analisi modale (MOD) e non lineare (NTH): spostamento in sommità: $R=2$, $r=1\%$

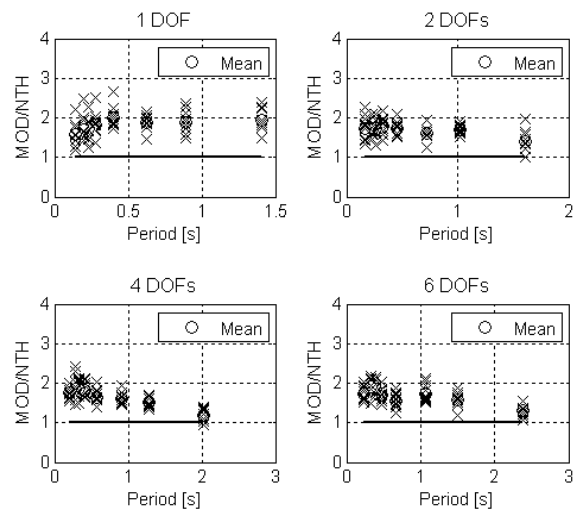


Figura 15 – Rapporto tra analisi modale (MOD) e non lineare (NTH): spostamento in sommità: $R=2$, $r=10\%$

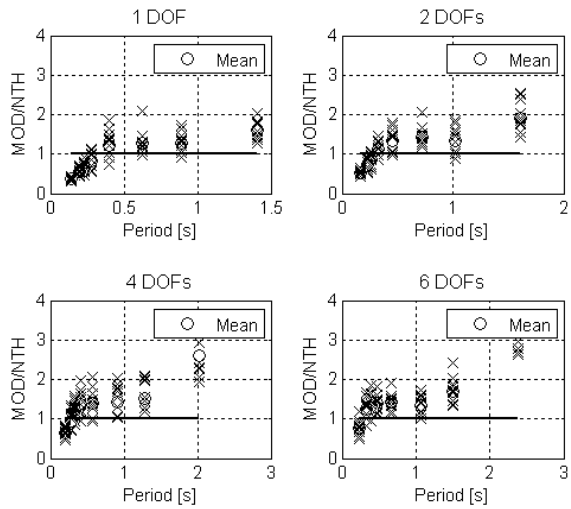


Figura 14 – Rapporto tra analisi modale (MOD) e non lineare (NTH): spostamento in sommità: $R=4.8$, $r=1\%$

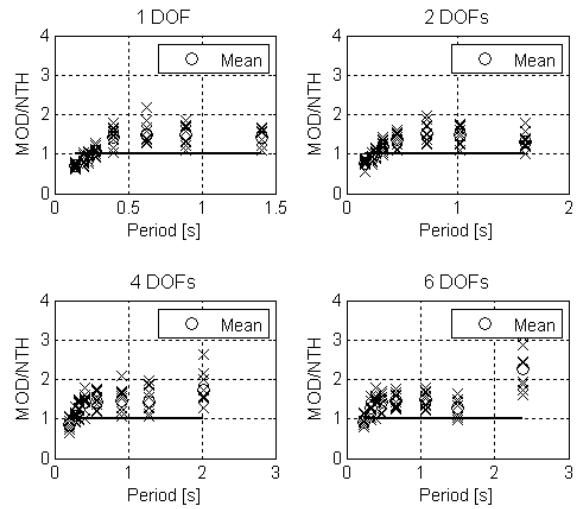


Figura 16 – Rapporto tra analisi modale (MOD) e non lineare (NTH): spostamento in sommità: $R=4.8$, $r=10\%$

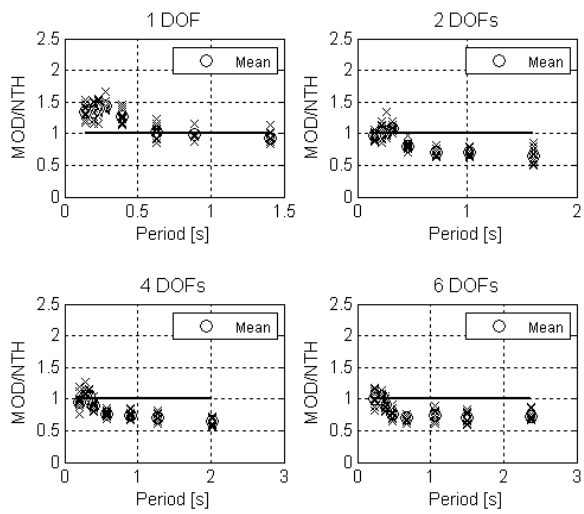


Figura 17 – Rapporto tra analisi modale (MOD) e non lineare (NTH): azione tagliante alla base: $R=2$, $r=1\%$

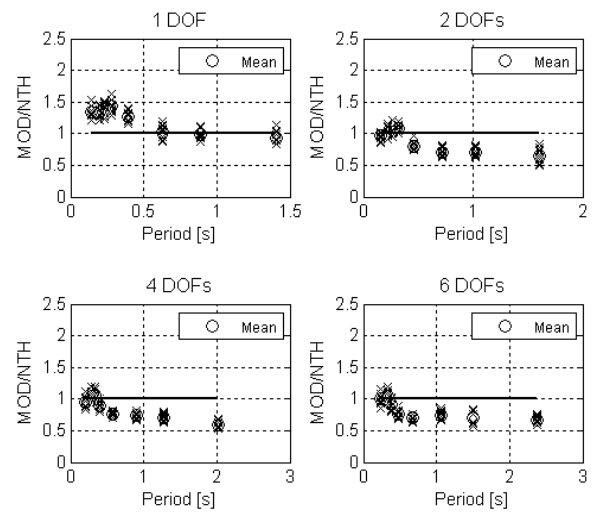


Figura 19 – Rapporto tra analisi modale (MOD) e non lineare (NTH): azione tagliante alla base: $R=2$, $r=10\%$

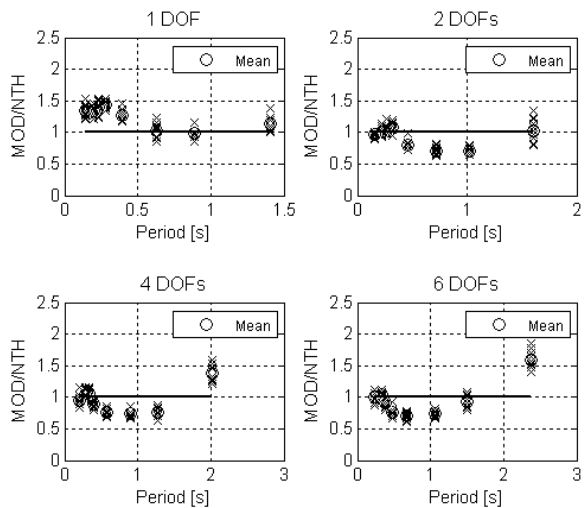


Figura 18 – Rapporto tra analisi modale (MOD) e non lineare (NTH): azione tagliante alla base: $R=4.8$, $r=1\%$

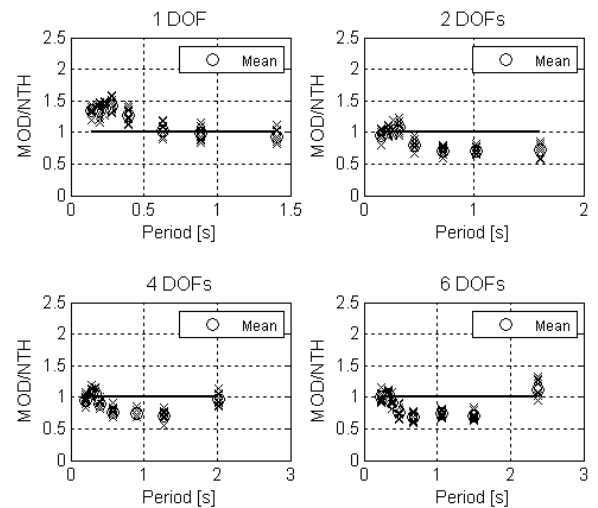


Figura 20 – Rapporto tra analisi modale (MOD) e non lineare (NTH): azione tagliante alla base: $R=4.8$, $r=10\%$

5. CONCLUSIONI

In questo lavoro è stato presentato uno studio parametrico per valutare l'affidabilità dell'analisi modale con spettro di risposta nella progettazione sismica di strutture multipiano in calcestruzzo. Sono state considerate strutture con 1, 2, 4, e 6 piani sottoposte a 10 accelerogrammi spettro-compatibili. Per tali strutture sono stati considerati differenti valori della rigidità di piano, del fattore di riduzione delle forze e del coefficiente di incrudimento. Per ciascun caso studio sono stati valutati mediante analisi dinamica non lineare spostamenti di piano e forze di taglio nei pilastri. I risultati ottenuti sono stati posti a confronto con quelli derivanti dall'analisi modale con spettro di risposta.

Il confronto ha evidenziato che per sistemi SDOF l'analisi modale risulta in genere conservativa nella valutazione sia degli spostamenti, sia delle forze di taglio. Il confronto mostra che tale risultato può essere esteso anche ai sistemi MDOF nella valutazione degli spostamenti di piano. Nella valutazione delle forze di taglio l'analisi modale fornisce invece risultati non conservativi, con una sottostima delle sollecitazioni che conduce ad un non adeguato dimensionamento degli elementi strutturali rispetto allo stato limite di non collasso.

Per una generalizzazione dei risultati ottenuti in questo studio preliminare è naturalmente richiesta una indagine più estesa, basata su un insieme più ampio di accelerogrammi, sia artificiali, sia registrati, indagando anche gli effetti del degrado di rigidità e resistenza nella caratterizzazione del modello costitutivo ciclico. Coerentemente con l'impostazione semiprobabilistica dei codici normativi occorre inoltre tenere conto delle numerose incertezze coinvolte nel problema mediante una impostazione di tipo probabilistico.

RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è stato condotto nell'ambito delle finalità del progetto di ricerca SAFECAST supportato da un contributo della Commissione della Comunità Europea nel programma FP7-SME-2007-2, Grant agreement n. 218417 del 2009.

BIBLIOGRAFIA

- [1] BIONDINI, F., TITI, A., TONIOLO, G. (2011) - On the accuracy of response spectrum analysis in the seismic design of concrete structures, *Structural Engineering World Congress (SEWC)*, April 4-6, 2011, Cernobbio, Italy
- [2] BIONDINI, F., TONIOLO, G. (2009) - Probabilistic Calibration and Experimental Validation of the Seismic Design Criteria for One-Story Concrete Frames, *Journal of Earthquake Engineering*, 13, 426-462
- [3] BORZI B., ELNASHAI A.S. (2000) - Refined force reduction factors for seismic design, *Engineering Structures*, 22, 1244-1260
- [4] CEN-EN 1998-1: 2004, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, *European Committee for Standardization*, Brussels
- [5] CLOUGH R.W., PENZIEN J. (1993) - *Dynamics of structures*, McGraw-Hill
- [6] ELNASHAI A.S., DI SARNO L. (2008) - *Fundamentals of earthquake engineering*, Wiley Online Library
- [7] KAPPOS A.J. (1999) - Evaluation of behaviour factors on the basis of ductility and overstrength studies, *Engineering Structures*, 21, 823-835
- [8] LESTUZZI P., BELMOUDEN Y., TREUB M. (2007) - Non-linear seismic behavior of structures with limited hysteretic energy dissipation capacity, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5, 549-565
- [9] MAZZONI S., MCKENNA F., FENVES G.L. (2005) - OpenSees command language manual, *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center*
- [10] MIRANDA E., BERTERO V.V. (1994) - Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design, *Earthquake Spectra*, 10, 357-379
- [11] SANTA-ANA P.R., MIRANDA E. (2000) - Strength reduction factors for multi-degree-of-freedom systems, *14th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*, October 12-17, 2008, Beijing, China
- [12] TAKEDA T., SOZEN M.A., NIELSEN N.N. (1970) - Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Journal of the Structural Division*, ASCE, 96(12), 2557-2573

MODELLAZIONE DEL DEGRADO DI STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO SOGGETTE A CORROSIONE

Fabio Biondini¹, Matteo Vergani²

¹ Professore Associato, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

² Dottore in Ingegneria, Politecnico di Milano

SOMMARIO

La memoria presenta la formulazione di un elemento finito di trave tridimensionale per l'analisi non lineare di strutture in calcestruzzo soggette a degrado da corrosione. La modellazione del degrado tiene conto della riduzione di area delle barre corrose, della riduzione di duttilità dell'acciaio, del degrado di resistenza del calcestruzzo conseguente allo sviluppo di fessure longitudinali indotte dai prodotti della corrosione e dell'espulsione del copriferro. La formulazione proposta viene validata mediante confronto con i risultati di prove sperimentali condotte su travi con armature corrose. L'analisi tridimensionale di un ponte ad arco in calcestruzzo armato soggetto a diversi scenari di degrado mostra le potenzialità applicative dell'approccio proposto.

SUMMARY

This paper presents the formulation of a three-dimensional finite beam element for nonlinear analysis of concrete structures subjected to corrosion. The damage modeling accounts for the reduction of the cross-sectional area of corroded bars, the reduction of ductility of steel, the deterioration of concrete strength due to the development of longitudinal cracks induced by the corrosion products, and the spalling of concrete cover. The proposed formulation is validated by comparison with the results of experimental tests carried out on beams with corroded reinforcement. The three-dimensional structural analysis of a reinforced concrete arch bridge under different damage scenarios shows the application potentialities of the proposed approach.

1. INTRODUZIONE

La corrosione delle armature è una delle principali cause di degrado delle strutture in calcestruzzo. I costi diretti ed indiretti per problemi legati alla corrosione, in particolare per ponti e viadotti, sono in genere molto elevati [14]. Risulta quindi di primaria importanza poter disporre di metodologie di analisi adeguate per il progetto di strutture durevoli e la valutazione delle prestazioni residue di strutture esistenti.

In questo lavoro si presenta una impostazione generale dell'analisi non lineare di strutture in calcestruzzo soggette a degrado da corrosione. Vengono formulate le caratteristiche di un elemento finito di trave tridimensionale in calcestruzzo armato tenendo conto delle non linearità meccaniche associate ai legami costitutivi dei materiali, delle non linearità geometriche associate agli effetti del secondo ordine e degli effetti della corrosione.

Nella modellazione del degrado si considerano due diverse modalità di corrosione, uniforme e localizzata (pitting), tenendo conto della riduzione di area delle barre corrose, della riduzione di duttilità dell'acciaio, del degrado di resistenza del calcestruzzo in presenza di fessure longitudinali indotte dai prodotti della corrosione e dell'espulsione del copriferro (spalling). Gli effetti del fenomeno corrosivo vengono descritti mediante opportuni indici di danno e l'analisi strutturale viene impostata in modo tale che la corrosione possa essere attivata solamente in alcuni elementi della struttura e con un diverso grado di penetrazione per ciascuna barra di armatura.

Nell'approccio proposto si focalizza l'attenzione sulla valutazione degli effetti di assegnati scenari di danno e livelli di corrosione. Per la modellazione del processo diffusivo che conduce all'innescio ed alla propagazione della corrosione si rimanda a precedenti lavori [5], [6].

La formulazione dell'elemento viene validata mediante confronto con i risultati di prove sperimentali condotte su travi con armature corrose. L'analisi tridimensionale di un ponte ad arco in calcestruzzo armato soggetto a diversi scenari di degrado mostra infine le potenzialità applicative dell'approccio proposto.

2. MODELLAZIONE DELLA CORROSIONE

2.1 Effetti della corrosione sulle barre di armatura

2.1.1 Riduzione della sezione

Nel calcestruzzo carbonatato, in assenza di rilevanti tenori di cloruri, la corrosione tende a svilupparsi in modo uniforme sulla barra di armatura. L'area della sezione della barra $A_s(t)$ al tempo t , valutato a partire dall'istante in cui ha inizio la corrosione, può essere quindi valutata come segue (Figura 1a):

$$A_s(t) = \pi \cdot \left[\frac{D_0}{2} - x(t) \right]^2 \quad (1)$$

in cui D_0 è il diametro nominale della barra e $x(t)$ la profondità di penetrazione della corrosione.

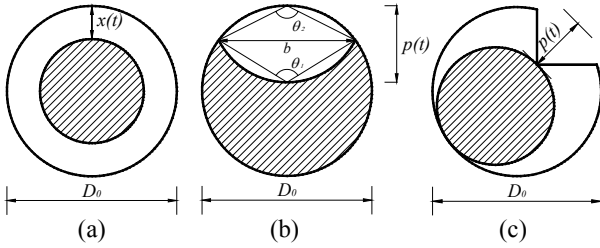


Figura 1 – Riduzione della sezione di una barra di armatura: (a) corrosione uniforme; (b), (c) corrosione per pitting.

In presenza di cloruri la corrosione si sviluppa in modo localizzato per vaiolatura (pitting). Questo tipo di corrosione viene caratterizzato mediante un fattore di pitting R definito come rapporto tra valore medio e valore massimo della profondità di penetrazione in corrispondenza del pit:

$$R = \frac{x(t)_{max}}{x(t)_{medio}} \quad (2)$$

Sperimentalmente si sono rilevati valori del fattore di pitting variabili tra 4 e 8 per corrosione in ambiente naturale e tra 5 e 13 in prove di corrosione accelerata [12]. Per quanto riguarda la distribuzione spaziale non vi sono evidenze che la corrosione si concentri in corrispondenza delle fessure, se non in una prima fase, mentre mostra una tendenza a svilupparsi in modo casuale in punti in cui vi siano imperfezioni del film protettivo o difetti di interfaccia [19].

I pit hanno forma irregolare e la riduzione di sezione viene descritta mediante modelli semplificati. Il modello mostrato in Figura 1b assume che la superficie di pitting risultata da un cerchio di raggio $p(t) = x(t)_{max}$ con [17]:

$$b = 2 \cdot p(t) \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{p(t)}{D_0}\right)^2} \quad (3)$$

$$\theta_1 = 2 \cdot \arcsin\left(\frac{b}{D_0}\right) ; \quad \theta_2 = 2 \cdot \arcsin\left(\frac{b}{2 \cdot p(t)}\right) \quad (4)$$

L'area interessata dal pitting risulta quindi:

$$\begin{cases} A_{pit}(t) = A_1 + A_2 & \text{se } p(t) \leq D_0/\sqrt{2} \\ A_{pit}(t) = A_0 - A_1 + A_2 & \text{se } D_0/\sqrt{2} \leq p(t) \leq D_0 \\ A_{pit}(t) = A_0 & \text{se } p(t) \geq D_0 \end{cases} \quad (5)$$

in cui:

$$A_0 = \frac{\pi \cdot D_0^2}{4} \quad (6)$$

$$A_1 = 0.5 \cdot \left[\theta_1 \left(\frac{D_0}{2}\right)^2 - b \left| \frac{D_0}{2} - \frac{p(t)^2}{D_0} \right| \right] \quad (7)$$

$$A_2 = 0.5 \cdot \left[\theta_2 p(t)^2 - b \frac{p(t)^2}{D_0} \right] \quad (8)$$

Il modello di Figura 1c consente invece di considerare, oltre alla corrosione per pitting, anche una concomitante riduzione di sezione per corrosione uniforme. Con questo modello l'area di acciaio corrosa $\Delta A_s(t)$ risulta:

$$\Delta A_s = \frac{\pi}{4} [2 \cdot p(t) \cdot D_0 - p(t)^2] \quad (9)$$

che con un fattore di pitting $R = 2$ porta alla stessa riduzione di sezione che si ha per corrosione uniforme. La concomitanza di corrosione uniforme e per pitting si può verificare in prove di corrosione accelerata, mentre questo modello non si presta a

descrivere situazioni reali in cui la corrosione si sviluppa prevalentemente con una delle due modalità descritte [19].

2.1.2 Riduzione della duttilità

Oltre ad una riduzione di sezione della barra, la corrosione per pitting causa anche una riduzione di duttilità dell'acciaio. Prove di trazione su barre corrose [1] mostrano come per una perdita di massa abbastanza limitata (pari circa al 13%) si possa giungere ad un comportamento fragile dell'acciaio.

In [9] si propone un modello in cui la deformazione ultima dell'acciaio viene ridotta dal valore associato al materiale vergine $\varepsilon'_{su} = \varepsilon_{su}$ a quello di primo snervamento $\varepsilon'_{su} = \varepsilon_{sy}$ proporzionalmente alla riduzione di area della barra. In [17] si propone invece di considerare un passaggio netto tra comportamento duttile e fragile per un valore limite di corrosione del 20%.

Nel modello proposto in questo studio si fa riferimento alle prove sperimentali documentate in [2], che confermano una riduzione molto marcata della duttilità in funzione della perdita di area della sezione, ma con un legame più che proporzionale fra riduzione della deformazione ultima e perdita di massa, andamento osservato qualitativamente anche in strutture in opera.

2.2 Effetti della corrosione sul calcestruzzo

Anche se il danno diretto derivante dalla perdita di sezione delle barre di armatura è in genere il più importante, soprattutto se le barre sono soggette a livelli tensionali elevati, nel caso di corrosione uniforme e con bassa velocità di penetrazione può diventare rilevante anche il degrado indiretto del calcestruzzo. Molti problemi legati alla corrosione non sono infatti dovuti alla perdita di sezione delle barre di armatura, quanto alla formazione dei prodotti di ossidazione, con il conseguente sviluppo di fessure longitudinali e distacco del copriferro. La fessurazione longitudinale causa inoltre una riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo e dell'aderenza tra acciaio e calcestruzzo.

La resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo fessurato $f_{c,rid}$ può essere valutata come segue [9]:

$$f_{c,rid} = \frac{f_c}{1 + K \varepsilon_t / \varepsilon_{c0}} \quad (10)$$

in cui f_c è la resistenza a compressione del materiale integro, K è un coefficiente legato alla scabrezza e al diametro delle barre ($K=0,1$ per barre nervate di medio diametro), ε_t rappresenta una deformazione trasversale di rigonfiamento della sezione e ε_{c0} è la deformazione di picco in compressione. Per la deformazione ε_{c0} si può assumere:

$$\varepsilon_{c0} = 0.0017 + 0.0010 \left(\frac{f_{cm}}{70} \right) \quad (11)$$

con f_{cm} resistenza a compressione media in MPa, mentre la deformazione trasversale ε_t si può valutare come segue:

$$\varepsilon_t = \frac{b_f - b_i}{b_i} \quad (12)$$

in cui b_i è la larghezza della parte di sezione considerata e b_f è la dimensione raggiunta in seguito all'apertura delle fessure.

Indicando con w l'apertura media di fessura per ciascuna barra, per n barre si può assumere:

$$b_f - b_i = n_{barre} \cdot w \quad (13)$$

da cui:

$$\varepsilon_t = \frac{n_{barre} \cdot w}{b_i} \quad (14)$$

Per la stima dell'ampiezza di fessurazione w vengono proposti in letteratura numerosi modelli basati su relazioni empiriche. Per il caso di corrosione uniforme in [10] si propone:

$$w = \begin{cases} 0 & se \ x \leq x_0 \\ w_0 + \beta \cdot (x - x_0) & se \ x > x_0 \end{cases} \quad (15)$$

in cui $w_0=0.05$ mm è un valore iniziale di apertura di fessura da splitting; $\beta = 0.009$ mm/ μ m, x è la profondità di corrosione e x_0 è la profondità necessaria per produrre la prima fessura da splitting, così valutata:

$$x_0 = a_1 + a_2 \cdot \frac{c}{D_0} + a_3 \cdot f_{c,sp} \quad (16)$$

con $a_1 = 74.4$ μ m, $a_2 = 7.3$ μ m, $a_3 = -17.4$ μ m/MPa, c spessore del copriferro, D_0 diametro della barra più grande nel gruppo considerato e $f_{c,sp}$ resistenza caratteristica per splitting correlata alla resistenza caratteristica a trazione $f_{ct,0.95}$:

$$f_{c,sp} = \frac{f_{ct,0.95}}{0.9} \quad (17)$$

In [18] viene proposta una relazione lineare tra l'apertura delle fessure w (in mm) e la riduzione di sezione delle barre:

$$w = K \cdot (\Delta A_s - \Delta A_{s0}) \quad (18)$$

in cui $K = 0.0575$, ΔA_s (mm²) è la riduzione di sezione calcolata secondo la (9) e ΔA_{s0} (mm²) è una riduzione di sezione valutata come segue:

$$\Delta A_{s0} = A_s \left\{ 1 - \left[1 - \frac{R}{D_0} \left(7.53 + 9.32 \frac{c}{D_0} \right) 10^{-3} \right]^2 \right\} \quad (19)$$

La differenza tra i modelli (15) e (18) è che il primo lega l'apertura di fessura solo alla profondità di corrosione, mentre il secondo la associa alla riduzione di area, con una dipendenza quindi anche dal diametro della barra. La differenza tra i due modelli si riduce al crescere del diametro della barra. Nelle applicazioni presentate in questo studio si fa riferimento al modello (18).

3. ELEMENTO FINITO DI TRAVE IN C.A. SOGGETTO A CORROSIONE

3.1 Formulazione dell'elemento

Si fa riferimento ad un elemento di trave tridimensionale in calcestruzzo armato la cui formulazione, basata sulle ipotesi di planarità delle sezioni, perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo e deformabilità a taglio e ingobbamento

torsionale trascurabili, tiene conto delle non linearità meccaniche associate ai legami costitutivi dei materiali e delle non linearità geometriche associate agli effetti del secondo ordine [7], [13], [3], [4].

In particolare, i contributi meccanico K_M e geometrico K_G alla matrice di rigidezza K' dell'elemento e il vettore delle forze nodali f'_1 equivalente ai carichi applicati $f_a = f_a(x')$ sono dedotti applicando il principio dei lavori virtuali, nella forma degli spostamenti virtuali, e valutati per integrazione numerica sulla lunghezza l della trave:

$$K_M = \int_0^l B^T H B dx' \quad K_G = \int_0^l N G^T G dx' \quad (20)$$

$$K' = K_M + K_G \quad (21)$$

$$f'_1 = \int_0^l N^T f_a dx' \quad (22)$$

con $N = N(x')$ azione assiale, $N = N(x')$ matrice delle funzioni di forma, $B = B(x')$ e $G = G(x')$ matrici di congruenza. Vengono in particolare adottate le funzioni di forma di un elemento di trave avente rigidezza sezionale H uniforme lungo l'asse e caricato soltanto ai nodi.

A causa della non linearità meccanica la rigidezza sezionale è non uniforme anche per elementi prismatici con armatura uniforme. Anche la matrice H viene quindi valutata mediante integrazione numerica sulla base dei legami costitutivi dei materiali, ovvero assemblando i contributi di calcestruzzo ed acciaio. Per il calcestruzzo si assume il legame di Saenz in compressione ed un legame elastico perfettamente plastico in trazione. Per l'acciaio si considera un legame elastico perfettamente plastico in trazione e compressione [13].

L'integrazione numerica viene svolta suddividendo il volume dell'elemento in sottodomini isoparametrici e ciascun dominio viene sostituito da una griglia di punti di Gauss disposti secondo gli schemi di Legendre o Lobatto.

Assemblando la matrice di rigidezza K ed il vettore dei carichi nodali f rispetto ad un sistema di riferimento globale, l'equilibrio della struttura può essere espresso come segue:

$$Ks = f \quad (23)$$

in cui $K=K(s)$ è la matrice di rigidezza, s il vettore degli spostamenti nodali e f il vettore dei carichi. Il sistema di equazioni non lineari viene risolto con il metodo secante.

3.2 Modellazione del degrado

Per descrivere gli effetti del fenomeno corrosivo vengono formulati degli indici di danno sulla base di modelli teorici e sperimentali. Tali indici si assumono variabili fra 0 (stato non danneggiato) e 1 (stato di completo danneggiamento). Come indice di danno globale, al quale correlare tutti gli altri indici di danno, si sceglie il rapporto tra la penetrazione della corrosione x ed il diametro iniziale delle barre D_0 :

$$\delta = \frac{x}{D_0} \quad (24)$$

L'analisi strutturale viene quindi impostata in modo tale che la corrosione possa essere attivata solamente in alcuni elementi della struttura e, a livello di sezione, con diversi gradi di penetrazione δ per ciascuna barra.

Assegnato il livello di penetrazione δ , la riduzione della sezione resistente delle barre può essere definita come segue:

$$A_s(\delta) = A_{s0}[1 - \delta_{A_s}(\delta)] \quad (25)$$

in cui A_{s0} è l'area iniziale della barra di armatura e $\delta_{A_s} = \delta_{A_s}(\delta)$ è l'indice di danno relativo alla sezione della barra valutato sulla base dei modelli descritti in Figura 1.

Si tiene conto in modo analogo della riduzione di duttilità mediante un indice di danno $\delta_{\varepsilon_{su}} = \delta_{\varepsilon_{su}}(\delta)$ associato alla deformazione ultima dell'acciaio:

$$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{su0}(1 - \delta_{\varepsilon_{su}}) \quad (26)$$

Sulla base delle prove sperimentali documentate in [2] si assume la seguente legge di degrado $\delta_{\varepsilon_{su}} = \delta_{\varepsilon_{su}}(\delta)$:

$$\begin{cases} \delta_{\varepsilon_{su}} = 0 & \text{se } \delta_{A_s} \leq 0.016 \\ \delta_{\varepsilon_{su}} = 1 - 0.1521 \cdot \delta_{A_s}^{(-0.4583)} & \text{se } \delta_{A_s} > 0.016 \end{cases} \quad (27)$$

Anche il degrado del calcestruzzo, direttamente legato alla quantità dei prodotti di ossidazione, viene a dipendere dal livello di corrosione raggiunto dalle barre. In alcuni modelli si assegnano a priori a tutti gli elementi del copriferro della zona compressa le caratteristiche del materiale degradato [9]. La modellazione in questo caso risulta però più complessa, in quanto la disposizione delle barre longitudinali determina le modalità con cui si sviluppano le fessure longitudinali fino a raggiungere aperture tali da consentire il distacco della parte di calcestruzzo delimitata dalle fessure stesse. In particolare, considerando che la propagazione delle fessure indotte dalla corrosione è limitata alla zona adiacente alle barre di armatura, nel modello proposto si considera una diminuzione della resistenza a compressione del calcestruzzo nella zona circostante le barre corrose esterna al nucleo confinato e delimitata da un intorno della barra di raggio pari al copriferro. Operativamente si può sfruttare la suddivisione in sottodomini attivando il degrado solo negli elementi che ricadono in tale intorno. La Figura 2 mostra come questo modello, nella sua semplicità, consenta di cogliere il meccanismo di degrado in funzione della disposizione delle barre: per barre distanziate il degrado risulta limitato alla parte di calcestruzzo prossima alla barra corrosa con piani di frattura inclinati, mentre per barre ravvicinate il copriferro tende a distaccarsi lungo un piano orizzontale (delaminazione).

Agli elementi soggetti a degrado si associa un indice di danno δ_{f_c} per la resistenza a compressione del calcestruzzo:

$$f_c = f_{c0}(1 - \delta_{f_c}) \quad (28)$$

L'indice di danno δ_{f_c} viene definito sulla base della relazione (10), con l'apertura di fessura valutata secondo il modello (18) e la resistenza a trazione dedotta dalla resistenza a compressione ridotta.

L'apertura delle fessure aumenta con l'espansione dei prodotti di corrosione fino al raggiungimento di un'ampiezza critica, posta convenzionalmente pari a 1 mm, raggiunta la quale si verifica il distacco del calcestruzzo danneggiato. A partire da questa situazione limite la corrispondente area di calcestruzzo soggetta a degrado si assume non reagente.

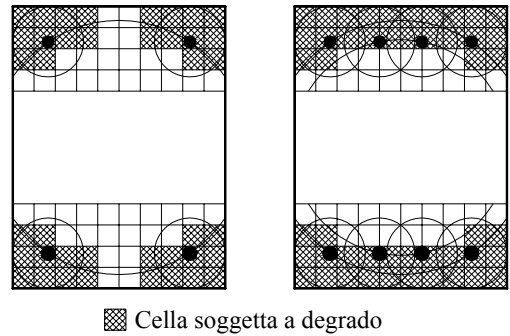


Figura 2 – Individuazione delle celle di calcestruzzo soggette a degrado a causa della corrosione delle armature.

4. VALIDAZIONE DELL'ELEMENTO DI TRAVE

Per la validazione dell'elemento di trave si considerano le prove sperimentali documentate in [15] relative a travi in calcestruzzo armato caricate fino al collasso secondo lo schema di Figura 3. Le travi sono state realizzate con aggiunta di cloruro di calcio all'acqua di impasto e sottoposte ad un processo di corrosione accelerata con un'intensità di corrente di $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Nel seguito si fa riferimento ai risultati ottenuti per travi con una bassa percentuale di armatura (Tipo 11), che hanno mostrato una rottura per flessione (crisi delle barre tese), e travi con una maggiore quantità di armatura (Tipo 31), in cui la crisi è avvenuta per rottura del calcestruzzo compresso. Per queste travi i valori misurati di penetrazione media e massima della corrosione sono elencati in Tabella 1.

Nella modellazione si sfrutta la simmetria e si assume una suddivisione in 6 elementi finiti. La sezione è suddivisa in 300 elementi quadrilateri, con 3×3 punti di Gauss-Lobatto. Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio sono elencate nelle Tabelle 2 e 3. Per la corrosione si considera il modello di pitting in Figura 1c calibrato sulla base dei valori riscontrati nelle prove sperimentali (Tabella 1).

Le Figure 4 e 5 mostrano le curve carico-spostamento ponendo a confronto i risultati sperimentali con i risultati numerici ottenuti con il modello proposto. L'ottimo accordo evidenzia come il metodo proposto riesca a cogliere bene i principali meccanismi del degrado per corrosione.

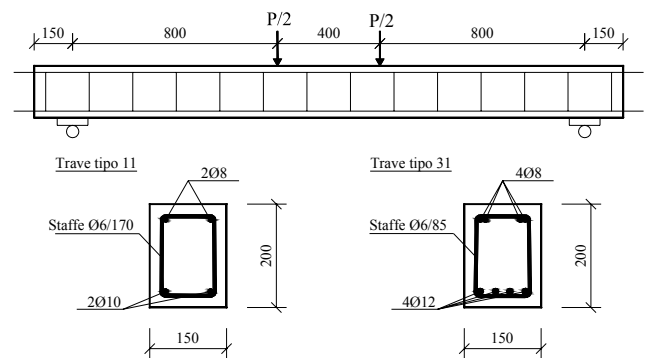


Figura 3 – Travi tipo 11 e tipo 31 [15].

Tabella 1 – Profondità di corrosione misurate nelle prove [15]

Trave	Profondità media di penetrazione [mm] (valore massimo)		
	Barre tese	Barre compresse	Staffe
114	0.45 (1.1)	0.52	0.39 (3.1)
115	0.36 (1.0)	0.26	0.37 (3.0)
116	0.71 (2.1)	0.48	0.66 (5.0)
313	0.30 (1.3)	0.20	0.35 (2.8)
314	0.48 (1.5)	0.26	0.50 (4.0)
316	0.42 (1.8)	0.37	0.54 (4.3)

Tabella 2 - Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

Parametro	Trave 111	Travi 114-116	Trave 311	Travi 313-316
[MPa]	50	34	49	37
[MPa]	4.1	3.1	4.1	3.2
[GPa]	37.3	33.8	37.1	34.5

Tabella 3- Caratteristiche meccaniche dell'acciaio

Parametro	Barre Φ 8	Barre Φ 10	Barre Φ 12
[MPa]	615	575	585
[MPa]	673	655	673
[GPa]	210	210	210

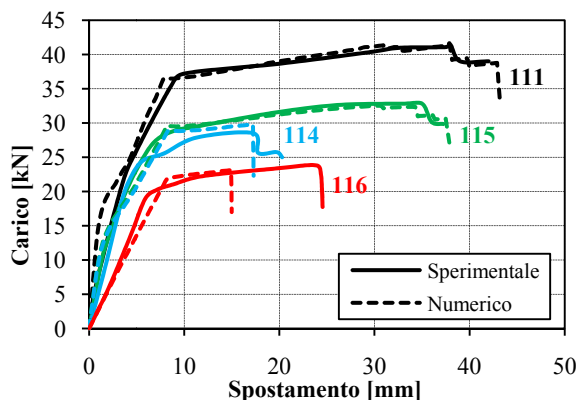


Figura 4 – Confronto tra risultati numerici e risultati sperimentali: travi tipo 11 [15].

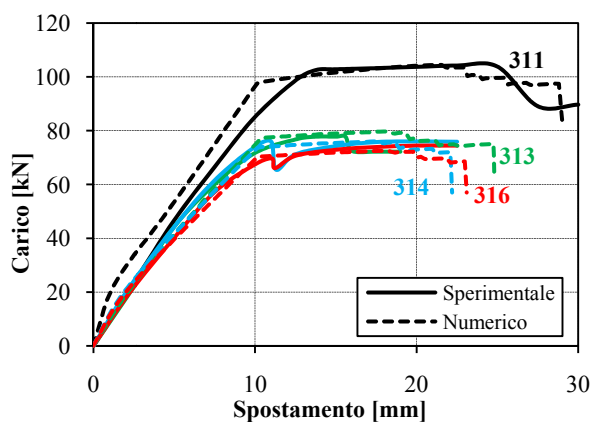


Figura 5 – Confronto tra risultati numerici e risultati sperimentali: travi tipo 31 [15].

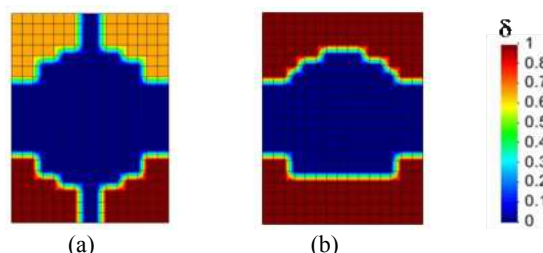


Figura 6 – Mappa del degrado per le travi (a) 116 e (b) 314.

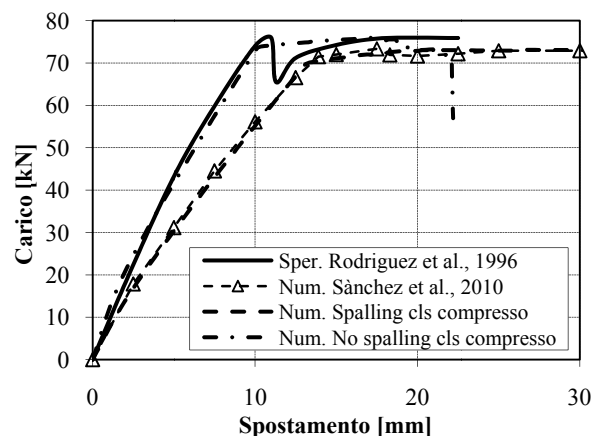


Figura 7 – Confronto tra risultati numerici e risultati sperimentali per la trave 314 con e senza spalling del calcestruzzo compresso.

Con particolare riferimento al meccanismo di degrado del calcestruzzo è interessante notare come per le travi tipo 11 la presenza di barre solo in prossimità degli angoli della sezione porta ad un danneggiamento localizzato in prossimità di queste barre (Figura 6a).

Per le travi tipo 31 invece, il degrado delle 4 barre inferiori ravvicinate porta al distacco dell'intero copriferro, mentre per le barre superiori, disposte a coppie in prossimità degli angoli, si ha un degrado localizzato delle parti laterali della sezione lungo piani inclinati a circa 45° (Figura 6b).

Nel caso delle travi di tipo 31 la modellazione del degrado del calcestruzzo assume un ruolo importante anche nel definire l'andamento del tratto iniziale delle curve carico-spostamento, come mostrato in Figura 7 per la trave 314. Infatti, se si considera lo spalling del calcestruzzo compresso (Figura 6b) con il modello proposto si ottengono dei risultati molto prossimi a quelli ottenuti numericamente anche da altri autori [16], ma con una pendenza nettamente inferiore a quella della curva sperimentale. I risultati ottenuti con il modello proposto senza attivare lo spalling del calcestruzzo compresso riproducono con buona accuratezza i risultati sperimentali anche nel ramo iniziale della curva.

Come ulteriore esempio di validazione si considera il confronto con i risultati delle prove sperimentali documentate in [8] relative ad una trave soggetta a corrosione di tipo naturale. La trave ha sezione rettangolare 150x280 mm ed è armata con due barre Φ 12 mm al lembo inferiore e due barre Φ 6 mm al lembo superiore. Il copriferro è di 1 cm per consentire un livello di corrosione elevato in un intervallo di

tempo ridotto. Il calcestruzzo ha resistenza a compressione pari a 65 MPa. L'acciaio ha tensione di snervamento pari a 500 MPa e modulo elastico pari a 250 GPa. Dopo 14 anni di esposizione la trave è stata sottoposta ad una prova con carico concentrato in mezzeria su schema di semplice appoggio con luce pari a 2.8 m.

La Figura 8 mostra il confronto tra risultati numerici e sperimentali per la trave non corrosa (BIT) e per quella soggetta a corrosione naturale (BICL). Il confronto evidenzia come il modello proposto riesca a cogliere in modo accurato gli effetti della corrosione, in particolare la riduzione sia del carico ultimo, sia della freccia in mezzeria a rottura.

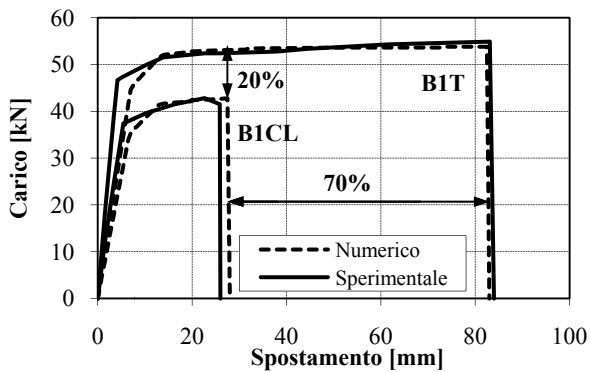


Figura 8 – Confronto tra risultati numerici e risultati sperimentali: trave soggetta a corrosione naturale [8].

5. PONTE AD ARCO SOGGETTO A CORROSIONE

Si studia un ponte ad arco Nielsen con impalcato sospeso mediante tiranti inclinati (Figura 9). Molte strutture dello stesso tipo sono state realizzate in Europa negli anni '30, con luci in genere comprese tra 50 e 140 metri. Le Figure 10 e 11 mostrano lo schema statico, la geometria e le dimensioni degli elementi strutturali [11]. La luce del ponte è di 90 m, suddivisa in 12 campi dai nodi inferiori degli elementi di sospensione. La freccia dell'arco è di 13 m. Gli archi hanno sezione rettangolare costante 1.4×0.6 m con armatura simmetrica 6+6 Ø30 mm. Lo schema statico dell'arco è a spinta eliminata. La catena tesa di ciascun arco è costituita da una coppia di profilati IPN 600 inglobati all'interno di travi in c.a. La sospensione è realizzata mediante tiranti costituiti da tondini unici di acciaio Ø70 mm. Sono disposti trasversali di sezione rettangolare con larghezza di 25 cm in corrispondenza dei tiranti e nella mezzeria tra un tirante e l'altro. Le caratteristiche dei materiali sono riportate nelle Tabelle 4 e 5.

La struttura si considera soggetta al peso proprio g ($g_1 = 8 \text{ kN/m}^2$ per l'impalcato e $g_2 = 21 \text{ kN/m}$ per gli archi) e ad un carico variabile uniformemente distribuito lq sulla superficie dell'impalcato, con $q = 10 \text{ kN/m}^2$ e λ crescente fino a collasso.

L'impalcato viene discretizzato con un modello a graticcio e il carico uniforme su un campo di soletta (3.5×3.75 m) viene ripartito sui quattro elementi che lo delimitano.

Le analisi vengono eseguite aumentando il carico lq fino a collasso. La Figura 12 mostra i risultati relativi alla situazione non degradata in termini di curve carico-spostamento relative

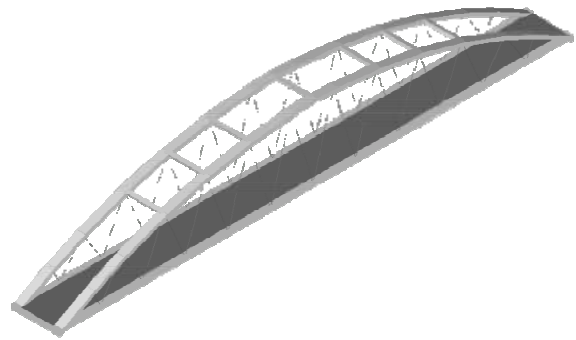


Figura 9 – Ponte ad arco Nielsen.

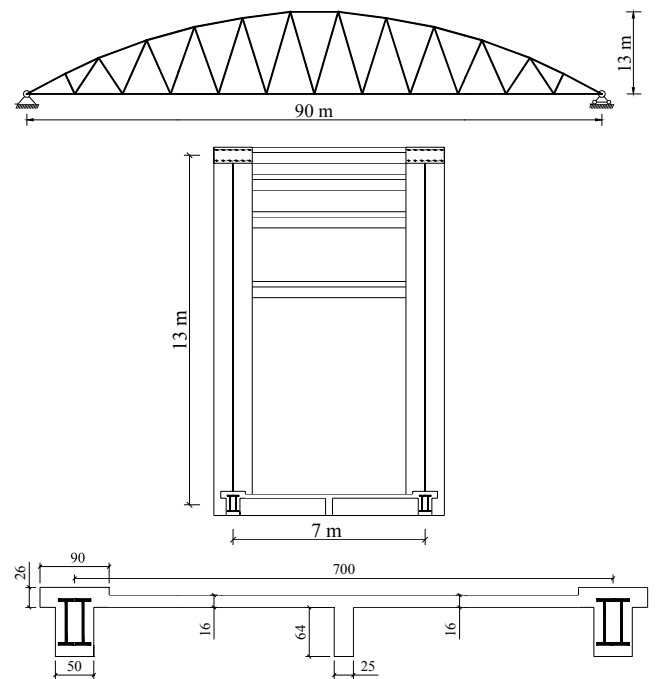


Figura 10 – Schema statico e sezioni del ponte.

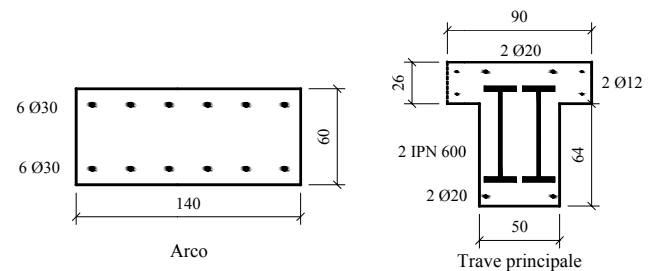


Figura 11 – Sezioni dell'arco e della trave principale dell'impalcato.

Tabella 4 – Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

f_c [MPa]	E_c [MPa]	f_{ct} [MPa]	ϵ_{ct}	ϵ_{cu}
35	34000	3.2	0.00225	0.0035

Tabella 5 – Caratteristiche meccaniche dell'acciaio

	f_y [MPa]	E_s [GPa]	ϵ_{su}
Armature	440	210	0.01
Travi IPN 600	275	210	0.1
Tiranti	1600	200	0.1

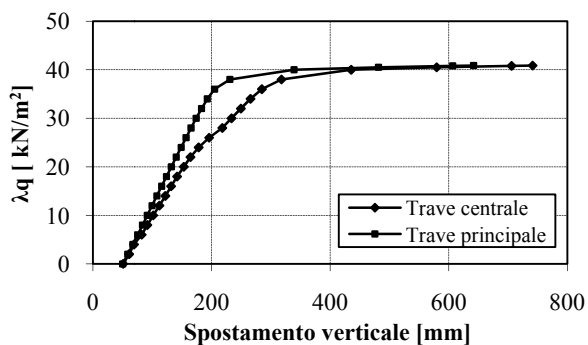


Figura 12 – Curve carico-spostamento in assenza di degrado.

alla sezione di mezzeria della trave principale ed alla sezione di mezzeria della trave centrale dell'impalcato, in modo da mostrare il comportamento legato alla statica trasversale. Il netto cambio di pendenza delle curve è associato allo snervamento delle travi IPN 600.

Per la modellazione del degrado delle barre di armatura e del calcestruzzo si fa riferimento ai criteri già esposti. Per il degrado dei profilati IPN 600 si ipotizza una penetrazione uniforme della corrosione con il seguente legame lineare tra profondità di corrosione x (mm) e riduzione della sezione:

$$\delta A_{IPN600}(x) = \frac{A}{A_0} = 1 - 0.05x \quad (29)$$

Nell'analisi degli effetti del degrado può risultare di interesse individuare gli elementi che, se soggetti a corrosione, possono influenzare maggiormente la perdita di capacità prestazionale della struttura. Questa informazione può consentire ad esempio di stabilire una gerarchia nelle tecniche di protezione o di calibrare interventi di riparazione mirati. Nel seguito gli effetti del degrado vengono quindi esaminati considerando separatamente il degrado per corrosione di ciascuna delle parti principali del ponte: impalcato, arco, tiranti.

La Figura 13 mostra il degrado della trave principale per diversi livelli di corrosione. Si nota che anche per un degrado moderato della trave IPN 600, il contemporaneo degrado delle barre di armatura ($\delta=1$) porta al distacco della parte di calcestruzzo adiacente.

Con riferimento ai livelli di danno di Figura 13, la Figura 14 mostra gli effetti della riduzione della sezione delle IPN 600. Si ha un aumento di deformabilità e una diminuzione del carico di snervamento e del carico ultimo, mentre si conserva una buona duttilità.

Il degrado dell'arco, che coinvolge lo spalling della parte di calcestruzzo danneggiata, non produce invece effetti rilevanti sul comportamento della struttura, come mostrato in Figura 15 per un livello di degrado $\delta=0.5$ a cui corrisponde una situazione con barre di armatura completamente corrose.

Gli effetti del degrado degli elementi di sospensione per corrosione uniforme risultano trascurabili sulla risposta della struttura fino ad una riduzione dell'area di circa l'80%. Ulteriori riduzioni portano alla crisi dei tiranti e alla conseguente crisi dell'arco, con una notevole riduzione di resistenza e duttilità.

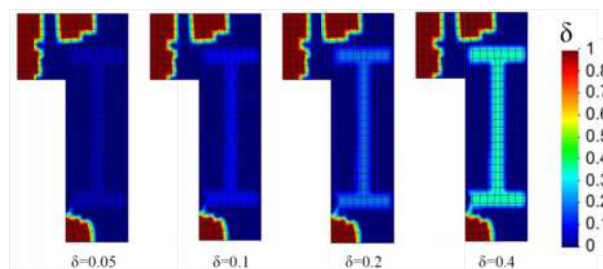


Figura 13 – Degrado della trave principale.

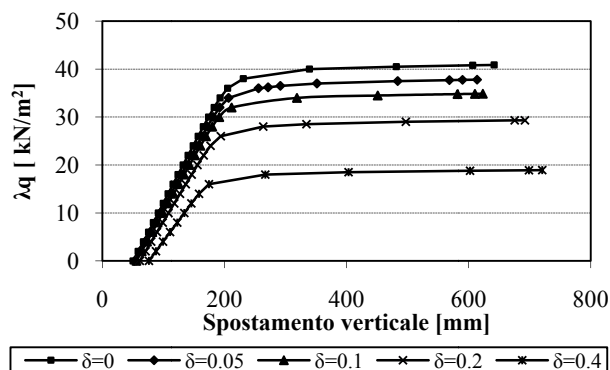


Figura 14 - Curve carico-spostamento per diversi livelli di degrado dell'impalcato.

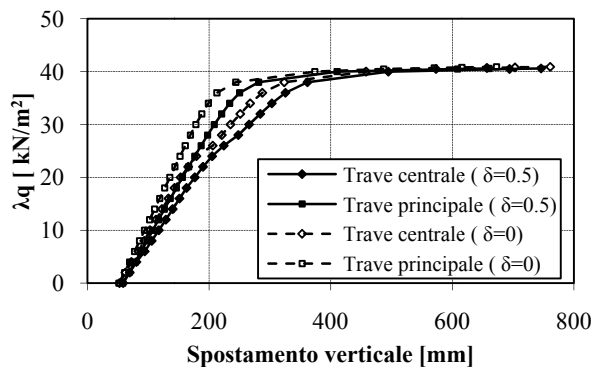


Figura 15 - Curve carico-spostamento con degrado dell'arco ($\delta=0.5$).

6. CONCLUSIONI

Sono state formulate le caratteristiche di un elemento finito di trave tridimensionale per l'analisi non lineare di strutture in calcestruzzo soggette a degrado da corrosione. La modellazione del degrado ha tenuto conto della riduzione di area delle barre, della riduzione di duttilità dell'acciaio, del degrado di resistenza del calcestruzzo in presenza di fessure longitudinali e dell'espulsione del copriferro (spalling). Il confronto con i risultati di prove sperimentali condotte su travi con armature corrose e l'analisi delle prestazioni residue di un ponte ad arco soggetto a corrosione hanno mostrato

l'accuratezza e le potenzialità applicative della formulazione proposta.

L'elemento non consente di cogliere crisi per taglio e per aderenza. Nei riguardi di queste modalità di crisi, che richiedono modelli più affinati, occorre tenere conto anche della corrosione delle armature trasversali. Molti aspetti legati alla duttilità delle barre di armatura corrose e al fenomeno della fessurazione longitudinale necessitano inoltre di ulteriori indagini sperimentali. Nell'ambito di validità delle ipotesi introdotte l'approccio proposto consente comunque di valutare in modo accurato le prestazioni residue della struttura e, se affiancato a metodologie in grado di descrivere il processo diffusivo delle sostanze aggressive ed il conseguente sviluppo della corrosione [4], [5], di riprodurre l'evoluzione nel tempo.

7. BIBLIOGRAFIA

- [1] ALMUSALLAM, A (2001) - Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars, *Construction and Building Materials*, 15, 361-368.
- [2] APOSTOLOPOULOS, C.A., PAPADAKIS, V.G. (2008) - Consequences of steel corrosion on the ductility properties of reinforcement bar, *Construction and Building Materials*, 22, 2316-2324.
- [3] BIONDINI, F. (2004) - A Three-dimensional Finite Beam Element for Multiscale Damage Measure and Seismic Analysis of Concrete Structures, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 2963.
- [4] BIONDINI, F., BONTEMPI, F., FRANGOPOL, D.M., MALERBA, P.G. (2004), Reliability of Material and Geometrically Nonlinear Reinforced and Prestressed Concrete Structures, *Computers & Structures*, 82(13-14), 1021-1031.
- [5] BIONDINI, F., BONTEMPI, F., FRANGOPOL, D.M., MALERBA, P.G. (2004), Cellular automata approach to durability analysis of concrete structures in aggressive environments, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, November 2004, 1724-1737.
- [6] BIONDINI, F., BONTEMPI, F., FRANGOPOL, D.M., MALERBA, P.G. (2006), Probabilistic Service Life Assessment and Maintenance Planning of Concrete Structures, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 132(5), 2006, 810-825.
- [7] BONTEMPI, F., MALERBA, P. G., ROMANO, L. (1995). Formulazione diretta secante dell'analisi non lineare di telai in C.A./C.A.P., Studi e Ricerche, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A. "F.lli Pesenti", Politecnico di Milano, vol. 16, pp. 351-386.
- [8] CASTEL, A., FRANÇOIS, R., ARLIGUIE, G. (2000) - Mechanical behaviour of corroded reinforced concrete beams - Part 1: Experimental study of corroded beams, *Materials and Structures*, Vol.33, November 2000, 539-544.
- [9] CORONELLI, D., GAMBAROVA, P. (2004) - Structural assessment of corroded reinforced concrete beams: modeling guidelines, *ASCE Journal of structural engineering*, August 2004, 1214-1224.
- [10] DuraCrete (1998) – Modelling of Degradation, Probabilistic performance based durability design of concrete structures, Document BE95-1347/R4-5, The European Union – Brite EuRam.
- [11] FRANCIOSI, V. (1958) - *Ponti ad arco con impalcato sospeso - Tendenze attuali di esecuzione e di calcolo*, Hoepli.
- [12] GONZALEZ, J.A., ANDRADE, C., ALONSO, C., FELIU, S. (1995) - Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement, *Cement and Concrete Research*, vol. 25, n. 2, 1995, 257-264.
- [13] MALERBA, P.G. (Ed.) (1998) – *Analisi limite e nonlineare di strutture in calcestruzzo armato*, CISM, Udine.
- [14] PAGE, C.L., PAGE, M.M. (2007) - *Durability of concrete and cement composites*, Woodhead Publishing.
- [15] RODRIGUEZ, J., ORTEGA, L.M., CASAL, J. (1997) - Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement, *Construction and Building Materials*, vol.11, n.4, 1997, 239-248.
- [16] SÀNCHEZ, P.J., HUESPE, A.E., OLIVER, J., TORO, S. (2010) - Mesoscopic model to simulate the mechanical behavior of reinforced concrete members affected by corrosion, *International Journal of Solids and Structures*, 47, 2010, 559-570.
- [17] STEWART, M.G. (2009) - Mechanical behaviour of pitting corrosion of flexural and shear reinforcement and its effect on structural reliability of corroding RC beams, *Structural Safety*, 31, 2009, 19–30.
- [18] VIDAL, T., CASTEL, A., FRANÇOIS, R. (2004) - Analyzing crack width to predict corrosion in reinforced concrete, *Cement and Concrete Research*, 34, 2004, 165-174.
- [19] ZHANG, R., CASTEL, A., FRANÇOIS, R. (2009) - Concrete cover cracking with reinforcement corrosion of RC beams during chloride-induced corrosion process, *Cement and Concrete Research*, doi:10.1016/j.cemconres.2009.09.026.

IMPALCATI DA PONTE IN ACCIAIO-CALCESTRUZZO CON TRAVI AD ANIMA ONDULATA

Marcello Cammarata¹, Nunzio Scibilia²

1 Dottorando in Ingegneria delle Strutture nell'Università degli Studi di Palermo

2 Professore associato di Tecnica delle Costruzioni nell'Università degli Studi di Palermo.

SOMMARIO

La presente nota riguarda la possibilità di realizzare impalcati per ponti stradali utilizzando travi in acciaio saldate, aventi l'anima sagomata secondo una sinusoidale. Lo studio focalizza l'attenzione su impalcati in acciaio-calcestruzzo semplicemente appoggiati agli estremi, costituiti da due sole travi in acciaio, collegate da traversi e da una soletta in c.a., progettati per un ponte stradale di I categoria, avente larghezza di m 12.10. Le soluzioni progettuali proposte sono verificate nel rispetto del D.M. 14/01/2008 e degli Eurocodici, prevedendo diverse resistenze per l'acciaio da carpenteria (S355 e S460) e adottando per il calcestruzzo la classe C 32/40. Inoltre, si è valutata la possibilità di eliminare i traversi di campata, la cui esecuzione richiede complesse lavorazioni.

SUMMARY

It is presented the design of road bridges using welding sinusoidal corrugated steel web beam. This study lead over the composite steel concrete bridge deck, simply supported. It is constituted of steel beam and concrete deck. The design is carried out for a road bridge of I category 12.10 m wide and 50m length. The solutions proposed are verified in order the DM 14/01/2008 and the European Code. Different steel resistances are investigated (S355 S460) and the concrete class used is C32/40. Moreover the possibility to eliminate transversal beam is proposed.

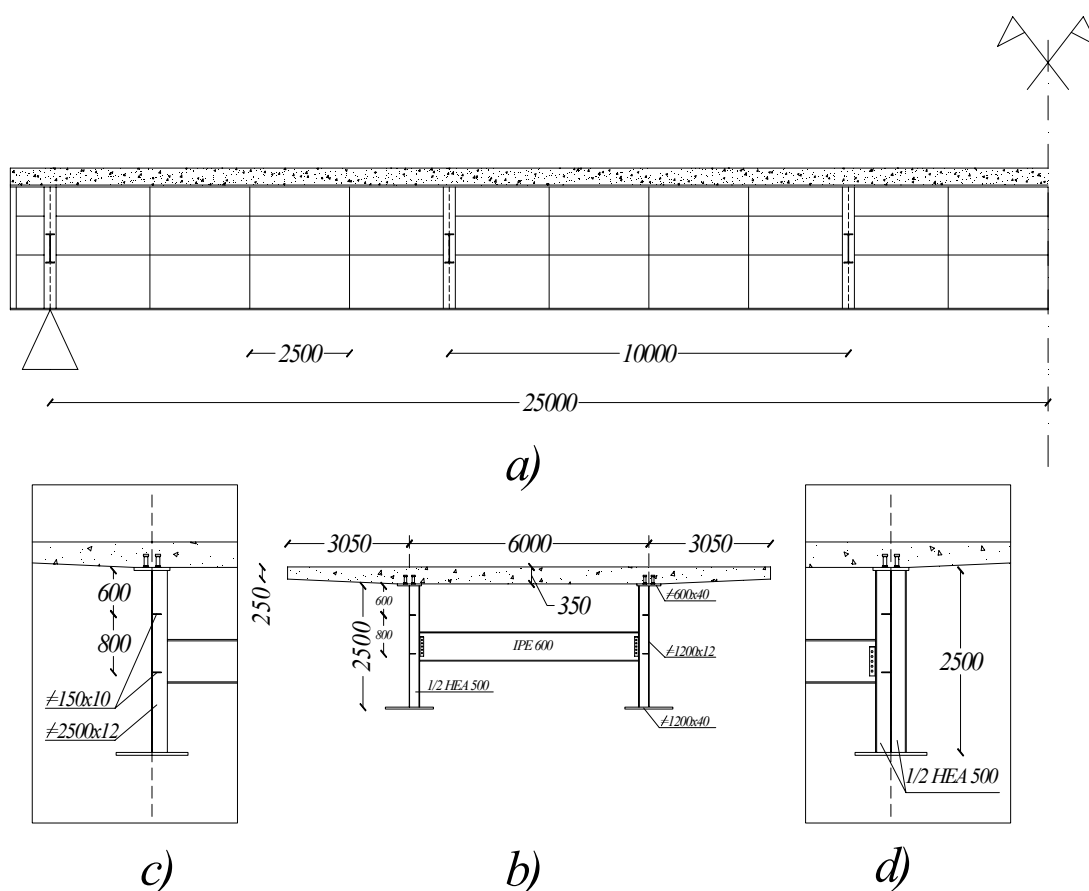


Figura 1 – Impalcato da ponte in acciaio calcestruzzo: a) sezione longitudinale b) sezione trasversale su un trasverso c) sezione trasversale corrente d) sezione trasversale sull'appoggio

1. INTRODUZIONE

Negli impalcanti stradali e ferroviari in sistema misto acciaio-calcestruzzo una componente significativa del costo è dovuta al peso delle anime delle travi metalliche ed alle lavorazioni richieste per l'inserimento degli irrigidimenti longitudinali e trasversali, necessari per impedirne l'instabilità.

Recentemente sono state proposte travi in acciaio con anima sagomata secondo un andamento trapezoidale o secondo una sinusoide. Tale ultima soluzione si è sviluppata con la possibilità di effettuare tale formatura ricorrendo a procedimenti automatici, con conseguente risparmio di tempi e precisione di esecuzione.

In tale ambito alcuni produttori hanno inserito nel proprio catalogo travi sinusoidali standard, aventi anime di altezza fino a 1500 mm. Dette anime presentano spessori sottili anche di 2 mm per le travi di altezza inferiore (sino a 1000 mm per carichi leggeri) e sino a 3 mm per le maggiori altezze e/o per carichi più significativi, in ambito edilizio. Le anime sono saldate con procedimenti automatici alle piattabande, che, nel caso delle strutture miste, presentano sezioni diverse tra la superiore e l'inferiore.

Le onde delle anime sinusoidali presentano passo di circa 150 mm e ampiezza di circa 40 mm.

Ulteriori applicazioni hanno riguardato anime in acciaio di travi da ponte in cemento armato normale e precompresso e anime di sezioni a cassone. Le principali applicazioni si sono osservate in Giappone e in Francia, il sistema è stato proposto recentemente in Italia dal prof. Mancini.

Il presente articolo riguarda l'utilizzo di travi in acciaio con anima ondulata per la costruzione di impalcanti di ponti stradali in sistema misto acciaio-calcestruzzo, soggette a sforzi di taglio notevolmente più elevati rispetto a quelli presenti nell'edilizia.

Nel seguito si fa riferimento in una prima fase ad impalcanti a 2 travi, collegate da trasversi di testata e intermedi e da una soletta in cemento armato. Si considera il caso di travi appoggiate agli estremi, soggette alle azioni regolamentari previste dal D.M. 14/01/2008 e si operano confronti tra soluzioni costruttive tradizionali ed innovative, facendo variare le caratteristiche geometriche della sinusoide e lo spessore delle anime.

Successivamente si esamina la possibilità di abolire i trasversi, la cui esecuzione complica il processo costruttivo ed appesantisce il manufatto. Inoltre l'uso di anime corrugate elimina la necessità di irrigidimenti longitudinali e verticali per le anime.

Ulteriori vantaggi delle travi con anima ondulata sono presenti negli schemi statici a trave continua, ove si voglia ricorrere alla precompressione longitudinale della soletta in calcestruzzo per prevenire le fessurazioni indotte dai momenti negativi. In tal caso le anime ondulate determinano una minore rigidezza assiale della trave metallica, con migliore sfruttamento delle forze indotte dalla pretensione dei cavi.

Inoltre, lo schema statico di trave continua riduce sensibilmente le frecce elastiche indotte dai carichi permanenti e accidentali, consentendo di ottimizzare la sezione.

Per la fase di dimensionamento della struttura costituita da travi con anima irrigidita si adottato un modello di calcolo a graticcio piano di travi, costituito da aste in acciaio, simulant

le travi longitudinali miste, ed i trasversi e da ulteriori cinque travi trasversali simulant la piastra in c.a. di impalcato.

2. NORME DI RIFERIMENTO

Lo sviluppo dei calcoli è condotto con riferimento al D.M. 14/01/2008 e relativa Circ. Min. 617/2009 ed gli Eurocodici 1, 3 e 4.

Con riferimento al cap. V del D.M. 2008 si è considerato un ponte stradale di 1° categoria, la cui sezione trasversale è rappresentata in fig. 1, soggetto ai carichi mobili con l'intero valore. Il progetto è guidato dalla verifica a taglio e a deformabilità della struttura.

Il dimensionamento delle anime delle travi in acciaio è condizionato dalla resistenza a taglio, che è affidato integralmente alle anime per tutte le fasi di lavoro della struttura.

Pertanto, occorre verificare che il taglio resistente V_{Rd} sia maggiore, per tutte le combinazioni di carico, del taglio di calcolo V_{Sd} .

Il taglio V_{Rd} è espresso dalla seguente relazione:

$$V_{Rd} = \chi_c \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{MI}} h_w t_w \quad (1)$$

essendo h_w e t_w l'altezza e lo spessore dell'anima, f_y la tensione di snervamento dell'acciaio, γ_{MI} un coefficiente di sicurezza pari ad 1.1 per i ponti e χ_c un fattore di riduzione che tiene conto dell'instabilità del pannello d'anima, assunto pari al più piccolo tra i valori $\chi_{c,l}$ e $\chi_{c,g}$ relativi rispettivamente all'instabilità locale e globale, dati dalle seguenti espressioni:

$$\chi_{c,l} = \frac{1.15}{0.9 + \bar{\lambda}_{c,l}} \leq 1 \quad \chi_{c,g} = \frac{1.5}{0.5 + \bar{\lambda}_{c,g}^2} \leq 1 \quad (2)$$

$$\bar{\lambda}_{c,l} = \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr,l} \sqrt{3}}} \quad \bar{\lambda}_{c,g} = \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr,g} \sqrt{3}}} \quad (3)$$

Per le sagome sinusoidali, rappresentate in figura 2, generalmente è dominante il modo di instabilità globale.

Per la valutazione delle τ_{cr} si fa riferimento all'EC3-parte 1-5 annesso D [12], assimilando il pannello sinusoidale ad una lastra ortotropa, per la quale si definiscono le seguenti rigidezze flessionali in direzione longitudinale D_y e in direzione trasversale D_x :

$$D_x = \frac{Et^3 l}{12(1-\nu^2)s} \quad D_y = \frac{EI_y}{l} \quad (4)$$

avendo indicato con l la lunghezza della proiezione dell'onda, con s la sua lunghezza effettiva e con I_z il momento di inerzia dell'onda rispetto all'asse longitudinale.

Attraverso le suddette rigidezze è possibile definire la $\tau_{cr,g}$ dell'eq. 3,b attraverso la seguente relazione:

$$\tau_{cr,g} = \frac{32.4}{t_w h_w^2} \sqrt[4]{D_x D_y^3} \quad (5)$$

Mentre, per valutare la $\tau_{cr,l}$ si fa riferimento alla seguente equazione:

$$\tau_{cr,l} = \left(5.34 + \frac{as/2}{2h_w t_w}\right) \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)s/2} \frac{2t_w}{2} \quad (6)$$

Il calcolo della lunghezza s e del momento di inerzia I_z può essere sviluppato attraverso la seguente equazione [11]:

$$s = l \left(1 + \frac{\pi^2 a^2}{16l^2} \right) \quad (7a)$$

$$S = 4 \int_0^{L/4} \sqrt{1 + \left(\frac{a}{2} \omega \right)^2 \cos^2(\omega t)} dt \quad (7b)$$

$$I_{yy,3D} = 4 \int_0^{L/4} x^2 d\Gamma$$

$$I_{yy,3D} = 4 \int_0^{L/4} x^2 t_w dl = 4 \int_0^{L/4} \left(\frac{a}{2} \right)^2 \sin^2(\omega t) \cdot t_w \cdot |\Gamma'(t)| dt$$

$$I_{yy,3D} = \int_0^{L/4} \left(\frac{a}{2} \right)^2 \cdot \sin^2(\omega t) \cdot t_w \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{a}{2} \omega \right)^2 \cos^2(\omega t)} dt \quad (8)$$

$$\omega = \frac{2\pi}{l}$$

e sviluppando, e sostituendo:

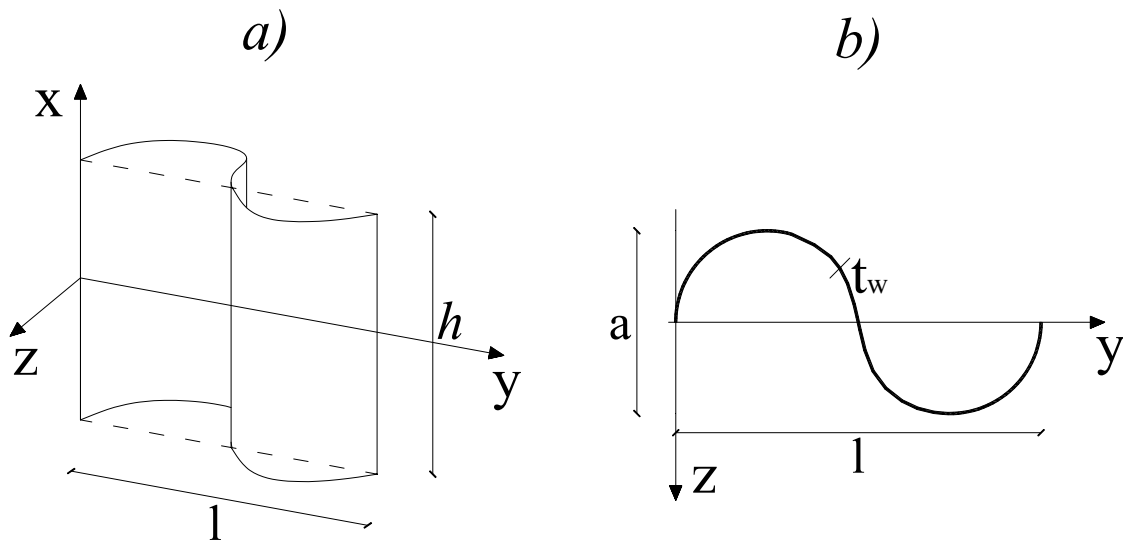


Figura 2 – Profilo sinusoidale dell'anima: a) vista 3D b) sezione

La procedura di calcolo mira ad ottenere un valore di χ_c prossimo ad 1, ponendo in una prima fase $\chi_{c,l}=1$, da cui si ricava attraverso la (2) $\lambda_{c,l}=0.6$ e attraverso la (3) $\tau_{cr,l}=0.6f_y$. Pertanto, fissato il valore di t_w , occorre operare sui valori di a ed l in modo da soddisfare la sopradetta relazione. In presenza di due variabili è opportuno fissare il rapporto l/a e ricavare le combinazioni possibili, tra le quali si sceglierà quella più idonea sotto l'aspetto tecnologico.

Nel seguito si indagano valori del rapporto l/a compresi tra 3 e 20.

Il dimensionamento strutturale ottimale è quello per il quale i coefficienti di instabilità χ_c sono prossimi ad 1.

Occorre verificare che entrambe le situazioni di instabilità locale e globale siano soddisfatte.

2. MODELLO DI CALCOLO

Con riferimento alle note scientifiche [4 e 5] si assimila la lastra sinusoidale ondulata ad una piastra piana ortotropa, caratterizzata dai seguenti parametri:

E_x modulo di elasticità longitudinale in direzione x (verticale);

E_y modulo di elasticità in direzione y (longitudinale);

t_{eq} spessore di lastra ortotropa equivalente.

I suddetti parametri sono determinati in direzione verticale (x) eguagliando le rigidità flessionali e assiali del sistema sinusoidale a quelle della lastra piana equivalente; mentre il modulo elastico E_y è calcolato uguagliando gli spostamenti del sistema sinusoidale e della lastra ortotropa.

Pertanto E_x e t_{eq} si determinano applicando le seguenti relazioni:

$$\begin{cases} E \cdot I_{yy,3D} = E_x \cdot l \cdot \frac{t_{eq}^3}{12} \\ E \cdot A_{xx,3D} = E_x \cdot l \cdot t_{eq} \end{cases} \quad (9a,b)$$

Per il calcolo di E_y si rendono uguali le deformazioni in direzione longitudinale y . Per la simmetria del sistema si considera un quarto dell'onda, facendo riferimento allo schema di Fig. 3.

Applicando il P.L.V., e tenendo conto delle deformazioni flessionali e assiali, si perviene alle espressioni di seguito riportate, di cui è stata operata una validazione numerica, riportata in appendice.

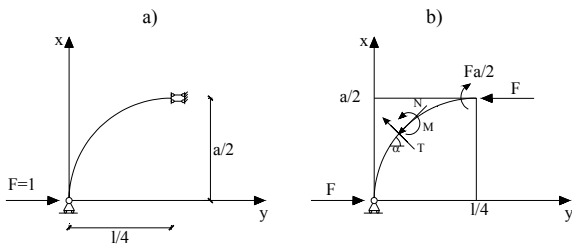


Figura 3 – Schema statico equivalente

$$\delta_{3D,tot} = \delta_{3D,assiale} + \delta_{3D,flessionale} \quad (10)$$

$$\delta_{3D,assiale} = \int_{\Gamma} \frac{N_1 N_0}{E \cdot t_w} dl$$

$$\delta_{3D,assiale} = \int_0^{l/a} \frac{1}{E \cdot t_w} F \cdot (\cos^2[\arctg[A\omega \cos(\omega t)]) \cdot \sqrt{1 + (A\omega)^2 \cos^2(\omega t)} dt$$

$$\delta_{3D,flessionale} = \int_{\Gamma} \frac{M_1 M_0}{E \cdot I} dl$$

$$\delta_{3D,flessionale} = \int_{\Gamma} \frac{F \cdot (\frac{a}{2})^2}{E \cdot I} \sin^2(\omega t) \cdot \sqrt{1 + (\frac{a}{2}\omega)^2 \cos^2(\omega t)} dt$$

dove $I = \frac{t_w^3}{12}$

L'incidenza reciproca delle componenti assiali e flessionali dipende dalla profondità dell'onda in relazione alla sua lunghezza. Per rapporti l/a inferiori a 10 le deformazioni assiali sono trascurabili.

La resistenza delle anime nei confronti dei fenomeni di stabilità può essere valutata attraverso le relazioni sopra riportate, facendo ancora riferimento ad una lastra piana ortotropa.

Per il calcestruzzo della piastra di impalcato si è adottato un modulo elastico E_c ricavato dalla formula regolamentare:

$$E_c = 22000 \left(\frac{f_{ck} + \delta}{10} \right)^{0.3} \quad (11)$$

Per determinare le caratteristiche elastiche delle travi longitudinali costituenti il traliccio adottato per la fase di dimensionamento della struttura, si è eseguita l'omogeneizzazione del calcestruzzo all'acciaio attraverso un coefficiente pari al rapporto tra i moduli elastici dei due materiali.

3. APPLICAZIONE PROGETTUALE

Si fa riferimento ad un ponte stradale ad una campata, semplicemente appoggiato agli estremi, avente l'impalcato in sistema misto acciaio calcestruzzo, costituito da due travi longitudinali in acciaio in esecuzione saldata, sia con anima piana irrigidita dello spessore di 12 mm, sia con anima ondulata, di caratteristiche variabili. In entrambi i casi si sono considerate le seguenti alternative:

1. presenza di trasversi di estremità ed intermedi posti a distanza di 10 m tra loro;
2. assenza di trasversi.

Dalla sezione trasversale di figura 1 si evince che la soletta in c.a. presenta larghezza di m 12.10 ed è sostenuta dalle due travi longitudinali poste ad interasse di m 6.00 ed ha due parti a sbalzo. Il collegamento della soletta alle travi è assicurato da pioli con testa tipo Nelson, dei quali si trascura la deformabilità.

I trasversi sono costituiti da profilati IPE 600, aventi le flange superiore e inferiore saldate a mezzi profilati HEA 500, mentre il collegamento tra le anime degli IPE e gli HEA può essere anche bullonato, a condizione di non indebolirne la resistenza.

I trasversi sono distanziati dalla soletta, anche per permettere l'inserimento delle casseforme.

Si considera una luce di calcolo di m 50.00, travi longitudinali aventi l'anima di altezza 2500 mm e ali superiori ed inferiori aventi rispettivamente sezione 600x40 mm e 1200x40 mm.

Le anime di spessore 12 mm sono irrigidite con piatti verticali 250x12 mm, posti ad interasse di 2500 mm e con due piatti orizzontali 150x10 mm disposti il primo a distanza di 600 mm dall'intradosso della flangia superiore ed il secondo a distanza di 800 mm dal primo. Poiché i trasversi IPE 600, disposti ad interasse di 10.00 m, richiedono un vincolo di estremità ad incastro si sono sostituiti ogni 10 m i piatti 250x12 mm con mezzi profilati HEA 500.

La soletta in c.a. ha spessore costante nella parte centrale (tra le due travi) di 350 mm; mentre negli sbalzi presenta altezza variabile da 350 a 250 mm.

Tale soluzione progettuale è verificata nel rispetto del D.M. 14/01/2008 e degli Eurocodici, prevedendo l'acciaio da carpenteria di classe S355 e per il calcestruzzo di classe C 32/40.

Le azioni variabili sono costituite da 3 colonne di carichi, aventi ciascuna larghezza di m 3.00 distanziate tra loro di 0.40 m. Ciascuna stesa di carico è composta da 4 forze concentrate distanti m 1.20 in direzione longitudinale e m 2.00 in direzione trasversale di valore caratteristico $Q_{ik}/2$ e da strisce di carico uniforme di entità q_{ik} , secondo le indicazioni della Tab.1.

Per le verifiche allo stato limite ultimo si introduce un coefficiente $\gamma_f=1.35$.

Per le verifiche a flessione e la valutazione delle frecce le 4 forze concentrate sono disposte in asse all'impalcato (Disp. 1); mentre per le verifiche a taglio le forze concentrate sono posizionate a partire dall'appoggio (Disp. 2).

Tabella 1- Carichi mobili

Stesa	$Q_{ik}/2$ [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
1	150	9.00
2	100	2.50
3	50	2.50

Per la verifica del trasverso si è considerata una sola stesa di carico, disposta in modo da rendere massime e minime le sollecitazioni.

Oltre alle anime costituite da lamiera piane irrigidite (tipologia 0), si considerano 5 tipologie di travi longitudinali

aventi anime con profilo sinusoidale di spessore 8 mm e 10 mm e onde aventi ampiezza a compresa tra 60 e 400 mm e passo l di 1200 e 2400 mm, secondo le indicazioni di Tab. 2, nella quale è riportato anche il peso per unità di lunghezza di ciascuna anima della trave.

La verifica di resistenza al taglio delle anime richiede la valutazione dei coefficienti $\chi_{c,g}$ e $\chi_{c,l}$ attraverso le (2) e (3), riportati nella tabella 3.

Tabella 2 – Tipologie di anime ondulate

Tipologia	Spess. t_w [mm]	a [mm]	l [mm]	Peso anima [kN/m]
0	12	-	-	3.59
1	8	60	1200	1.71
2	8	200	1200	1.80
3	8	400	1200	2.07
4	10	50	2400	2.09
5	10	200	2400	2.13

Tabella 3 – Fattori χ_c di stabilità delle anime secondo EC3

Tipologia	$\chi_{c,g}$	$\chi_{c,l}$	χ_c	V_{Sd} [kN]	V_{Rd} [kN]
0			1	3474	9260
1	0.86	1.16	0.86		5553
2	2.13	1.17	1		6454
3	2.63	1.18	1		6454
4	0.76	1.14	0.76		8068
5	2.19	1.15	1		8068

Si osserva che per le tipologie 1 e 4 χ_c è minore di 1 penalizzando la resistenza al taglio.

E' evidente che una progettazione ottimale deve tendere a porre χ_c prossimo ad 1.

Assicurata la resistenza al taglio, per ciascuna tipologia si determinano le caratteristiche della piastra ortotropa equivalente riportate in Tab. 4.

Tabella 4 – Piastra ortotropa equivalente

Tipologia	E_x [GPa]	E_y [MPa]	G [GPa]	$t_{w,eq}$ [mm]
1	22.92	266	8.76	73
2	7.38	7.14	2.66	241
3	4.41	0.84	1.37	467
4	34.17	866	13.13	61
5	8.71	14.13	3.29	243

Per la risoluzione si adotta un modello 3D assimilando, come si è detto, l'anima delle travi ad una lastra ortotropa, la cui modellazione in elementi finiti, riferita ad un tronco di ponte è riportata in figura 4.

In particolare le flange inferiore e superiore delle due travi in acciaio sono state divise in due parti, considerando elementi plate di lunghezza pari ad un metro, adottando un infittimento in corrispondenza dei trasversi.

L'anima è stata divisa in direzione verticale in due parti, considerando sempre elementi plate di lunghezza pari ad un metro, adottando un infittimento in corrispondenza dei trasversi. Questi ultimi sono modellati in direzione verticale

con 5 elementi (due relativi a ciascuna flangia ed uno relativo all'anima) ed in direzione longitudinale con 4 concì per un totale di 20 elementi finiti per ciascun trasverso. Analogamente ciascuno degli irrigidimenti verticali, costituiti da mezzi HEA 500, è modellato con 15 elementi (3 in sezione orizzontale e 5 in direzione verticale). Quanto sopra è evidenziato nella figura 5.

La soletta in c.a. è suddivisa in elementi plate aventi dimensione di 1x 0.1 m, tale da consentire l'esatta posizione dei carichi variabili.

Per la modellazione si è adottato il programma di calcolo Strauss.

Determinate le sollecitazioni, si procede ad effettuare le verifiche di deformabilità e quelle di resistenza e di stabilità utilizzando le relazioni sopra indicate.

Le frecce in mezzeria di ciascuna delle due travi longitudinali (1 più caricata e 2) per le 6 tipologie analizzate (lamiera piana più 5 tipologie di lamiera ondolata) sottoposte ai carichi permanenti e ai carichi variabili nella disposizione 1 sono riportate nella Tab. 5.

La freccia massima in condizioni di esercizio è pari a 164 mm e risulta inferiore al valore $L/300=167$ mm.

Pertanto, la presenza dell'anima ondolata incrementa la freccia di circa il 30% avvicinandola a quella accettabile per le condizioni di esercizio. Tale circostanza perde di importanza nel caso di travi continue.

Tabella 5 – Frecce in mezzeria in mm delle due travi longitudinali con trasversi: $f_{1,v}$ per azioni variabili $f_{1,t}$ per azioni totali

Tipologia	$f_{1,v}$	$f_{2,v}$	f_L	f_I
0	63	35	123	95
1	83	48	164	129
2	83	49	163	129
3	82	49	163	129
4	81	47	159	125
5	81	47	159	126

Inoltre, si sono analizzate le suddette tipologie in assenza di trasversi, pervenendo ai risultati di seguito illustrati in tabella.

6. Dai risultati ottenuti si evince che la freccia massima delle tipologie con anima ondolata è poco influenzata dalla presenza dei trasversi, che pertanto, risulta opportuno eliminare, anche per le complicazioni costruttive connesse alla loro esecuzione. Mentre risultano superflui gli irrigidimenti orizzontali e verticali.

Tabella 6 – Frecce in mezzeria delle due travi longitudinali in mm in assenza di trasversi

Tipologia	$f_{1,v}$	$f_{2,v}$	f_L	f_I
0	70	39	137	106
1	83	48	163	129
2	83	48	163	129
3	82	49	163	129
4	81	47	159	125
5	81	47	159	125

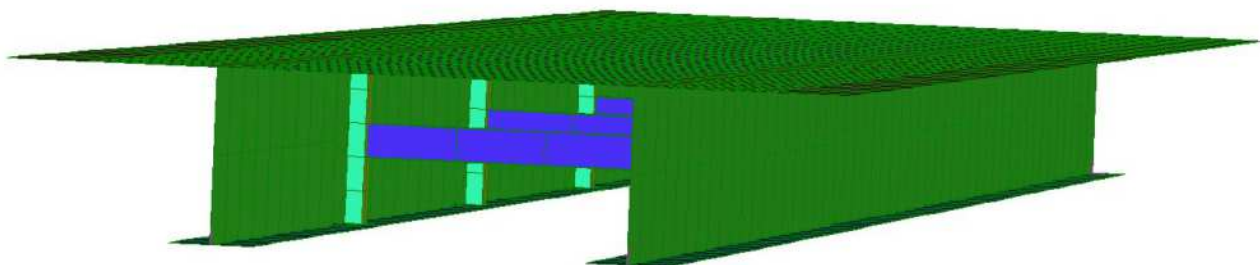


Figura 4 – Vista 3D del modello di calcolo

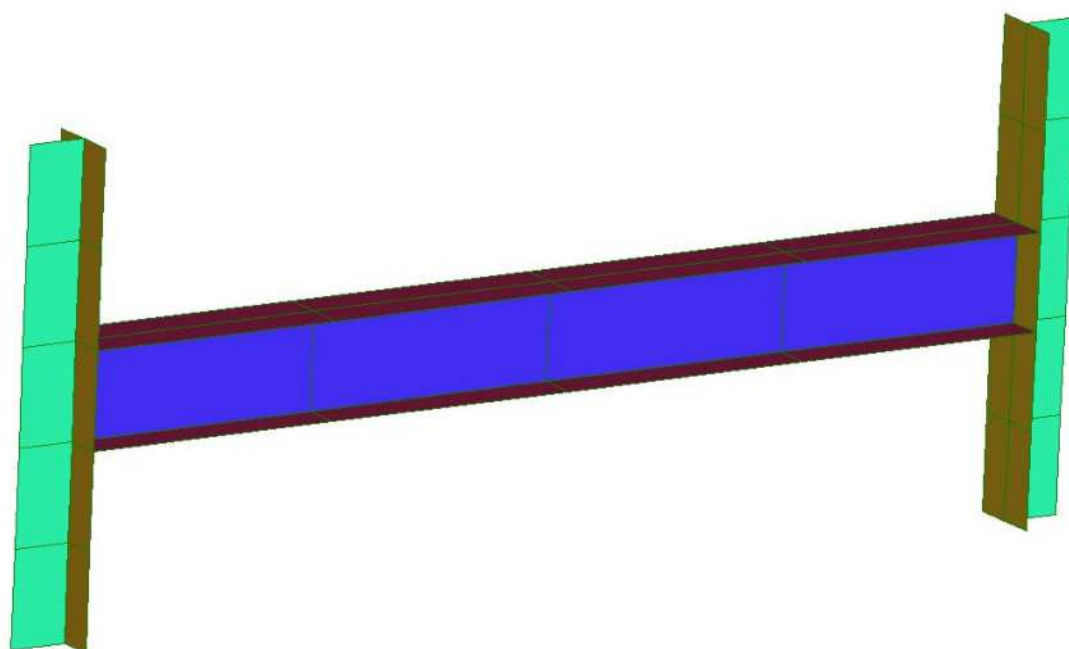


Figura 5 – Modello FEM – Discretizzazione dei trasversi

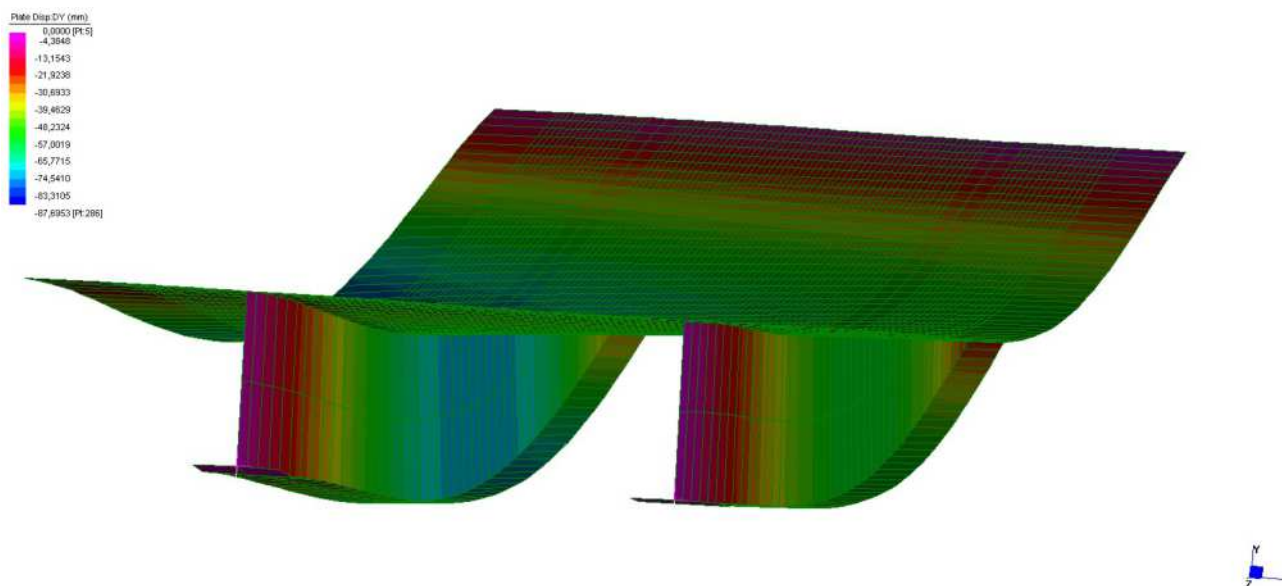


Figura 6 – Modello FEM - Configurazione deformata dell'impalcato in lamiera irrigidita privo di trasversi.

4. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il confronto tra le tipologie di travi da ponte con anima piana irrigidita e con anima ondulata ha confermato i notevoli vantaggi conseguibili in termini di peso con tale soluzione, la cui applicazione richiede qualche perfezionamento tecnologico. Ciò in quanto gli impalcato costituiti da travi in acciaio con anima ondulata, nelle tipologie esaminate, sono in grado di assorbire le sollecitazioni indotte dai carichi permanenti e variabili relativi ai ponti stradali di I categoria. Tali vantaggi si esaltano considerando la possibilità di eliminare i trasversi di campata, riducendo complesse operazioni di saldatura in opera, le quali possono innescare fenomeni di fatica.

Ulteriori applicazioni promettenti sono relative alle travi e ai cassoni in cemento armato precompresso nei quali l'anima in calcestruzzo è sostituita da pannelli in acciaio ondulato. Tale soluzione attende significative applicazioni nel nostro Paese.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano il prof. Giuseppe Mancini per i dati messi a disposizione ed i suggerimenti ricevuti.

BIBLIOGRAFIA

[1] Abbas HH, Sause R, Driver G (2006) Behavior of corrugated web I-girders under in plane loads. *Journal of Engineering Mechanics* ASCE.
 [2] Abbas HH, Sause R, Driver G (2007) Analysis of flange transverse bending of corrugated web I-girders under in plane loads. *Journal of Engineering Mechanics* ASCE.
 [3] Basler K (1961) Strength of plate girders in shear, *Proc. ASCE, 1. J Struct Division - USA*.

[4] Bertagnoli G, Biagini MA, Mancini G. (2010) Orthotropic model for the analysis of beams with corrugated steel webs. *Proc. of ACES Symposium Corfu*.
 [5] Biagini M.A. (2009) Orthotropic model for non-linear analysis of beams with corrugated steel webs. Tesi di dottorato in Ingegneria delle Strutture, Politecnico di Torino.
 [6] Easley JT, McFarland D (1969) Buckling of Light, Gage Corrugated Shear Diaphragms. *Journal of Structural Division. USA*.
 [7] Elgaaly M, Seshadri A (1997) Girders with corrugated webs under partial compressive edge loading. *J. Struct Eng, ASCE*. Philadelphia, USA.
 [8] Elgaaly M, Seshadri A, Hamilton RW (1997) Bending strength of steel beams with corrugated webs. *J. Struct Eng, ASCE*. Philadelphia, USA.
 [9] Ibrahim SA, El-Dakhkhni WW Elgaaly M (2006) Behavior of bridge girders with corrugated webs under monotonic and cyclic loading. *Engineering Structures*. Canada.
 [10] Timoshenko SP, Gere JM (1961) Theory of elastic stability, 2nd ed.. *McGraw-Hill* New York, USA.
 [11] Timoshenko SP, Woinowsky-Krieger S (1970) Theory of Plates and Shells, 2nd ed. *McGraw-Hill* New York, USA.
 [12] Eurocode 3 ; Design of steel structures – Part 1.5 : Plated structural elements.
 [13] Ministero delle Infrastrutture D.M. 14/01/2008 Norme tecniche per le costruzioni.
 [14] Ministero delle Infrastrutture Circ. 02/02/2009 N. 617 sulle Norme tecniche per le costruzioni.

APPENDICE

Al fine di validare il modello statico equivalente sinusoidale proposto dalle formule (10) sopra riportate, si è sviluppata una simulazione agli elementi finiti di un'onda sinusoidale incernierata all'estremo sinistro e libera all'estremo destro, ivi soggetta ad una forza orizzontale unitaria.

Considerando la tipologia 2, si è diviso un tratto di lunghezza l pari 1200 mm in 24 parti. Nelle figure 7 e 8 sono evidenziati il modello adottato, gli spostamenti e i momenti flettenti nell'elemento strutturale considerato.

I risultati ottenuti sono in ottimo accordo con quelli ottenuti dalle espressioni analitiche.

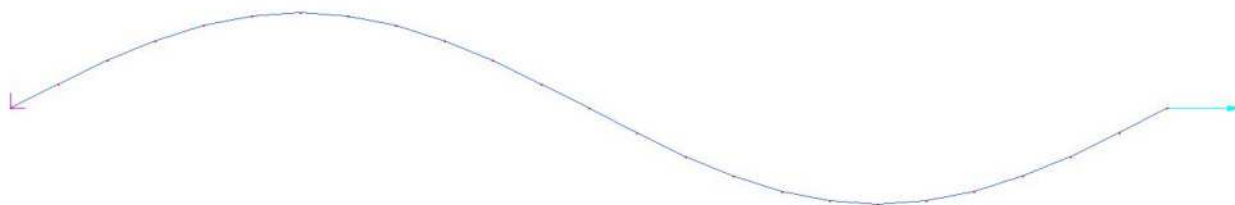


Figura 7 – Modello FEM della lamiera dell'anima sinusoidale (Tip.2)

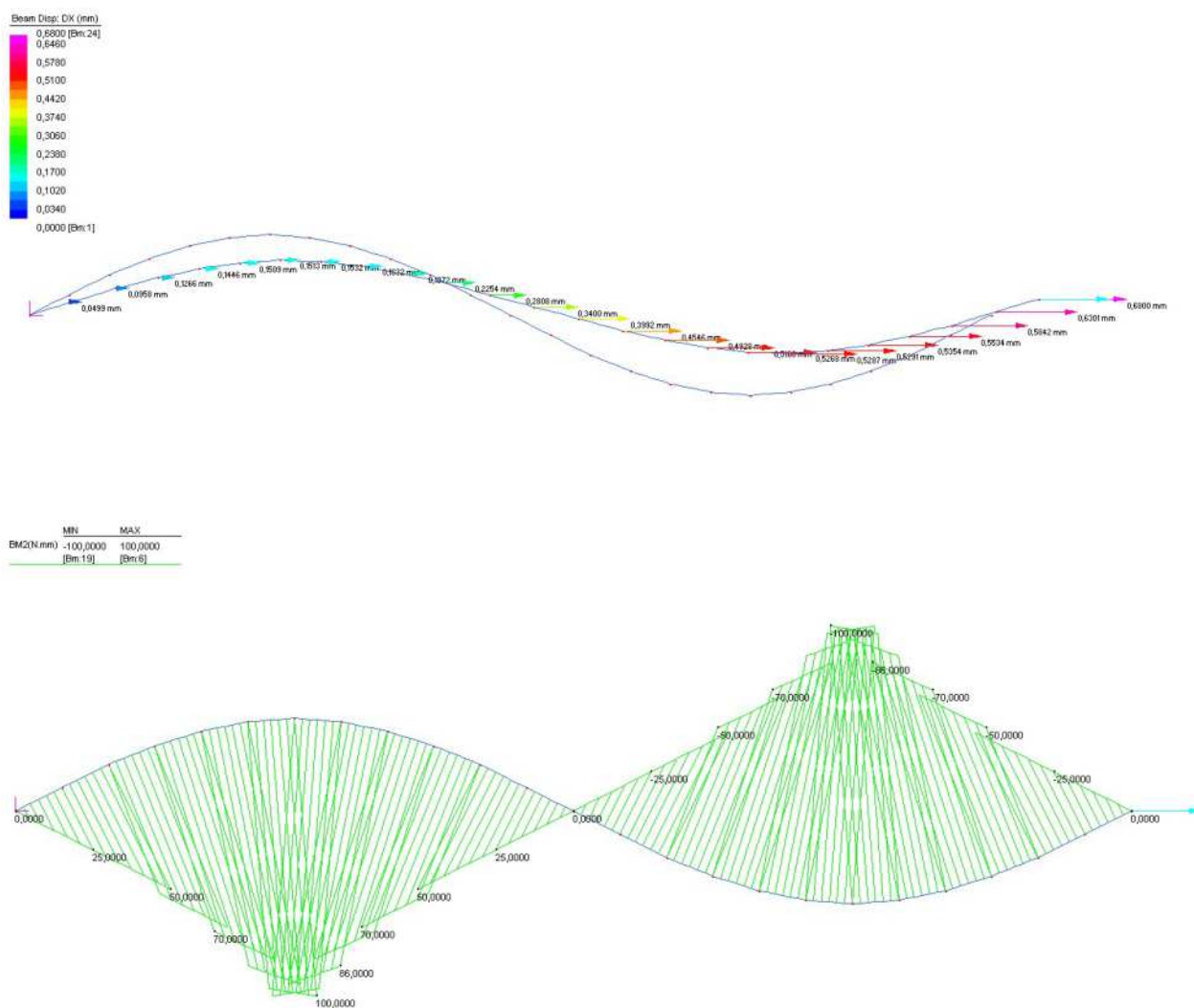


Figura 8 – Spostamenti e momenti flettenti nella lamiera dell'anima sinusoidale (Tip. 2)

PASSANTE FERROVIARIO DI TORINO TRA LE STAZIONI DI PORTA SUSA E STURA SOTTOATTRAVERSAMENTO DEL FIUME DORA

Ing. Valter Capata¹, Ing. Andrea Danese², Ing. Paolo Maria Zanetti³

¹ S.G.S. S.r.l.

² ASTALDI S.p.A.

³ SEICO S.r.l. Servizi di Ingegneria e Consulenza

SOMMARIO

La memoria illustra il progetto ferroviario del sottoattraversamento del fiume Dora che si inserisce nella realizzazione del complesso infrastrutturale del Nodo di Torino, consentendo il recupero di estese aree urbane per una riqualificazione ambientale, proprio nel cuore della città, con l'insediamento di un grande asse attrezzato.

SUMMARY

The memorial explains the Dora under – river tunnel project, connecting the implementation of the infrastructural plant of the Turin's railway's junction, allowing the salvage of huge urban areas, heart of the town, with the settlement of a large equipped axle.

1. PREMESSA

Il sottoattraversamento del fiume Dora si inserisce nel quadro degli interventi previsti per la sistemazione e la razionalizzazione del "Nodo Ferroviario di Torino" (Fig. 1).

La nuova linea ferroviaria, tra le stazioni di TO-Lingotto e TO-Porta Susa, ed il quadruplicamento dei binari, tra le stazioni di TO-Porta Susa e TO-Stura, comporta la realizzazione di un importante complesso infrastrutturale volto anche ad ottenere un radicale miglioramento del sistema viario di superficie.

Lo scopo principale dell'intervento è infatti quello dello spostamento, in galleria artificiale, del traffico ferroviario lento da e per Milano, della linea Modane e delle linee A.V., mediante l'abbassamento delle livellette e successivo ritombamento.

La sede dei vecchi binari si rende quindi disponibile per l'insediamento di una grande arteria stradale di superficie ("spina") parallela al tracciato ferroviario sottostante.

Lo studio della nuova livelletta ferroviaria ha suggerito, in corrispondenza dell'interferenza con il fiume Dora, il passaggio subalveo al fine di minimizzare l'impatto di carattere ambientale consentendo, alla spina stradale superiore, l'attraversamento del fiume con andamento altimetrico uniforme.

La necessità di garantire, durante l'esecuzione dell'opera, il deflusso della portata del fiume ha comportato la parzializzazione delle fasi di lavoro con le necessarie opere di difesa e impermeabilizzazione sia in fase provvisoria che definitiva.

La sezione di passaggio dei binari è costituita da uno scatolare realizzato all'interno di paratie strutturali.

Le paratie strutturali sono delimitate, esternamente, da paratie plastiche debolmente armate sormontate da una soletta superiore di protezione costituente, nel tratto interessato dall'attraversamento, il fondo alveo.

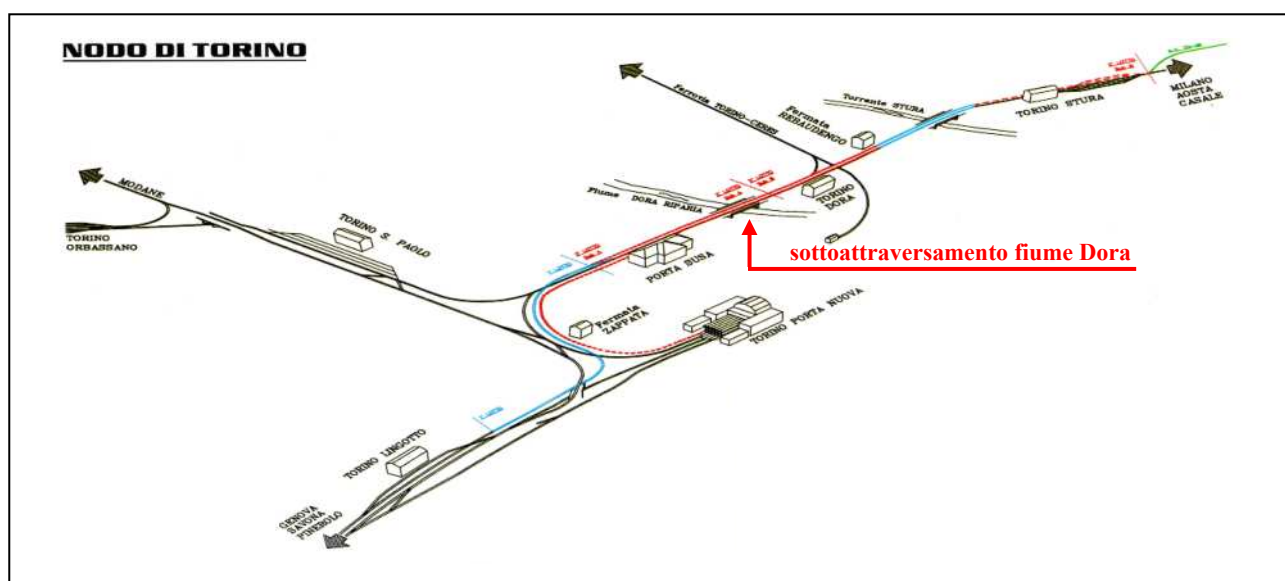


Fig. 1 – Nodo ferroviario di Torino

2. TRACCIATO E CARATTERISTICHE DELLA LINEA

Il tracciato della linea ferroviaria si sviluppa in un contesto urbano interessato, oltre che dalla presenza del fiume Dora, da una complessa viabilità di superficie in zone intensamente antropizzate.

Partendo dalla stazione di Porta Susa, con livelletta orizzontale, il tracciato ferroviario si sviluppa al disotto del tessuto urbano con pendenza del 12‰ circa, sottopassando la viabilità di Piazza Statuto, dove interseca la linea 1 della metropolitana, Via Avet, Via Miglietti, l'importante nodo di Corso Regina Margherita e Via Don Bosco, per immergersi, infine, sotto il fiume Dora.

Sottopassato il fiume Dora (fig. 2) con una struttura scatolare racchiusa tra una serie di paratie strutturali e paratie plastiche, si arriva alla "Fermata di Dora", a valle della quale la livelletta risale con pendenza di circa il 14‰, verso Corso Grosseto, sottopassando Via Stradella e Via Breglio prima di arrivare alla Stazione di Rebaudengo.

Le opere ferroviarie di linea sono costituite essenzialmente da gallerie artificiali a singolo, doppio o triplice "fornice" su uno o due livelli, di cui i binari occupano sempre quello inferiore.

Dovendo garantire l'esercizio delle linee ferroviarie, le opere sono state suddivise in due macrofasi, realizzando prima la macrofase ovest, con il traffico ferroviario ancora in superficie e concentrato tutto nella zona est dell'intervento, in modo da rendere disponibili le aree ovest per la realizzazione delle gallerie.

Ultimata la macrofase ovest, il traffico viene instradato in galleria rendendo disponibili le aree est per il completamento del passante ferroviario.

3. QUADRO IDROGEOMORFOLOGICO

I terreni interessati dalle opere sono costituiti prevalentemente da una formazione a componente ghiaiosa in matrice sabbioso-limosa fino ad una profondità di circa 11.00 m da fondo alveo (q. 224.17 s.l.m.), e successivamente da un banco di sabbia e sabbie limose, con intercalate lenti di limo più o meno sovraconsolidato, aventi ottime caratteristiche meccaniche (tab. 1).

Il livello di massima falda di progetto è stato fissato alla q.ta di 229.00 s.l.m.

TAB. 1 - CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI TERRENI

Terreno tipo	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c' (kN/m ²)	K_a	K_p	K_0
Ghiaie sabbio-limose	20	38	10	0.238	4.204	0.384
Sabbie e sabbie limose	20	35	10	0.271	3.69	0.426

Il valore della coesione, indicato nella tabella, è stato preso in considerazione solo nelle analisi strutturali in fase provvisoria mentre, a lungo termine, il suo contributo è stato trascurato.

Il notevole battente d'acqua, che nelle condizioni più critiche è di circa 17 m rispetto al fondo scavo, ha richiesto il consolidamento del terreno al piede delle paratie con la tecnica del jet-grouting, per assicurarne la stabilità e anche per minimizzare i risentimenti dello scavo nell'area circostante.

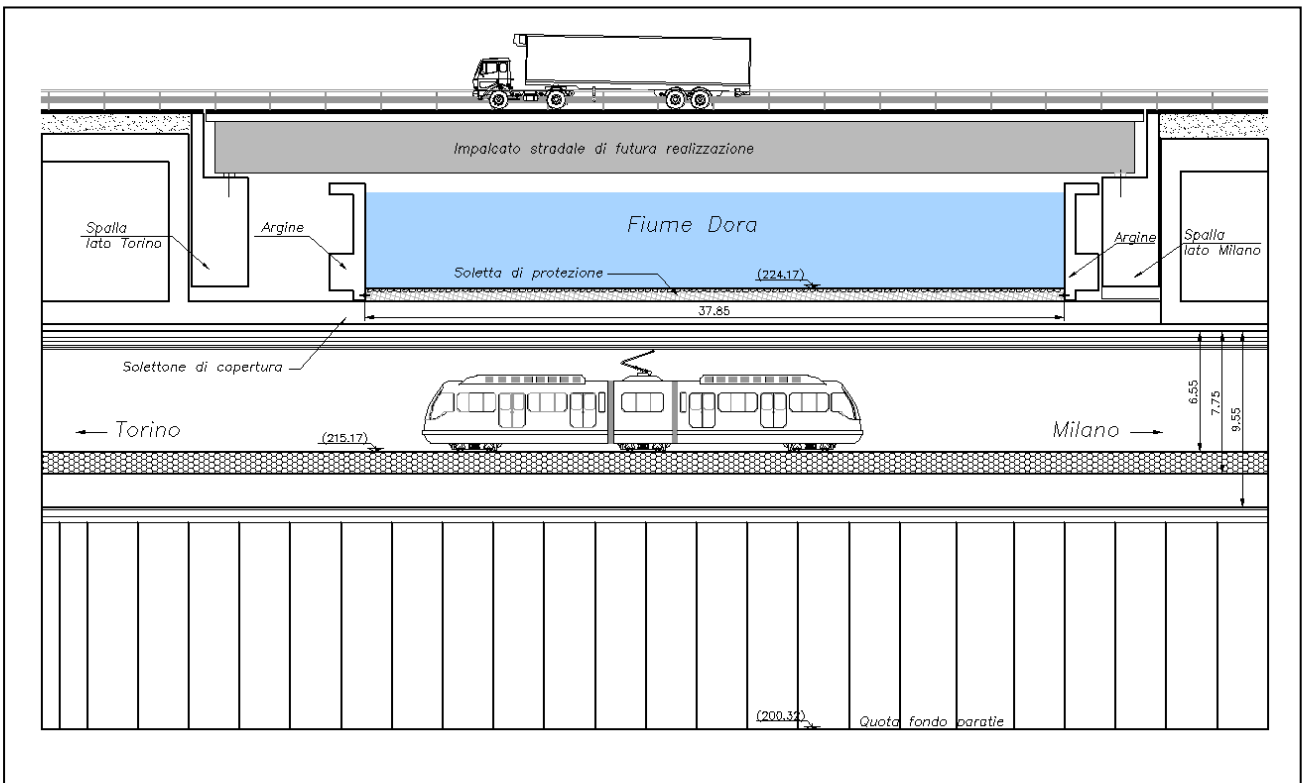


Fig. 2 - Sezione longitudinale del sottoattraversamento



Fig. 6 – Ipotesi di impalcato stradale

Nella fig. 6 la struttura portante dell'impalcato stradale è ipotizzata ad "arco superiore strallato".

L'esigenza di operare in condizioni di massima sicurezza, al disotto dell'alveo del fiume, ha suggerito la realizzazione di opere in grado di garantire un'alta protezione "stagna" dell'area di cantiere.

Sono state eseguite sia paratie plastiche sia colonne di jet grouting affiancate. Per queste ultime, grazie ai risultati di appositi campi prova, si sono potute raggiungere buone ottimizzazioni circa i parametri che influenzano il trattamento.

Al fine di ridurre la profondità di infissione delle colonne in jet-grouting, le elevate sottopressioni idrauliche sono state in parte controbilanciate con pali in calcestruzzo, armati a trazione, semplicemente connessi per attrito al tappo di fondo.

L'intervento, come riportato nella sezione trasversale del sottoattraversamento, ha riguardato sia il terreno compreso tra i diaframmi strutturali e quelli plastici sia quello al disotto del solettone di fondo. Durante la realizzazione dei trattamenti colonnari sono state attuate diverse procedure di controllo a partire innanzitutto dal sistema di posizionamento della macchina perforatrice.

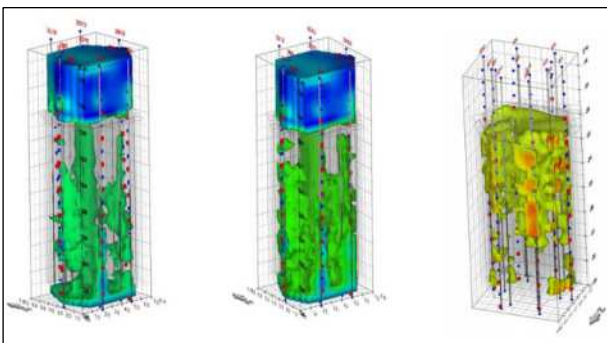


Fig. 8 – Tomografie sismiche

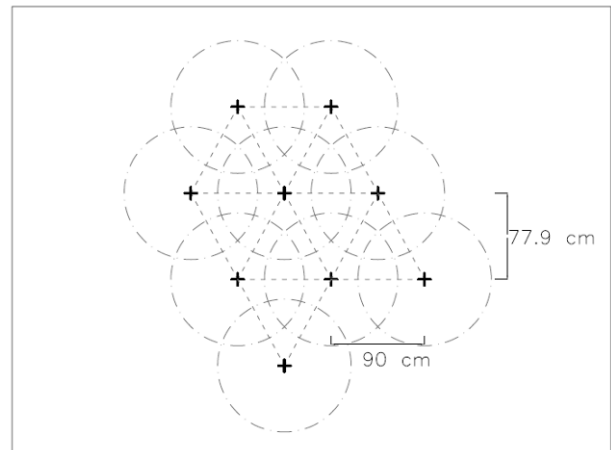


Fig. 7 – Maglia delle colonne di jet-grouting

ϕ UGELLO (mm)	RISALITA S	PASSO DI RISALITA (cm)	ROTAZIONE (RPM)	PRESSIONE MALTA (BAR)	PRESSIONE ARIA (BAR)	PORTATA (L/MIN)	A/C
4	7	4	16/21	420/450	6/8	180	1

PARAMETRI DI PERFORAZIONE

Sulla macchina sono stati infatti montati sistemi di rilevamento GPS grazie ai quali si sono potuti pressochè eliminare gli errori di tracciamento e di verticalità. Quindi è stata predisposta l'automazione e la registrazione dei parametri di iniezione (quantitativi della miscela, pressioni, velocità ecc.).

Nella fig. 7 è riportato lo schema del trattamento colonnare con diametro teorico delle colonne di 1350 mm e maglia triangolare con base di 90 cm e altezza di 77.9 cm.

Il trattamento è stato controllato mediante semplici carotaggi e indagini indirette quali tomografie sismiche bi e tri-dimensionali (fig. 8). Il risultato ottenuto è stato molto soddisfacente essendosi potute eseguire le delicate operazioni di scavo e getto dei rivestimenti interni praticamente all'asciutto in assenza di qualsiasi infiltrazione d'acqua.

Lo scatolare interno risulta completamente protetto da un sistema impermeabilizzante costituito da (fig. 9):

- strato di geotessile avente spessore di 3 mm con massa areica di 500 g/m²;
- due membrane in poliolefine di spessore di 2 mm con massa areica di 1.8 Kg/m².

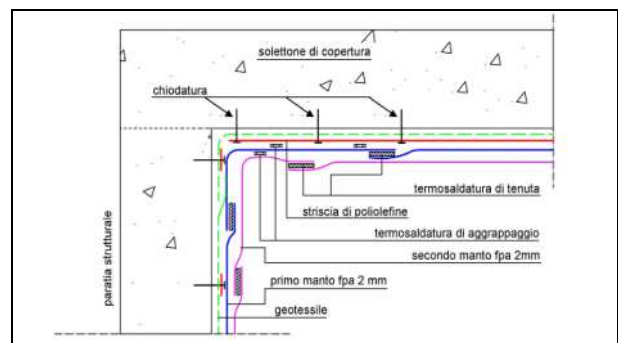


Fig. 9 – Sistema di impermeabilizzazione

5. FASI REALIZZATIVE

Si illustrano le fasi di lavoro della macrofase ovest già realizzata; lo stesso procedimento è in atto per la macrofase est in corso di realizzazione.

La costruzione della galleria per il sottoattraversamento dell'alveo è stata preceduta, come già in parte descritto, da una serie di opere propedeutiche finalizzate alla sicurezza generale delle aree di cantiere nei confronti delle infiltrazioni di acqua in corrispondenza del piano di lavoro.



Fig. 10 – Demolizione della tombinatura del Fiume Dora

Tutte le lavorazioni sono state possibili grazie alla parzializzazione dell'alveo, ovvero restringendo la sezione idrica del Fiume Dora mediante la realizzazione di due isole: la prima lato Torino e la seconda, successiva alla demolizione della prima, lato Milano.

Le fasi di lavoro, in ordine cronologico, sono state:

- demolizione della vecchia tombinatura in cemento armato del fiume (fig. 10);
- realizzazione del piano di lavoro lato Torino mediante la costruzione della prima isola (figg. 11, 12);
- esecuzione, dall'isola lato Torino, delle paratie di linea e di quelle plastiche nonché del jet grouting sia esterno che interno ai pannelli di linea (fig. 13);
- getto del solettone di copertura e della soletta di protezione;



Fig. 11 – Costruzione dell'isola lato Torino

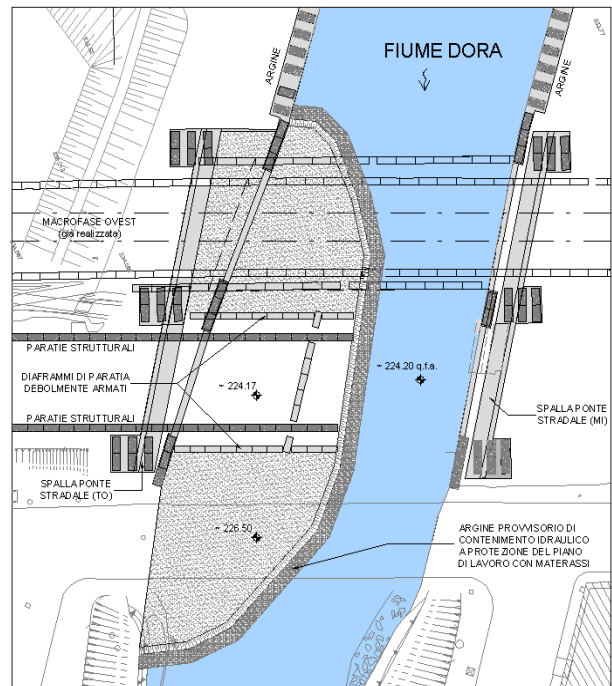


Fig. 12 – Pianta isola di lavoro lato Torino

- realizzazione dello scatolare interno;
- realizzazione delle fondazioni del futuro ponte stradale e nuovo argine del fiume;
- smantellamento dell'isola lato Torino;
- realizzazione del piano di lavoro lato Milano mediante la costruzione della seconda isola;
- completamento, lato Milano, delle paratie plastiche, di quelle di linea e del tappo di fondo;
- getto del solettone di copertura e della soletta di protezione;
- realizzazione dello scatolare interno;
- realizzazione delle fondazioni del futuro ponte stradale e nuovo argine del fiume;
- smantellamento dell'isola lato Milano.



Fig. 13 – Lavorazioni dell'isola lato Torino

Terminata, per ogni fase, la realizzazione delle opere di contenimento della galleria artificiale, si è potuto procedere allo scavo, sotto copertura, del terreno compreso tra le paratie fino al raggiungimento del piano di posa dello scatolare interno.

La necessità di realizzare lo scatolare interno sotto copertura ha comportato uno studio di ottimizzazione sia della geometria del manufatto che delle fasi di lavorazione nonché della scelta dei materiali.

Si è optato per una geometria del traverso superiore con intradosso a segmento circolare per migliorare la posa in opera della gabbia di armatura e il getto del calcestruzzo.

Eseguito lo scavo e stesa l'impermeabilizzazione, è stato realizzato il solettone di fondo e sono stati gettati i piedritti fino all'imposta del traverso superiore facendo fuoriuscire dal getto solo l'armatura di attesa controterra (in trazione) e predisponendo, per l'armatura in compressione, appositi manicotti filettati.

La presenza di armatura sul lato interno del piedritto, non avrebbe infatti consentito la messa in opera della gabbia preassemblata del traverso superiore.

Realizzati i piedritti e completata l'impermeabilizzazione, è stata sollevata e allocata la gabbia preassemblata mediante apposita centina reticolare mobile (fig. 14).

Sono stati quindi disposti i ferri ripartitori longitudinali per il collegamento con i conci limitrofi e sono state avvitate le barre filettate ai manicotti predisposti in compressione sulla testa dei piedritti.

È stata infine disposta una serie di centine metalliche a sostegno del cassero (fig. 15) e si è pompato calcestruzzo superfluidificato per garantire che il getto suborizzontale fornisca le caratteristiche di resistenza e durabilità richieste.

Le centine metalliche risultano munite, in chiave, di un meccanismo telescopico che ne consente la movimentazione per l'avanzamento e il getto in sequenza dei vari conci.

Le centine sono disposte ad interasse di 75 cm; ogni concio ha una lunghezza di 6.00 m con un peso della gabbia preassemblata di circa 10.000 Kg.



Fig. 14 – Sollevamento gabbia preassemblata



Fig. 15 – Centine a sostegno del cassero dello scatolare

6. ANALISI STRUTTURALI

Per la valutazione delle sollecitazioni nelle strutture sono stati utilizzati due programmi di calcolo, uno alle differenze finite e l'altro agli elementi finiti, così da verificare lo stato di sollecitazione e deformazione per tutte le fasi esecutive ritenute più gravose.

Con il primo programma sono state valutate le sollecitazioni e deformazioni nelle sole paratie, durante le fasi di scavo, schematizzando i solettoni orizzontali come vincoli passivi che impediscono alle strutture di spostarsi in direzione orizzontale.

Con il secondo programma è stata esaminata la configurazione finale al termine delle lavorazioni. Sono stati implementati due modelli di calcolo: il primo (modello 1) in cui si esamina il comportamento d'insieme di tutte le strutture che formano la galleria, il secondo (modello 2) in cui è stato studiato il comportamento dello scatolare interno sollecitato dalla sola spinta dell'acqua nel caso si instauri, per infiltrazione a lungo termine, il regime di massimo battente idraulico.

Il programma alle differenze finite, per la fase provvisoria, si basa sull'equazione differenziale della linea elastica delle travi su suolo elastico.

Il legame costitutivo sforzi-deformazioni delle molle che schematizzano il terreno risulta definito da una funzione bilaterale, a sua volta regolata dalla costante di Winkler e dalle tensioni orizzontali relative agli stati limite attivo e passivo di Rankine.

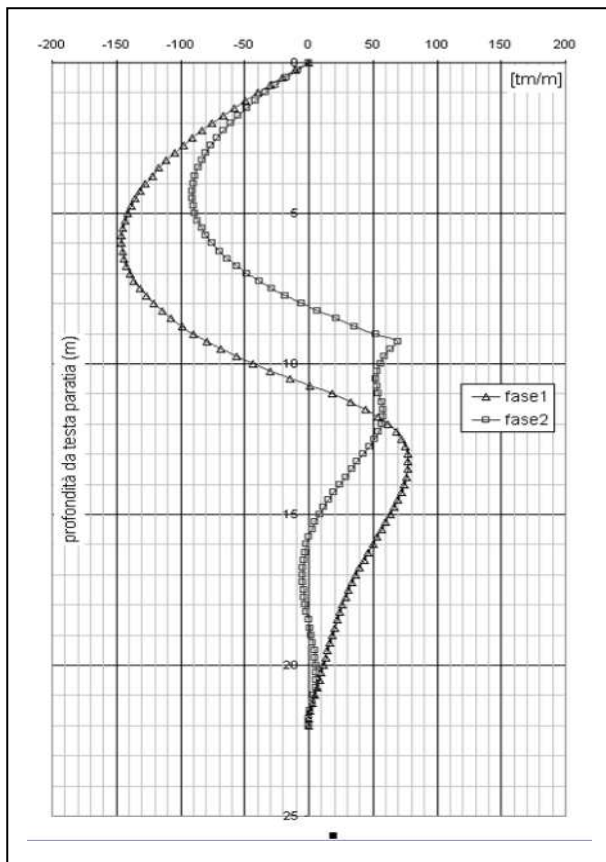


Fig. 16 - Momenti flettenti paratie (fase provvisoria)

In pratica a partire da una condizione di spinta in quiete ($\sigma'_{ho} = K_o \times \sigma'_v$) la struttura, discretizzata in n elementi, raggiunge l'equilibrio, dopo varie interazioni, in modo congruente con le azioni e reazioni che il terreno può esplicare, secondo la schematizzazione adottata.

Una volta raggiunta la condizione di equilibrio è possibile confrontare l'effettivo stato di resistenza mobilitata con il valore ultimo passivo disponibile.

Tale rapporto definisce il grado di sicurezza rispetto ad una rottura rigido-plastica dell'insieme opera-terreno.

Nella fig. 16 è riportato il diagramma dei momenti per la fase 1, corrispondente al raggiungimento del fondo scavo massimo, e per la fase 2 con l'esecuzione del solettone di fondo e l'adozione di spinte a riposo del terreno (K_o).

Nelle figure 17 e 18 sono riportati lo schema di calcolo e il diagramma dei momenti per il modello 1 che analizza, nella fase finale, la struttura nel suo complesso utilizzando il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000.

Lo scatolare interno e il portale esterno, costituito dalle paratie strutturali e dal solettone di copertura con esse in continuità, sono stati simulati con elementi "frame"; il collegamento tra le due strutture, gettate a contatto, è stato simulato mediante bielle reagenti solo a compressione.

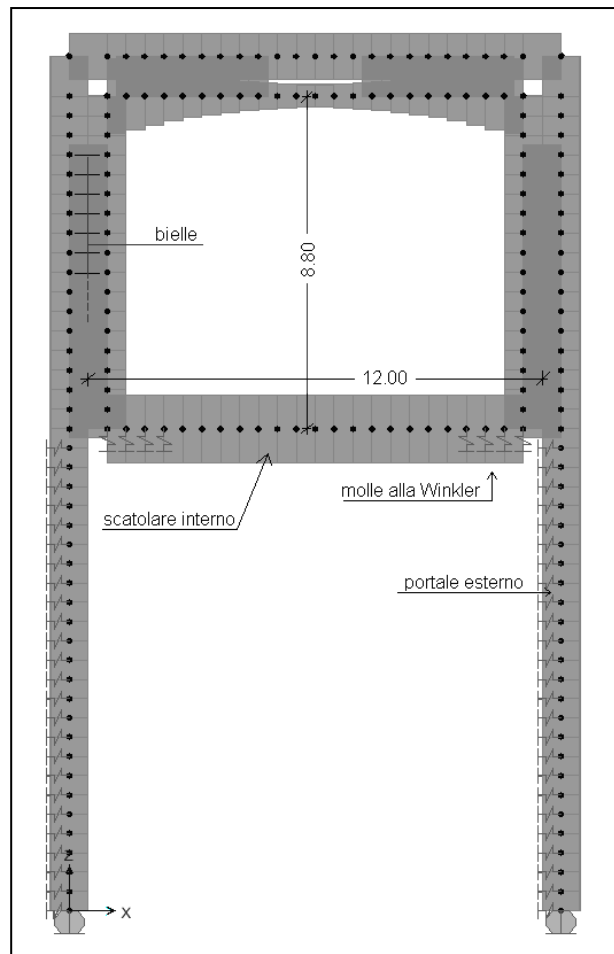


Fig. 17 - Schema di calcolo del modello 1

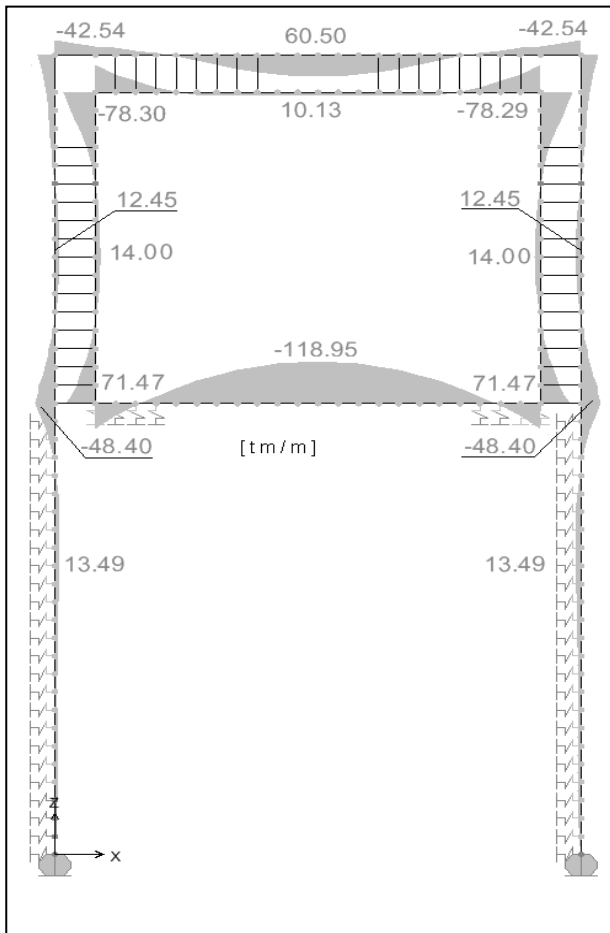


Fig. 18 – Momenti flettenti nelle strutture (fase finale)

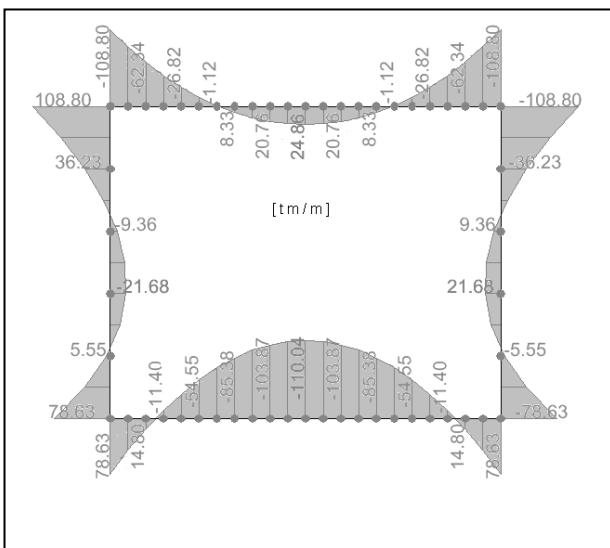


Fig. 19 – Momenti flettenti nel modello 2

Lo scatolare interno poggia sul terreno tramite molle alla Winkler alle quali è stato assegnato, stanti le ottime caratteristiche meccaniche ottenute con il consolidamento di jet-grouting, un modulo di reazione $K = 10000 \text{ t/m}^3$.

Nel procedimento iterativo di calcolo, sono state eliminate le molle risultanti in trazione.

Nella fig. 19 è riportato il diagramma dei momenti per il modello 2 che analizza il solo scatolare interno utilizzando ancora il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000.

Lo scatolare è sottoposto, al contorno, alle spinte e sottospinte dovute al massimo battente idraulico di progetto.

I valori massimi di sollecitazione flettente tra il modello 1 (118.95 tm) e il modello 2 (110.04 tm) differiscono del 7% circa a conferma della validità degli schemi adottati.

Le sollecitazioni nelle paratie del modello alle “differenze finite” risultano invece nettamente superiori a quelle del modello 1 in quanto, in fase provvisoria, lo scatolare interno non è stato ancora realizzato e non collabora quindi alla resistenza strutturale dell’insieme.

In base all’involuppo delle sollecitazioni rinvenute nelle varie fasi e con i vari programmi di calcolo e modelli, sono stati dimensionati tutti gli elementi strutturali con le seguenti incidenze di armatura:

PARTE D’OPERA		INCIDENZA (dN/mc)
SCATOLARE INTERNO	TRAVERSO INFERIORE	80
	PIEDRITTI	110
	TRAVERSO SUPERIORE	120
PARATIE STRUTTURALI		230
SOLETTONE DI COPERTURA		100

Committente delle opere è la S.p.A. Rete Ferroviaria Italiana.

La Direzione Lavori è a cura di ITALFERR nella persona dell’Ing. G.M. Cavallero (macrofase ovest) e dell’Ing. P. Cuppone (macrofase est).

La realizzazione è a cura dell’ATI con ASTALDI S.p.A. Capogruppo mandataria sotto la direzione tecnica dell’ing. A. Danese.

Il progetto strutturale di dettaglio è sviluppato dalla SEICO S.r.l. a cura dell’ing. P.M. Zanetti.

Il progetto geotecnico di dettaglio è sviluppato dalla S.G.S. S.r.l. a cura dell’ing. V. Capata.

OPERE DI SALVAGUARDIA DELLA LAGUNA DI VENEZIA – I CASSONI DELLO SBARRAMENTO DELLA BOCCA DI CHIOGGIA

Fabio Capozzi², Gabriele Nati³, Massimo Paganelli³, Alberto Scotti⁴, Alessandro Togna², Stefano Tomarelli³, Maria Teresa Brotto¹

1 CONSORZIO VENEZIA NUOVA

2 MODIMAR S.r.l. - PROGETTISTA DELLA SOC. CONDOTTE PER LA BOCCA DI CHIOGGIA

3 SOCIETÀ ITALIANA PER CONDOTTE D'ACQUA S.p.A. SOCIO DEL CONSORZIO VENEZIA NUOVA CONCESSIONARIO DEL MAGISTRATO ALLE ACQUE DI VENEZIA

4 TECHNITAL S.p.A. PROGETTISTA DEL CONSORZIO VENEZIA NUOVA PER TUTTI GLI INTERVENTI PER LA SALVAGUARDIA DI VENEZIA

SOMMARIO

La presente memoria illustra gli aspetti realizzativi delle opere di sbarramento mobile della bocca di Chioggia, che insieme alle bocche di Lido e Malamocco consente la connessione della laguna di Venezia con il mare.

Gli aspetti tecnici progettuali delle opere civili ed elettro-meccaniche che nell'insieme costituiscono il cosiddetto MOSE, sono stati illustrati più volte in congressi ed articoli apparsi su riviste nazionali ed internazionali.

Il completamento e l'entrata in funzione del MOSE sono previsti per il 2014. Tutte le opere sono attualmente in fase di avanzata esecuzione.

In questa sede si vuole entrare con maggiore dettaglio sulle modalità con le quali si è realizzata la parte civile di un'opera di tale importanza, in particolare sull'impiego di calcestruzzo auto-compattante e di acciaio inossidabile nei cassoni di alloggiamento delle paratoie e nei cassoni di spalla e le modalità peculiari di esecuzione delle opere (bacino di prefabbricazione, messa in galleggiamento e posa in opera) della barriera di Chioggia.

SUMMARY

This article illustrates the realization of Chioggia's mobile dams, which allows the connection of Venice's lagoon with the sea together with Lido and Malamocco.

The technical design of civil and electro-mechanical works that constitutes the so-called MOSE, has been shown repeatedly in conferences and national and international journals.

The completion and MOSE's installation are scheduled for 2014. All works are currently in an advanced stage of execution.

In this article detail information about the way of civil construction are presented, especially in the use of self-compacting concrete and stainless-steel for the structures and peculiar procedures of the building process (artificial depressed area of prefabrication, transportation and installation) of Chioggia's barrier.

1. PREMESSA

Il MOSE (acronimo di MOdulo Sperimentale Elettromeccanico) è un sistema integrato di opere che prevede dighe e schiere di paratoie mobili a scomparsa in grado di isolare la laguna di Venezia dal Mare Adriatico durante gli eventi di alta marea superiori ad una quota concordata (110 cm) e fino ad un massimo di 3 metri.

Queste opere, insieme ad altre complementari, come il rialzo e il consolidamento strutturale delle pavimentazioni e delle rive e le scogliere costruite all'esterno delle bocche di porto, provvederanno alla difesa degli abitanti della città di Venezia dall'"acqua alta" e contribuiranno alla riduzione del degrado morfologico, fenomeno per il quale la laguna sta progressivamente ritornando allo stato primitivo di golfo marino.



Figura 1 – Sovrapposizione del progetto MOSE alla Bocca di Chioggia con una foto satellitare precedente l'inizio dei lavori.

L'opera è in corso di realizzazione dal 2003 nei varchi (Bocche di porto) che collegano il mare con la laguna, attraverso i quali si svolge il flusso ed il riflusso della marea, i passaggi d'accesso dei porti di Lido-San Nicolò, Malamocco e Chioggia. Il loro elemento caratterizzante è rappresentato dalle barriere mobili, ciascuna costituita da una serie modulare di paratoie a spinta di galleggiamento, accostate l'una all'altra, incernierate sul fondo e tra loro indipendenti. L'alloggiamento e l'alimentazione delle paratoie richiede la costruzione di idonei manufatti in cemento armato che per funzioni ed estensione rappresentano uno dei componenti principali dello sbarramento e al tempo stesso una delle sfide più interessanti del progetto.

Nello specifico, la Barriera di Chioggia è caratterizzata da una lunghezza di 360.68 m ed una profondità di 11 m s.l.m.. Tale configurazione comporta l'impiego di sei cassoni di soglia, aventi lunghezza $L = 59.20$ m, larghezza $B = 46.05$ m e altezza massima di 11.50 m. Alle due estremità della soglia trovano alloggio i cassoni di spalla parzialmente emersi che permettono l'accesso alle aree funzionali di barriera ed il collegamento con il territorio circostante. Le dimensioni di quest'ultimi sono rispettivamente: per il manufatto di spalla sud $L = 24$ m, $B = 60.80$ m e $H = 24.50$ m; per la spalla nord $L = 20$ m, $B = 60.80$ m e $H = 24.50$ m.

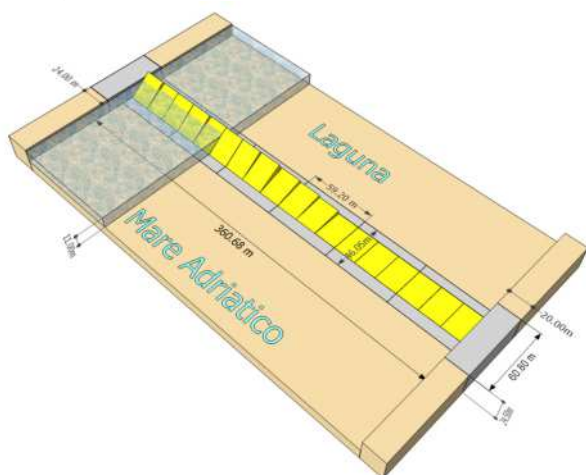


Figura 2 – Modello schematico 3d della Barriera di Chioggia.

I manufatti di soglia vengono prefabbricati in apposito bacino ricavato all'interno dell'area che costituirà in esercizio il porto rifugio lato mare, destinato al riparo e al transito di pescherecci ed imbarcazioni quando le paratoie saranno in funzione per un evento significativo di acqua alta, chiudendo temporaneamente l'accesso al canale di bocca.

Al completamento della costruzione di tutti i cassoni di barriera, compresi i due di spalla il cui varo è programmato nel periodo maggio- luglio del 2013, il bacino sarà allagato ed i cassoni saranno portati in condizione di galleggiamento.

Aperto il varco in corrispondenza dell'ingresso del futuro porto rifugio, i cassoni di soglia verranno uno alla volta solidarizzati ad una chiatta di varo denominata "installation barge".

Seguiranno le operazioni di trasporto (circa 1 km all'interno del canale di bocca con l'ausilio di opportuni rimorchiatori) e di affondamento nella trincea, appositamente preparata, di tutti i cassoni, a partire dal cassone di spalla nord, il quale sarà stato precedentemente varato e collocato in opera. Portato il cassone di soglia sopra il punto di affondamento, esso verrà gradualmente zavorrato con acqua e nel contempo tenuto sotto controllo da quattro cavi di sospensione (lifting

points) vincolati all'"installation barge" e da un sistema di cavi di ormeggio/tonneggio.

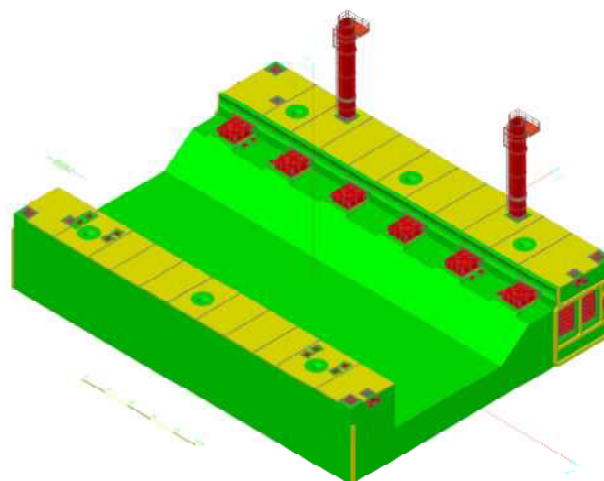


Figura 3 – Modello 3d del cassone completo degli allestimenti di trasporto ed installazione.

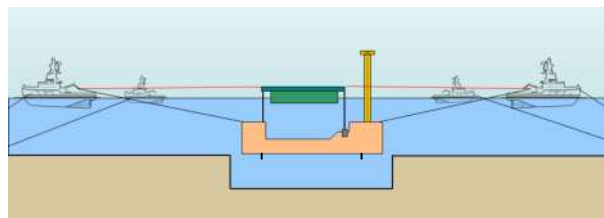


Figura 4 – Fase d'affondamento.

Verso il termine dell'operazione di affondamento, poco prima di raggiungere il piano di imposta a quota -22.50 m s.l.m., sarà avviata la fuoriuscita di quattro martinetti estensibili dal solettone di fondo in corrispondenza dei quattro angoli; i perni dovranno giungere a battuta con quattro piastre di appoggio provvisorio realizzate sul fondo della trincea (selle) e saranno in grado di smorzare le oscillazioni del cassone e quindi di stabilizzarlo. Tramite questi dispositivi sarà possibile ottenere con grande esattezza la posizione orizzontale (tolleranza ± 0.5 cm) e la quota (tolleranza ± 1 cm) di progetto. La forza massima esercitabile da ogni martinetto è di 850 t in direzione assiale, di 100 t in direzione radiale. Effettuate le correzioni di quota, il cassone sarà tirato verso il cassone di spalla nord o quello precedente, fintantoché i giunti tipo Gina di testata, necessari alla realizzazione delle gallerie di collegamento tra cassoni, giungeranno a battuta sui collari del cassone di riscontro.

Questa operazione sarà eseguita tramite dei martinetti disposti all'estradosso dei manufatti prospicienti, sempre in prossimità delle testate. Al termine delle operazioni di posa e regolazione dei livelli, il cassone verrà dunque a trovarsi a contatto ed allineato con il cassone precedente. A questo punto si effettuerà lo schiacciamento definitivo dei giunti tipo Gina svuotando con pompe le camere di testata comprese fra i due manufatti prospicienti all'interno del perimetro dei giunti stessi.

Si potrà quindi procedere alle successive fasi di zavorramento definitivo, di completamento degli allestimenti impiantistici (per i 6 cassoni di soglia sono previsti circa 90 km di impianti) e di installazione del giunto tipo Omega come ulteriore garanzia di tenuta idraulica in esercizio tra due cassoni adiacenti.

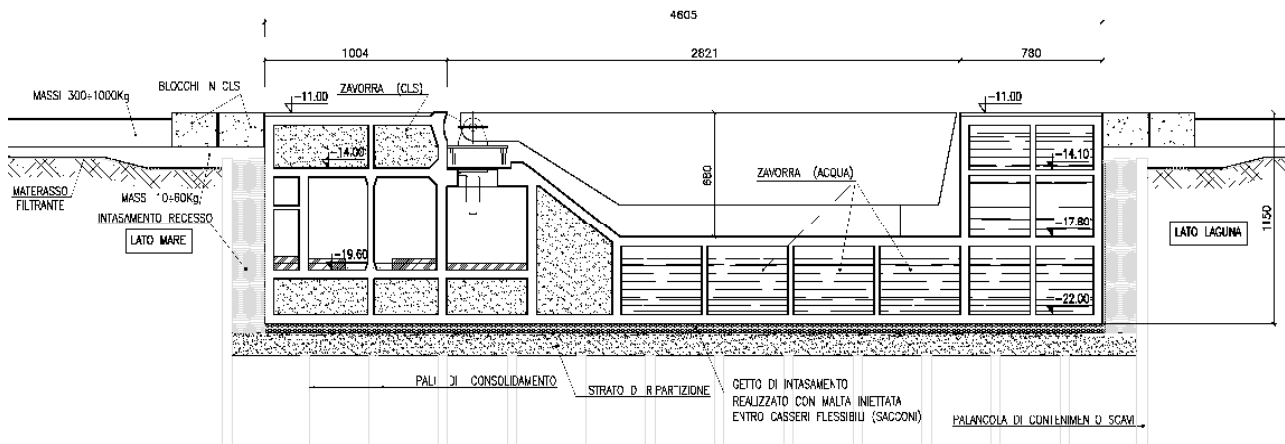


Figura 5 – Sezione trasversale tipo della barriera in esercizio (con paratoie a riposo).

2. IL BACINO DI PREFABBRICAZIONE

L'area di costruzione dei cassoni si trova alla radice del molo Nord della bocca di Chioggia all'estremità sud dell'isola di Pellestrina, nel tratto di specchio acqueo che delimita il futuro porto rifugio.

Il "piazze" adibito ad area di prefabbricazione, stoccaggio e movimentazione dei cassoni di spalla e di soglia, e le attigue aree di cantiere, dove sono realizzate le installazioni ed i servizi propedeutici alla costruzione, occupano una superficie totale di circa 125.000 m². Il "piazze" realizzato a quota - 11.80 m s.l.m. in modo da garantire un adeguato franco di chiglia durante la fase di galleggiamento dei manufatti, occupa una superficie di 46.000 m² di cui 19.200 m² occupati dagli otto cassoni.

Per garantire la funzionalità del cantiere sono stati eseguiti i seguenti interventi:

- palancole di cinturazione lungo 1.180 m, con funzione di barriera alla filtrazione dell'acqua per la messa in asciutto del bacino; la conterminazione è stata realizzata con palancole tipo AZ e palancole in combinazione tipo HZ/AZ lunghe 31 m (quota fondo - 28.5 m s.l.m.)

- diaframma di jet grouting, nella zona nord-orientale del bacino, caratterizzata da terreni più permeabili; sono state realizzate, con diametro 1.20 m ed interasse 0.80 m, 103 colonne lunghe 10.5 m e 367 colonne lunghe 21 m;



Figura 6 – Porto rifugio lato mare – configurazione provvisoria – bacino di prefabbricazione dei cassoni di barriera.

- doppie pareti metalliche combinate tipo HZ/AZ lunghe 31 m (quota fondo – 28.5 m s.l.m.) e tirantate sul lato Sud Est, la parte centrale di larghezza 89 m sarà in seguito rimossa per permettere il varo dei cassoni;

- banchina in appoggio alla esistente scogliera Sud per l’approvvigionamento dei materiali ed il transito delle persone (giornalmente sono presenti in media circa 150 lavoratori);

- adeguate aree di cantiere nell’ambito dei terrapieni comunque previsti nella configurazione finale delle opere;

- sistema di pozzi di aggotamento costituito da quattordici pozzi alti a quota + 2 m s.l.m. (quota fondo – 25 m s.l.m.) e sei pozzi bassi a quota “piazzale” (quota fondo – 30 m s.l.m.); i livelli di falda sono monitorati attraverso le misure di dodici piezometri. Il bacino è mantenuto asciutto in condizioni di sicurezza aggotando mediamente 2.400 m³/giorno.

I manufatti sono stati realizzati su piastre di prefabbricazione di cls armato, di spessore 30 cm, rivestite superiormente da un pacchetto drenante atto a evitare la verificarsi di fenomeni di adesione all’intradosso della soletta di base del cassone durante la delicata fase di messa in galleggiamento. Il pacchetto è stato realizzato con un tappetino drenante in polipropilene di spessore 30 mm ad alta resistenza alla compressione riempito con materiale granulare di piccola pezzatura rivestito da un film plastico trasparente di spessore 400 µm. Un ulteriore accorgimento della fase costruttiva della soletta di prefabbricazione è stata la realizzazione di quattro pozzi di altezza netta pari a 2,00 m per l’accesso all’intradosso della soletta di base dei cassoni in corrispondenza dei quattro martinetti di livellamento. Tale soluzione permette di completare il montaggio ed effettuare il collaudo del sistema idraulico di livellamento a cassone completato in una zona di fatto non accessibile allo scopo.

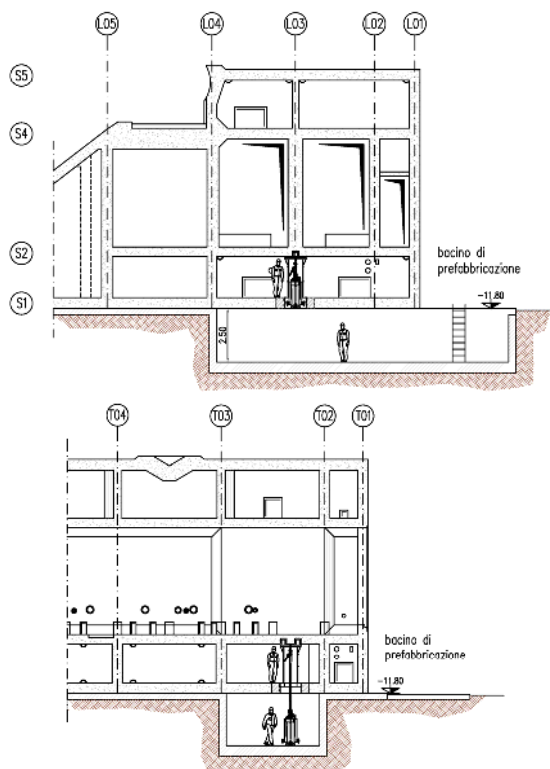


Figura 7 – Piazzale di prefabbricazione: pozzo di accesso all’area martinetto di livellamento – sezione trasversale e longitudinale in L03 - fasi di montaggio dei martinetti.

3. IL MODULO DI PROVA

Il modulo di prova delle opere civili dei cassoni di soglia (mock-up) è un manufatto in cemento armato che riproduce in scala 1:1 una porzione del cassone delimitata dagli allineamenti L01 ed L04, dagli allineamenti T01 e T03 e dalle solette S1 ed S4 (zona gallerie). Le dimensioni totali del manufatto sono pari a 10.00 m x 7.35 m x 8.50 m. Gli spessori delle membrature ricalcano gli spessori tipici delle parti d’opera del cassone (soletta inferiore S1 50 cm, soletta S2 45 cm, soletta S4 50 cm, soletta S6 20 cm, setti principali 45÷50 cm e setti secondari 30÷35 cm).



Figura 8 – Mock-up del cassone di soglia.

Il modulo di prova è stato realizzato per permettere l’esecuzione di prove distruttive e non e di testare accorgimenti tecnologici, attrezzature e modalità operative che vengono utilizzate durante la prefabbricazione dei cassoni. Le prove realizzate sono le seguenti:

- mappatura delle temperature raggiunte dal calcestruzzo durante il getto e nei 14 giorni successivi, mediante inserimento di termocoppie sia in prossimità delle superfici esterne, che nel cuore degli elementi realizzati per ognuna delle differenti tipologie di membratura (solette e setti);

- prove di tenuta in pressione atte a verificare l’adeguatezza degli elementi di tenuta (giunti di ripresa, bocchettoni flangiati, portelloni stagni,...);

- rilevazione, nel corso delle prove di tenuta in pressione, delle deformazioni delle pareti perimetrali e delle solette mediante barrette estensimetriche posizionate sui layer di armatura esterni e su almeno un livello intermedio;

- esecuzione di indagini distruttive e non distruttive in corrispondenza sia delle parti continue sia delle riprese di getto delle membrature sottoposte alla prova in pressione al fine di evidenziare eventuali problematiche che possano compromettere la durabilità dei manufatti reali.

Le prove non distruttive realizzate sono le seguenti: analisi sclerometrica; pullout; determinazione della velocità ultrasonica su elementi in c.a.; permeabilità all’acqua in pressione in situ.

Le prove distruttive eseguite sulle carote cilindriche prelevate sono invece le seguenti: determinazione della resistenza meccanica a compressione; determinazione della massa volumica allo stato secco, di quella allo stato saturo a superficie asciutta e dell’assorbimento; permeabilità all’acqua in pressione; penetrazione accelerata dei cloruri.



Figura 9 – Mock-up: estrazione delle carote cilindriche.

I cassoni di soglia sono strutture con un'elevata incidenza di ferro e il modulo di prova ha permesso di verificare le problematiche legate al montaggio dei ferri d'armatura, delle predelle e degli elementi inghisati tipici (passascafi, guide tipo Halfen, botole a tenuta stagna, ecc).

Particolare attenzione è stata posta anche sulla tecnica di posa del disarmante e sulla scelta del prodotto da utilizzare per ottenere una superficie dei setti in elevazione liscia, compatta ed uniforme.

4. IL CASSONE DI SOGLIA

4.1 Descrizione del manufatto

Il cassone è un sistema strutturale assimilabile ad un complesso multicellulare composto da elementi piani di diverso spessore lavoranti in regime di lastra-piastra. La struttura del cassone è delimitata esternamente da solette e pareti perimetrali di spessore pari a 50 cm; i setti interni hanno spessore variabile tra i 30 e i 50 cm. Gli spessori delle pareti e la suddivisione del volume interno, fatta eccezione per le aree impiantistiche, sono dettate dalle esigenze di stabilità globale in esercizio, di rigidità strutturale del manufatto e di galleggiabilità in trasporto. Infatti ciascun cassone comprende 208 celle che attraverso un impianto provvisorio di zavorramento con acqua ed un impianto di zavorramento definitivo con calcestruzzo garantiscono la stabilità sia durante la fase di trasporto ed installazione che in quella di esercizio.

La struttura cellulare è caratterizzata da cinque orizzontamenti e da una griglia di setti verticali orditi nelle due direzioni principali, trasversale (passo variabile) e longitudinale (passo costante di 5 m).

Le dimensioni e la complessità geometrica del manufatto sono tali da richiedere che la realizzazione della struttura avvenga per getti in opera consecutivi, con sezioni di ripresa orizzontali e verticali.

I getti sono frazionati secondo un piano di costruzione definito dall'Impresa e dal pool di tecnici dedicato alla progettazione costruttiva. Il programma è stata condiviso e recepito dal progettista per lo studio degli stati coattivi da ritiro e di tutti gli accorgimenti atti a garantirne la durabilità per una vita utile di 100 anni in ambiente marino (classe di esposizione dei cementi armati XS)

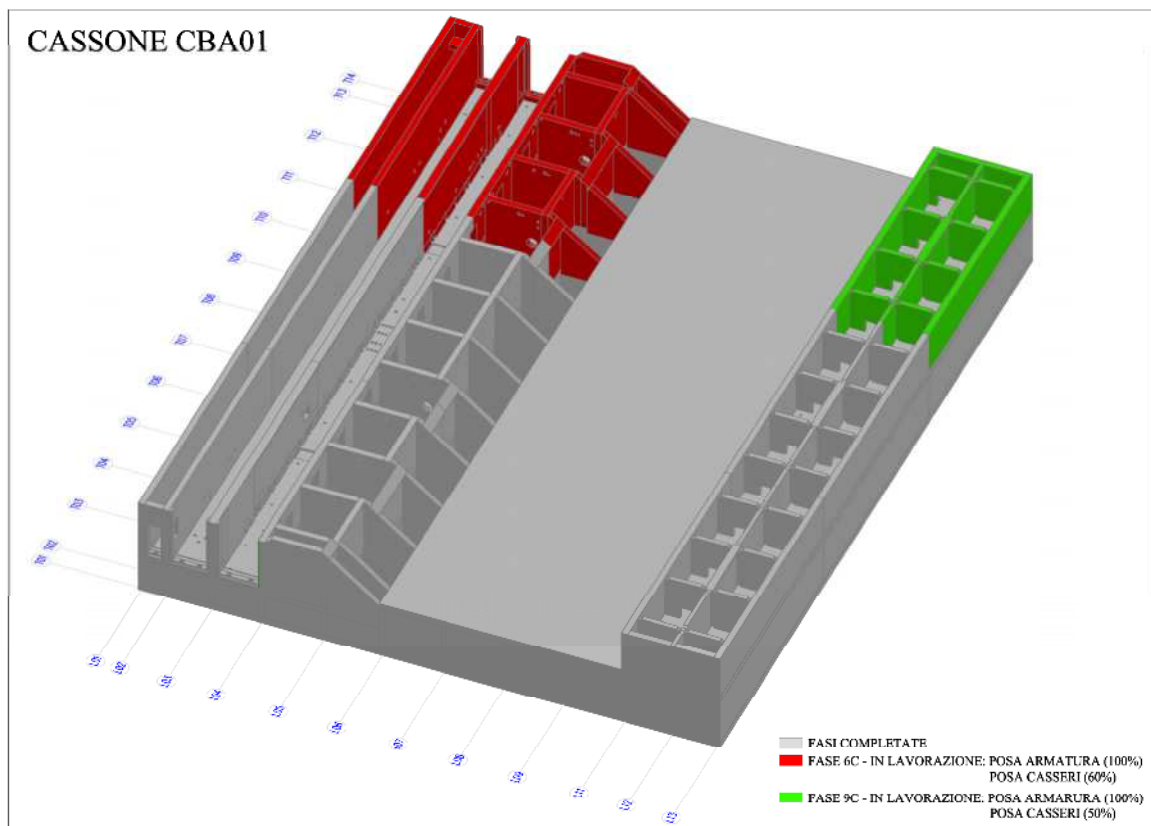


Figura 10 – Fase costruttiva: esempio di stato d'avanzamento.

Il programma, che prevede ventiquattro getti, minimizza la movimentazione e l'assemblaggio dell'impianto di cassetta, di fatto l'elemento più ingombrante utilizzato per la costruzione (per la costruzione contemporanea di quattro cassoni di soglia sono stati impiegati 10.000 m² di cassetta), e razionalizza le attività di confezionamento e trasporto del calcestruzzo da due centrali di betonaggio ubicate in prossimità delle aree di cantiere e in grado di produrre 140 m³/h di calcestruzzo.

Al fine di scontare parte delle deformazioni conseguenti al ritiro, i collari di battuta e supporto dei giunti e gli elementi metallici femmina dei connettori sono stati installati sul cassone solo alcuni mesi dopo il completamento degli ultimi getti. La solidarizzazione al corpo del cassone è stata effettuata tramite getti di seconda fase, in modo tale da compensare gli errori di prefabbricazione del getto principale.

Nel corso della realizzazione dei getti, in particolare delle solette, sono stati inghiessati numerosi elementi metallici, alcuni dei quali di dimensioni notevoli. Nella soletta di fondo sono state installate le quattro sedi cilindriche (camicia metallica) dei martinetti di livellamento, aventi un diametro interno di 641 mm. Sulla soletta di copertura sono state predisposte le piastre in acciaio necessarie per il fissaggio dei torrini e degli altri elementi di arredo. All'interno dei torrini sono stati posizionati anche due tamponi metallici in cui saranno alloggiati le botole di accesso.

In corrispondenza dei compartimenti di zavorra sono stati predisposti gli stacchi delle tubazioni dell'impianto di zavorramento con acqua, in quanto la maggior parte di questi volumi non sarà più accessibile al termine della costruzione del cassone.

Tutto ciò che sarà collocato in vani accessibili (valvole, collettori principali, pompe) potrà essere installato dopo il completamento dell'opera civile.

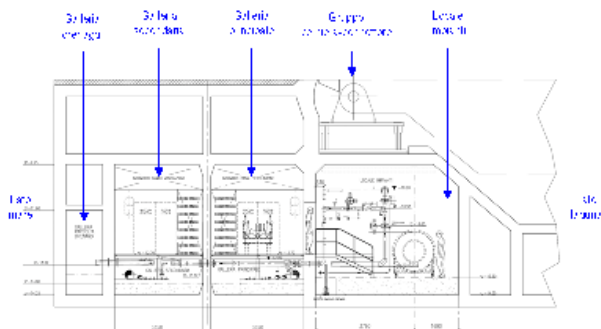


Figura 11 – Zone accessibili del cassone di soglia in esercizio.

Prima di procedere con l'allagamento della tura, si effettueranno le prove di tenuta idraulica sui tamponi metallici e sugli elementi femmina del connettore; saranno installati tutti gli elementi necessari alla fase di trasporto ed installazione (bite, elementi di centraggio maschio-femmina, torrini di accesso provvisorio e collimazione).

4.2 Requisiti di durabilità del calcestruzzo armato

La vita utile di 100 anni prevista per le opere di barriera ha condizionato sia le scelte di progetto che i materiali. In particolare la scelta dei materiali è stata fortemente influenzata dall'aggressività dell'ambiente marino.

In esercizio, i cassoni di soglia presentano elementi totalmente immersi in acqua di mare (celle di zavorramento in cui non si ha né ricambio d'aria né di acqua) ed elementi

esposti all'acqua di mare su una superficie e all'aria sulla superficie opposta (le gallerie e i locali impianti).

Gli elementi strutturali appartenenti al primo gruppo (immersi in acqua di mare) sono da considerare in classe di esposizione ambientale XS2 ai sensi della UNI EN 206-1.

Per gli elementi del secondo gruppo (esposti all'acqua di mare su una superficie e all'aria sulla superficie opposta), la contemporanea presenza di cloruri (provenienti dall'esterno) e di ossigeno (proveniente dai locali aerati interni) fa sì che essi rientrino nella classe di esposizione ambientale XS3.

Quindi, la durabilità degli elementi in calcestruzzo armato costituenti il cassone è garantita dai seguenti fattori:

- la scelta di un tipo di calcestruzzo adeguato a garantire basso calore di idratazione e modesto ritiro, con rapporto a/c ottimale, gettato secondo sequenze costruttive che consentano di contenere al minimo le fessurazioni, al fine di contrastare la penetrazione dei cloruri.

- l'adozione di un copriferro adeguato, adottando per l'acciaio ordinario un copriferro minimo sul ferro più esterno di 50 mm, per i setti di minore spessore e con esposizione ambientale XS2 un copriferro minimo di 40 mm;

- l'utilizzo di armature di acciaio inox su entrambe le facce nel cunicolo di raccolta dei drenaggi che presenta la parete esterna da un lato esposta all'acqua di mare e dall'altra all'aria e a periodiche bagnature, sempre di acqua di mare; la collocazione di una maglia di armatura inox sul lato superiore del tratto di soletta S2 compreso tra i setti L2 e L5 tratto che potrà essere interessato da ristagni di acqua di mare;

- la limitazione delle tensioni in fase di esercizio.



Figura 12 – Particolare d'armatura in acciaio inox AISI 316L del setto L01 (parete lato mare della galleria drenaggi).



Figura 13 – Particolare d'armatura in acciaio inox AISI 316L nella zona cerniera-connettore.

4.3 Armature

Per un volume pari a 7.405 m³ di calcestruzzo necessario a realizzare un cassone di soglia è risultata, dal progetto costruttivo, una incidenza media d'armatura pari a 304 kg/m³. Dei 2.248.697 kg totali di armatura 304.384 kg sono di acciaio inox AISI 316L.

Gli elementi strutturali con le incidenze di armatura più elevate risultano essere la soletta di base S1 (sp. 50 cm) ed il setto longitudinale L01 che confina sul lato rivolto a mare il cassone; i principali valori sono raccolti nella tabella a seguire:

Elemento Strutturale	Volume _{CLS} [m ³]	incidenza _{B450c} [kg/m ³]	incidenza _{INOX} [kg/m ³]
S1	1361	358	/
L01	277	85	252



Figura 14 – Fase costruttiva dei cassoni di soglia CBA01 e CBA02.



Figura 15 – Montaggio delle armature in zona gallerie.



Figura 16 – Armature in zona gallerie.

Ovviamente quantità elevate d'armatura si ritrovano anche nelle zone di concentrazione degli sforzi (zona jack-up; zona cerniera; zona martinetti di livellamento; ecc.).

4.4 Calcestruzzo autocompattante

In base alla disamina approfondita delle armature di progetto e dei relativi dettagli costruttivi si è scelto di utilizzare calcestruzzo tipo SCC (Self Compacting Concrete).

Esso è notoriamente un conglomerato cementizio che oltre a possedere una elevatissima fluidità allo stato fresco, possiede anche una elevata resistenza alla segregazione compattandosi qualunque siano le forme dei casseri, le dimensioni dei getti e la densità delle armature metalliche, per effetto del solo peso proprio senza l'apporto di energia esterna (vibrazione meccanica) scongiurando problemi di essudazione d'acqua o formazione di boiaccia superficiale.

Tali caratteristiche sono state raggiunte attraverso un'opportuna formulazione della miscela di calcestruzzo e l'impiego di additivi come superfluidificanti di ultima generazione.

Dosaggio di Cemento

Cemento III/A 32,5N	kg/m ³	410
---------------------	-------------------	-----

Dosaggio Aggregati

Sabbia 0/4	kg/m ³	1176
Ghiaia 6/12	kg/m ³	507

Dosaggio Acqua

	lt/ m ³	175
--	--------------------	-----

Aggiunte

Filler Calcareo VGI	kg/m ³	140
---------------------	-------------------	-----

Dosaggio Additivo

39T75R – Addiment (superfluidificante)	lt/ m ³	4,2
SR I – Addiment (antiritiro)	lt/ m ³	3,0

Massa Volumica Teorica del CLS Fresco

Il Rapporto acqua/cemento teorico è pari a	0,427
--	-------

4.5 Calcestruzzo alleggerito

Successivamente all'approvazione del progetto esecutivo relativo alla prefabbricazione dei cassoni di soglia è stato possibile avviare le attività di ingegnerizzazione di dettaglio delle fasi di trasporto e varo dei cassoni medesimi.

Nell'ambito di tali attività si è pertanto provveduto a studiare, con estremo livello di dettaglio, tutte le operazioni che dovranno essere eseguite sui cassoni a partire dall'allagamento della tura di prefabbricazione fino al loro posizionamento finale sul fondo del recesso di barriera.

Ogni singola fase operativa, già studiata e definita a livello generale nell'ambito dello Studio Preliminare "Venice Storm Surge Barrier Installation" sviluppato da SMIT Marine Projects negli anni 2007/2008 (studio i cui risultati erano stati utilizzati come dati di input per lo sviluppo del progetto esecutivo dei cassoni prefabbricati), è stata dettagliata ed affinata considerando le effettive caratteristiche geometriche dei cassoni prefabbricati attualmente in costruzione.

Nell'ambito di tali attività sono stati in particolare studiati i percorsi che i singoli cassoni, una volta trainati dai rimorchiatori al di fuori del bacino di prefabbricazione ed agganciati all'"installation barge", compiranno fino a raggiungere la posizione di progetto ove verranno affondati in maniera controllata e successivamente accostati al cassone adiacente già varato.

Proprio tale attività di affinamento progettuale ha permesso di verificare come per gli ultimi due cassoni che

verranno varati, vale a dire i cassoni CB-A01 e CB-A02 posti in adiacenza alla spalla sud, la limitatezza degli spazi determinata dalla presenza delle pareti verticali delle strutture di spalla comporta le necessità di eseguire alcune manovre, non necessarie per gli altri quattro cassoni di soglia (CB-A03 ÷ CB-A06), durante le quali tali cassoni si trovano a transitare al di sopra di quelli già posati e che presentano l'estradosso della soletta di copertura a quota -11.00 m s.l.m..

Per poter eseguire in sicurezza tali manovre, evitando il rischio di urti tra il fondo del cassone movimentato e l'estradosso dei cassoni adiacenti già posati, è stato stimato essere necessario un franco libero sotto chiglia di circa 2 m, valore che tiene in debito conto gli effetti dovuti all'escursione della marea, all'effetto squat, al rollio, al beccheggio ed all'effetto del vento.

Il cassone prefabbricato allestito per il varo, nella configurazione di progetto esecutivo approvato, presenta un pescaggio di circa 9.90 m: in conseguenza di ciò per i cassoni CB-A01 e CB-A02, nella fase di transito sui cassoni già posati, il franco libero sotto chiglia risulterebbe di soli 1.10 m, valore quindi inferiore ai 2 m richiesti.

Per recuperare la differenza di franco sotto chiglia è risultato necessario alleggerire il cassone in modo da ridurre il pescaggio. Per raggiungere tale obiettivo sono stati individuati i seguenti interventi:

- realizzazione della soletta di copertura lato mare (S5) e dei setti longitudinali e trasversali compresi tra le solette S4 e S5 del corpo lato mare con calcestruzzo strutturale alleggerito ($\gamma \approx 1950 \text{ Kg/m}^3$, Rck 45 MPa);

- realizzazione dei baggioli di supporto delle tubazioni impiantistiche in galleria con calcestruzzo strutturale alleggerito ($\gamma \approx 1950 \text{ Kg/m}^3$, Rck 45 MPa);

- realizzazione del massetto di protezione della soletta di copertura con calcestruzzo fibrorinforzato alleggerito ($\gamma \approx 2000 \text{ Kg/m}^3$, Rck 45 MPa);

- minimizzazione della quota parte di massetti di formazione della pendenza delle gallerie da realizzarsi in tura e loro realizzazione con calcestruzzo alleggerito ($\gamma \approx 1000 \text{ Kg/m}^3$).

Di seguito è riportata il "mix design" relativo alla prequalifica del calcestruzzo strutturale alleggerito.

Dosaggio di Cemento		
Cemento III/A 32,5N	kg/m ³	420
Dosaggio Aggregati		
Sabbia Frantoio 0/4	kg/m ³	941
Leca Strutturale 0/15	kg/m ³	315
Dosaggio Acqua		
	lt/ m ³	187
Aggiunte		
Filler Calcareo VGI	kg/m ³	100
Stabilmac (Rheomac 100)	kg/m ³	20
Dosaggio Additivo		
39T75R – (superfluidificante)	lt/ m ³	2,5
SR1	lt/ m ³	3,9
Massa Volumica Teorica del CLS Fresco		
	kg/m ³	1989,4
Il Rapporto Acqua/Cemento teorico è pari a		0,445

In Figura sono visualizzati gli elementi strutturali che vengono realizzati con questo calcestruzzo.

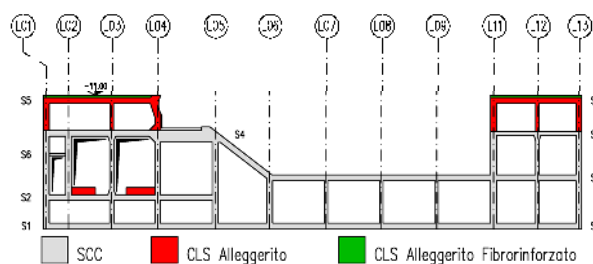


Figura 17 – Interventi di alleggerimento per i cassoni di soglia CBA01 e CBA02.

4.6 Calcestruzzo alleggerito fibrorinforzato

La superficie d'estradosso del cassone è protetta contro urti accidentali e la caduta di corpi estranei pesanti tramite uno strato protettivo di calcestruzzo fibrorinforzato (180 m³ a cassone), gettato al disopra della soletta strutturale vera e propria e dello spessore di 20 cm. In caso d'urto questo strato protettivo può fessurarsi e rompersi localmente, limitando i danni per la sottostante soletta armata.

Detto CLS fibrorinforzato appartiene ad una classe di consistenza S5 e mediante una armatura in acciaio inox è reso solidale alla soletta strutturale di ultima elevazione da essa ageggiante.

Per garantire un pescaggio minimo durante la fase di galleggiamento è stata progettata una miscela alleggerita.

Di seguito è riportato il "mix design" relativo alla prequalifica.

Dosaggio di Cemento		
Cemento III/A 32,5N	kg/m ³	420
Dosaggio Aggregati		
Sabbia Frantoio 0/4	kg/m ³	936
Leca Strutturale 0/15	kg/m ³	307
Dosaggio Acqua		
	lt/ m ³	187
Aggiunte		
Filler Calcareo VGI	kg/m ³	100
Stabilmac (Rheomac 100)	kg/m ³	20
Fibre Dramix RC-80/60-CN	kg/m ³	20
Dosaggio Additivo		
39T 75R	lt/ m ³	2,8
SR1	lt/ m ³	3,6
Massa Volumica Teorica del CLS Fresco		
	kg/m ³	1996
Il Rapporto acqua/cemento teorico è pari a		0,45

BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

1. CVN, TECHNITAL – (2009), "Progetto Esecutivo - Nuovi interventi per la salvaguardia di Venezia – Interventi alle bocche lagunari per la regolazione dei flussi di marea – Bocca di Chioggia – Barriera: Opere Civili Cassoni di soglia" - Magistrato alle Acque.

2. CVN, MODIMAR, PROTECNO – (2010), "Studio B.6.96/II fase: studio per il controllo della messa in opera dei cassoni di spalla 2^a perizia di variante e suppletiva – sistema esperto per la previsione del moto ondoso e delle correnti"- Magistrato alle Acque.

3. DE GIROLAMO P., BELLOTTI G. – (2007), "A three dimensional numerical model for complex interaction between water waves and coastal structures", Proc. Coastal Structures 2007 International Conference, Venice, 2007.

4. SMIT MARINE PROJECTS (2008) "Studio Preliminare: Venice Storm Surge Barrier Installation" – Condotte S.p.a., GLF S.p.a.

INDAGINI SPERIMENTALI SU DUE TEGOLI IN C.A.P. DOPO 18 ANNI DI ESERCIZIO

Sandro Carbonari¹, Fabrizio Gara¹, Davide Roia¹, Graziano Leoni², Luigino Dezi¹

¹ Dipartimento di Architettura, Costruzioni e Strutture, Università Politecnica delle Marche

² Scuola di Architettura e Design, Università di Camerino

SOMMARIO

In questo lavoro si presenta un'indagine sperimentale eseguita su due tegoli in c.a.p. con sezione a V utilizzati per circa 18 anni in copertura di un edificio industriale. I tegoli presentano quadri deformativi e fessurativi che hanno suggerito l'esecuzione di prove di carico statico spinte fino a rottura. Le prove sono state precedute dalla caratterizzazione dinamica dei tegoli con forzante impulsiva che ha permesso di determinare le frequenze proprie e i modi di vibrare. Per la caratterizzazione del calcestruzzo sono state eseguite prove a compressione su provini cubici e cilindrici ricavati da carote prelevate dai tegoli. I risultati sperimentali sono stati interpretati con un modello numerico non lineare agli elementi finiti che ha permesso di formulare alcune prime osservazioni sulla sensibilità del tegolo alle non linearità geometriche e meccaniche.

SUMMARY

This paper presents an experimental campaign carried out on two prestressed V-shaped elements which were used over a period of 18 years for the covering of an industrial building. The extensive deformation and cracking state exhibited by these girders at service conditions raised concerns on the actual residual strength of the precast members. This was evaluated performing the ultimate tests described in this paper. In the first part of this study a dynamic characterization was carried out applying impulse loads to determine the natural frequency and dynamic modes. Successively, static tests were carried out by applying loads in subsequent steps till failure was reached. The material properties of the concrete were obtained performing standard cylinder tests carried out on cores cut out of the samples. The experimental results have been modelled by means of a nonlinear finite element model which enabled to investigate the effects of the geometrical and mechanical nonlinearities.

1 INTRODUZIONE

I tegoli in c.a.p. sono ampiamente utilizzati nelle coperture di grande luce in edifici industriali e commerciali. Per aumentare le prestazioni strutturali e contenere i pesi del materiale, vengono impiegate sezioni aperte in parete sottile caratterizzate da spessori molto ridotti ($s < 10$ cm). Le sezioni sono spesso conformate a V (simmetrica o non simmetrica) in quanto consentono di coprire la massima superficie a parità di materiale. La geometria sezionale, gli spessori ridotti e gli elevati livelli di precompressione rendono i tegoli sensibili agli effetti geometrici del secondo ordine e ai fenomeni di flessione trasversale che possono interagire con i meccanismi globali di flessione e taglio. In questo contesto l'evoluzione dello stato deformativo e del quadro fessurativo, connessi a deformazioni anelastiche, viscosità del calcestruzzo e rilassamento dei trefoli di precompressione, possono modificare in modo sostanziale il comportamento del tegolo durante l'esercizio e determinarne la riduzione della capacità portante.

Nella letteratura scientifica sono presenti diversi lavori sperimentali finalizzati alla valutazione della capacità portante di elementi precompressi in parete sottile. Alcuni lavori riguardano prove eseguite su prototipi per l'affinamento del

progetto prima della messa in produzione dell'elemento [1-2] oppure prove eseguite su elementi in produzione per la verifica delle procedure di calcolo [3-4], altri invece riguardano prove di collaudo statico [5-6]. In ogni caso gli elementi testati sono di nuova produzione mentre è più difficile trovare lavori riguardanti prove eseguite su strutture in esercizio da molti anni. Prove sperimentali su travi esistenti sono disponibili in letteratura ma queste riguardano principalmente travi ad I (generalmente utilizzate nei ponti) [7-9] le quali sono meno soggette a fenomeni di instabilità e non soffrono di problemi legati alla flessione trasversale.

Per il monitoraggio dello stato deformativo e fessurativo dei tegoli in esercizio possono essere utilizzate diverse tecniche non distruttive. In particolare l'identificazione dinamica consente di valutare cambiamenti della rigidità dell'elemento strutturale dovuti all'apertura di fessure, cadute di precompressione ed imperfezioni geometriche di varia natura.

Le prove di carico sono invece utilizzate per determinare la capacità portante dei tegoli, le modalità di rottura e i coefficienti di sicurezza residui.

La combinazione di prove statiche e dinamiche è in grado di fornire utili informazioni per la calibrazione di modelli numerici agli elementi finiti. Questi possono essere utilizzati

per prevedere il comportamento dei tegoli in seguito ad ulteriori mutamenti dei quadri deformativi e fessurativi e per progettare interventi di riparazione e rinforzo.

In questo lavoro si presentano le prove sperimentali eseguite su due tegoli in c.a.p. smontati dalla copertura di un capannone industriale dopo circa 18 anni di esercizio in seguito all'insorgere di fessure inclinate sulle ali in prossimità delle testate e al riscontro di frecce significative. Inizialmente sono state effettuate prove di caratterizzazione dinamica per determinare le frequenze proprie e i modi di vibrazione flessionali, torsionali e parietali. Successivamente, sono state eseguite prove di carico statiche per valutare la capacità portante e le modalità di rottura.

I risultati delle prove sono stati interpretati con modelli numerici agli elementi finiti la cui calibrazione è stata possibile grazie al doppio confronto tra i risultati sperimentali delle prove statiche e dinamiche.

2 CAMPAGNA SPERIMENTALE

I tegoli oggetto delle prove sperimentali sono elementi ad asse rettilineo, con sezione a V in parete sottile, precompressi con trefoli aderenti. La tipologia del tegolo è molto versatile e si presta per diverse soluzioni costruttive: quelli testati erano impiegati in copertura di un capannone industriale, ad interesse di 5 m e completati con coppelle curve da un lato ed elementi shed dall'altro.

In una prima fase sono stati analizzati i disegni esecutivi e le relazioni di calcolo del tegolo per individuare geometria, caratteristiche di progetto dei materiali e precompressione impressa.

La geometria, verificata in sito, è riportata in Figura 1. Il tegolo ha una lunghezza netta di 19.8 m ed una sezione a V di 70 cm di altezza e 250 cm di larghezza. Le ali hanno spessore variabile da 5 a 7 cm e presentano alcuni ringrossi per favorire l'appoggio ed il fissaggio delle coppelle. Nelle sezioni di estremità l'elemento è provvisto di irrigidimenti trasversali.

La precompressione è realizzata con trefoli aderenti pretesi disposti nella zona inferiore della sezione (Figura 1). In totale sono presenti 15 trefoli di 0.99 cm^2 di sezione, di cui due inguainati agli estremi per una tratto lungo 2.5 m e altri due per un tratto di 1 m. Dal progetto risulta che i trefoli hanno una resistenza caratteristica a rottura $f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$ e sono stati tesati ad una tensione $\sigma_{spi} = 1500 \text{ MPa}$.

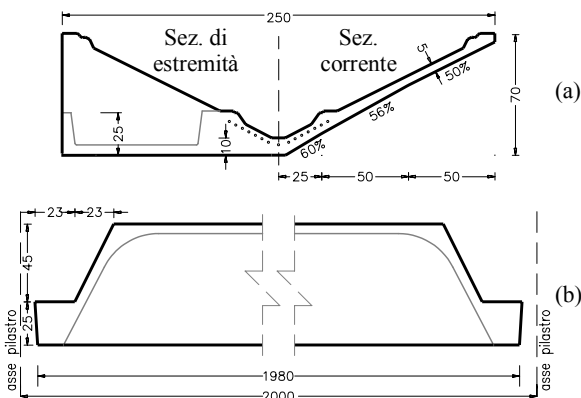


Figura 1 – a) Semi-sezione trasversale corrente e di estremità; b) prospetto laterale

L'armatura di completamento è costituita da una rete elettrosaldata a maglie rettangolari $\phi 7/8 \text{ cm} \times \phi 5/24 \text{ cm}$ orientate in modo da avere il quantitativo maggiore di armatura in senso trasversale. Sono inoltre presenti barre trasversali $\phi 14$ ogni 20 cm e coppie di barre $\phi 14$ disposte longitudinalmente nei ringrossi di irrigidimento agli estremi delle ali. In progetto sono previste armature del tipo FeB44k e una resistenza cubica del calcestruzzo $R_{ck} = 55 \text{ MPa}$.

2.1 Prove di caratterizzazione del calcestruzzo

La caratterizzazione meccanica del calcestruzzo è stata eseguita con prove su carote prelevate dai tegoli dopo l'esecuzione delle prove di carico. In particolare, dalla zona centrale inferiore (Fig. 2) di ciascun tegolo sono state estratte quattro carote con un diametro di 6 cm.

Sulle carote sono state effettuate prove colorimetriche mediante fenolftaleina per valutare lo spessore di calcestruzzo carbonatato. Da tali prove è stato riscontrato uno spessore di carbonatazione leggermente variabile, con valore medio di circa 10 mm. In seguito, al fine di determinare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo con prove a compressione, sono stati realizzati provini cilindrici tagliando opportunamente le carote in modo da escludere le parti con addensamenti di inerti e presenza di ferri di armatura. Sono stati ottenuti un provino con rapporto $h/d = 1$ e tre con rapporto $h/d = 2$. Il primo è stato sottoposto a prova di compressione mentre gli altri sono stati strumentati con 3 deformometri, posti ad una distanza angolare di 120° (Fig. 3a), per valutare il modulo di elasticità.

In Tabella 1 sono riportati il diametro d , l'altezza h ed il peso specifico γ dei provini testati oltre ai risultati delle prove in termini di resistenza a compressione cubica R_c e cilindrica f_{cc} e la stima del modulo elastico E_c valutato considerando il tratto di curva secante tra le tensioni pari al 10% e al 40% di quella a rottura (Fig. 3b).



Figura 2 – Punti di estrazione e carote

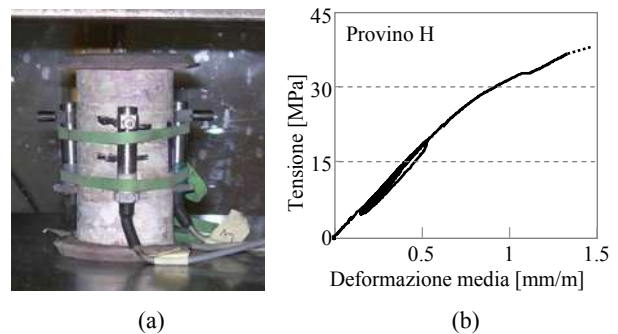


Figura 3 – a) Provino strumentato per la determinazione del modulo elastico; b) curva tensione-deformazione di un provino

Tabella 1 – Dati provini e risultati delle prove di compressione

Provini	d [mm]	h [mm]	γ [kg/m ³]	R_c [MPa]	f_c [MPa]	E_c [MPa]
A	59.5	60	2276	53.34	/	/
D	59.5	120	2324	/	58.45	31212
G	59.5	120	2340	/	49.67	32321
H	59.5	120	2360	/	43	39014

2.2 Quadro deformativo e fessurativo esistente

Il rilievo dello stato attuale del tegolo, con particolare riguardo allo stato deformativo e al quadro fessurativo iniziale, è stato possibile grazie all'utilizzo di una stazione robotizzata servo-assistita. I tegoli sono semplicemente appoggiati su due punti a ciascuna estremità; la luce netta tra gli appoggi, realizzati con blocchi in c.a., risulta $L = 19.65$ m. La configurazione geometrica degli elementi, soggetti al solo peso proprio, è stata rilevata grazie a 10 punti di misura posizionati alle estremità superiori delle ali.

Durante la vita in esercizio dei tegoli si sono accumulate deformazioni anelastiche per effetto dei fenomeni di viscosità del calcestruzzo e rilassamento dei cavi di precompressione e si sono sviluppate fessure inclinate sulle ali in prossimità delle testate.

In Figura 4 sono riportati, per ciascun tegolo, gli scostamenti verticali ed orizzontali delle due ali rilevati dalla robotica e riferiti alle congiungenti dei punti di misura situati alle sezioni di estremità (1S-5S; 1D-5D) che, per la presenza dei traversi, sono state assunte indeformate. La descrizione e la posizione dei punti di misura sulla trave sono riportate in dettaglio al paragrafo 2.5, cui si rimanda per una migliore lettura della figura. La Figura 4a mostra gli abbassamenti delle due ali (punti) e una possibile deformata del bordo ipotizzata sulla base di osservazioni visive e rapporti fotografici (linee). Si osserva che le inflessioni sono dell'ordine di alcuni centimetri e non sono simmetriche né all'asse longitudinale né all'asse verticale della sezione. Mentre nel tegolo 2 le ali mostrano un andamento simile, seppure di diversa entità, nel tegolo 1 hanno deformate sostanzialmente diverse. In entrambi i tegoli una delle due ali presenta scostamenti verticali maggiori dell'altra, probabilmente come conseguenza di un carico in esercizio non perfettamente simmetrico. In Figura 4b sono riportati gli scostamenti orizzontali misurati (punti), e una possibile deformata nel piano orizzontale (linee).

Da queste osservazioni si può concludere che la geometria dei tegoli presenta, rispetto a quella di progetto, imperfezioni significative; in particolare l'allargamento delle ali, legato al comportamento trasversale della sezione, è non trascurabile e le sezioni trasversali presentano una leggera rotazione.

Oltre alle imperfezioni geometriche, è stato rilevato anche il quadro fessurativo esistente. Sono state riscontrate lesioni che si sviluppano nelle ali per circa 80 cm, dal basso verso l'alto con inclinazione di circa 45°, in entrambe le zone di estremità dei tegoli (Fig. 5); posizione e sviluppo delle fessure fanno pensare a cause legate alle sollecitazioni taglianti.

2.3 Caratterizzazione dinamica

Il comportamento dinamico del tegolo scarico è stato indagato con una prova dinamica a forzante impulsiva. Il tegolo è stato eccitato mediante un martello strumentato registrando le accelerazioni in 3 punti della sezione trasversale

(ala dx, ala sx e centro). La prova è stata ripetuta lasciando immutato il punto di impatto del martello, e spostando la sezione di misura degli accelerometri in modo da interessare tutto lo sviluppo longitudinale del tegolo. Dai risultati della prova è stato possibile risalire alle frequenze fondamentali del tegolo e alle rispettive forme modali.

In Figura 6 sono riportate le frequenze caratteristiche dei primi modi flessionali e torsionali per entrambi i tegoli insieme alle forme modali relative al tegolo 1, estratte mediante l'algoritmo Polymax utilizzato per l'analisi modale con il software LMS [10]. Le forme modali del tegolo 2 sono molto simili.

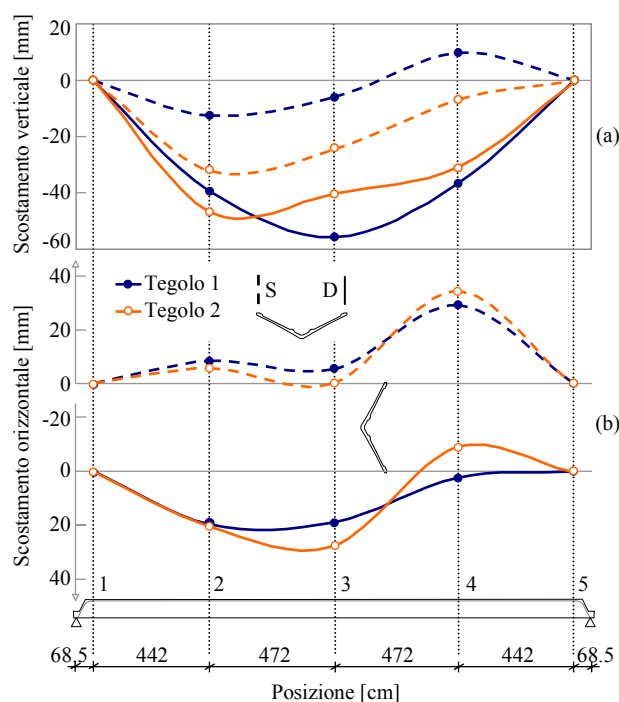


Figura 4 – a) Spostamenti verticali; b) orizzontali delle ali



Figura 5 – Lesione a 45° all'estremità del tegolo 1

2.4 Prova di carico: strumentazione e modalità di prova

La prova statica sui tegoli è stata eseguita applicando, per step successivi, il carico nella parte centrale della sezione trasversale. Ad ogni step sono stati posizionati sui tegoli 2

fasci di 54 barre $\phi 24$ di acciaio pari a circa 192 kg/m. I fasci di 12 m di lunghezza sono stati posizionati a partire dalla mezzeria del tegolo e la parte eccedente, circa 2.0 m per lato, è stata appoggiata su cavalletti indipendenti dal tegolo (Fig. 7). La risultante del carico applicato ad ogni step è stata misurata grazie all'ausilio di dinamometri posizionati sui due ganci di sollevamento dei fasci. Per raggiungere il carico massimo di rottura sono stati effettuati sei incrementi di carico per entrambi i tegoli. In Tabella 2 è riportato, per ogni step, il carico al metro lineare imposto sui due tegoli. Nella seconda prova di carico, nella zona centrale del tegolo sono stati montati, al fine di contenere l'allargamento delle ali, tre traversi in acciaio spazati di circa 1.0 m per valutare l'influenza dell'allargamento delle ali sul meccanismo di collasso.

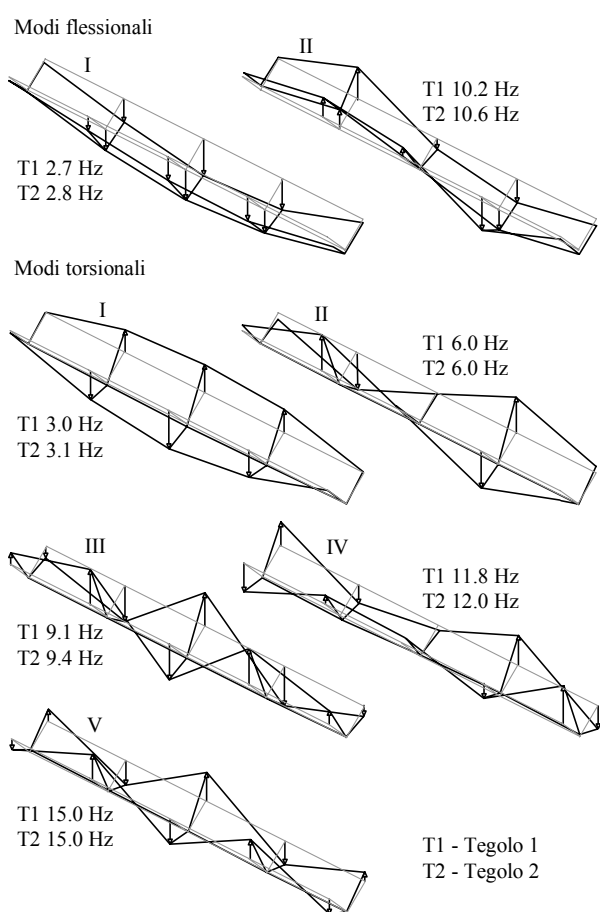


Figura 6 – Forme modali ottenute dalla prova dinamica

Tabella 2 – Step di carico

Step di carico	Tegolo 1 q [kN/m]	Tegolo 2 q [kN/m]
1	1.92	1.92
2	3.81	3.79
3	5.70	5.66
4	7.62	7.60
5	9.53	9.17
6	11.45	11.09

Per monitorare gli spostamenti dei tegoli sono state considerate 5 sezioni significative individuate lungo lo sviluppo longitudinale nello schema di Figura 8. Per ciascuna sezione sono stati misurati gli spostamenti di 3 punti: sommità ala dx, sommità ala sx e vertice inferiore della sezione.

Per la misura degli spostamenti (orizzontali e verticali) dei dieci punti alle estremità delle ali, contrassegnati con le lettere S e D in ciascuna delle sezioni trasversali (Fig. 8a), è stata utilizzata una stazione topografica robotizzata servo-assistita ad alta precisione (precisione di puntamento inferiore a ± 1 mm per distanze minori di 200 m, precisione angolare di $0,5''$ e precisione del distanziometro di ± 1 mm/km) della LEICA, modello TCA2003 (Fig. 8b). Nei punti di misura sono state posizionate mire di collimazione (prismi ottici), dotate di staffa snodabile ad "L" con vite di bloccaggio e fissaggio a parete con tasselli ad espansione tipo "fischer" (Fig. 8c). La stazione topografica è stata collocata su un treppiedi a circa 10 m dal tegolo e ad una quota di circa 2 m al fine di rendere tutte le mire visibili.

Per la misura delle componenti verticali dello spostamento nei punti al vertice inferiore del tegolo non è stato possibile utilizzare le mire di collimazione tenuto conto delle modalità di applicazione del carico; sono stati pertanto impiegati cinque comparatori digitali con sensibilità di 0.01 mm, la cui posizione è individuata in Figura 8a con la lettera M. I comparatori sono collegati all'intradosso dei tegoli con fili invar e vincolati a terra (Fig. 8d).

Per monitorare l'apertura delle fessure esistenti sulle superfici all'intradosso delle ali alle estremità dei tegoli, sono state utilizzate quattro stazioni di misura deformometriche contrassegnate con le lettere A, B, C, e D in Figura 8a. La lettura dell'apertura delle fessure è stata effettuata con un deformometro meccanico con sensibilità di $\pm 0,001$ mm.

2.5 Risultati delle prove

I risultati delle prove statiche sono presentati in termini di curve carico-spostamento, inflessioni verticali, allargamenti orizzontali delle ali e allargamento delle fessure pre-esistenti per i diversi step di carico. Si discute inoltre, qualitativamente, il meccanismo di rottura.



Figura 7 – Fase di carico del tegolo 1

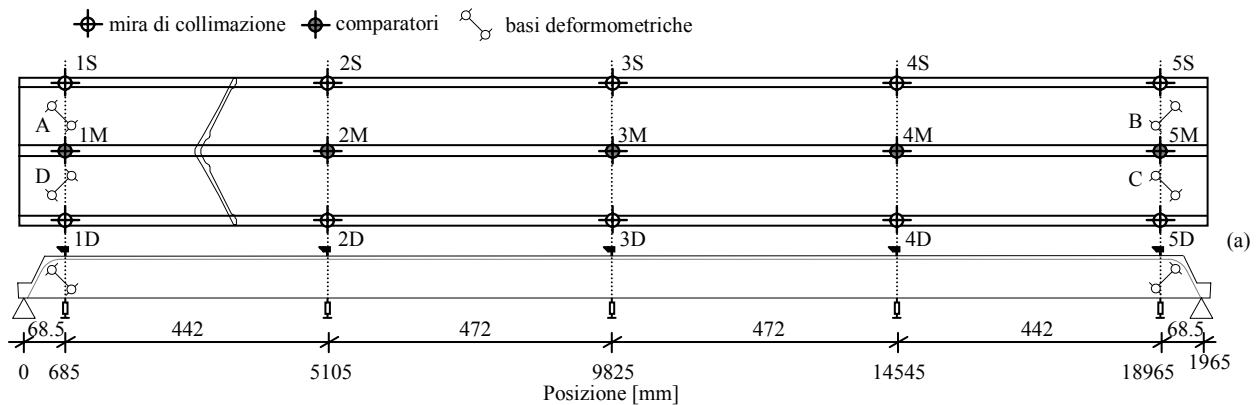


Figura 8 – a) Disposizione della strumentazione di misura durante la prova di carico; b) stazione robotizzata; c) mira di collimazione; d) posizionamento del comparatore digitale con filo di rinvio; e) basi deformometriche del punto B

In Figura 9 sono riportati gli abbassamenti del punto di misura 3M in funzione del carico applicato. Si osserva che i due tegoli hanno un comportamento simile: in un primo tratto molto ampio il comportamento è elastico lineare e la pendenza delle curve è uguale sebbene il tegolo 2 nel primo step di carico sembra accomodare uno spostamento maggiore; a partire dal terzo step di carico il tegolo 2 manifesta un primo comportamento non lineare mentre il tegolo 1 continua a rispondere linearmente fino quasi a rottura. I carichi massimi registrati sono di 11.45 kN/m per il tegolo 1 e 11.09 kN/m per il tegolo 2. In entrambe le prove, il collasso dei tegoli avviene pochi secondi dopo l'applicazione del sesto step di carico. La procedura in controllo di forza non consente di stimare il carico di rottura che sarà compreso tra gli step 5 e 6.

La rottura avviene per entrambi gli elementi testati nella sezione di mezzeria per la propagazione di una frattura inclinata di circa 45° rispetto all'asse della trave (Fig. 10). Il collasso è dovuto dall'instabilità locale delle ali (Fig. 11) che non avvenendo simmetricamente per le imperfezioni pregresse innesca un moto torsionale globale.

La Figura 12 mostra gli allargamenti delle ali Δl per i vari step di carico e per entrambi i tegoli testati: si può osservare che per il tegolo 2 gli allargamenti sono significativamente inferiori in quanto trattenuti dai traversi disposti in prossimità della mezzeria. Nonostante ciò non è stato possibile apprezzare un incremento di capacità portante in quanto la rottura è avvenuta con meccanismo simile a quello osservato per il tegolo 1 con la frattura che ha interessato il tratto d'ala compreso tra due traversi consecutivi.

In Figura 13 sono riportate le ampiezze delle lesioni registrate nelle 4 stazioni di misura: per il tegolo 1 i risultati mostrano un'apertura al penultimo step di carico di circa 0.12-0.16 mm mentre nel tegolo 2 l'ultima lettura, allo step 4,

mostra ampiezze variabili tra 0.08-0.10 mm; nella seconda prova, la lettura allo step 5 non è stata effettuata per motivi di sicurezza vista la modalità di rottura del tegolo 1 e tenuto conto della curva carico-spostamento (Fig. 9) che già allo step di carico 4 evidenziava un comportamento non-lineare. Il quadro fessurativo pre-esistente evolve in modo praticamente proporzionale al carico e non influisce sulla modalità di rottura che avviene nella mezzeria della trave.

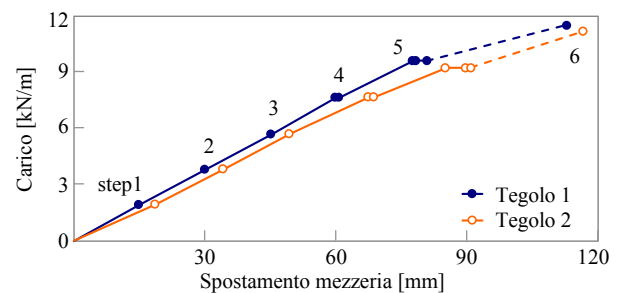


Figura 9 – Curva carico spostamento in mezzeria



Figura 10 – Particolari della rottura del tegolo 1



Figura 11 – Sequenza di collasso del tegolo 1

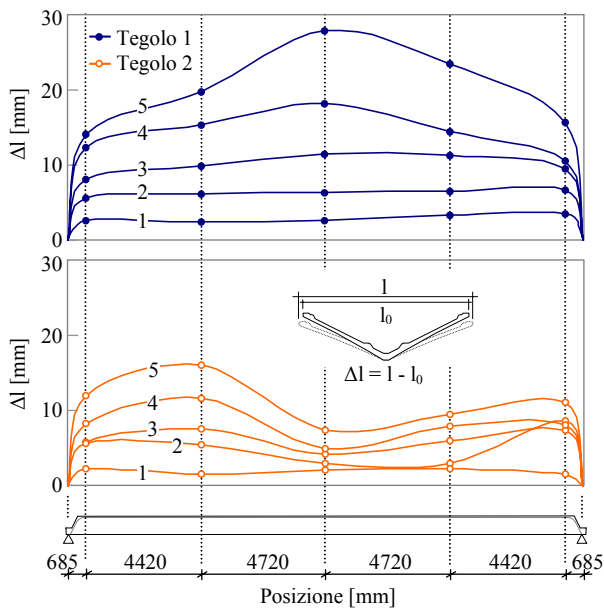


Figura 12 – Allargamento delle ali dei tegoli

3 MODELLAZIONE

Il comportamento sperimentale dei due tegoli è stato simulato ricorrendo al programma di calcolo agli elementi finiti ABAQUS [11] con il quale è stato possibile mettere in conto il comportamento non lineare dei materiali e le non-linearità geometriche. Nel modello si è tenuto conto delle condizioni iniziali dei tegoli, ovvero della precompressione stimata sulla base dei dati di progetto e delle imperfezioni geometriche valutate sulla base dei rilievi.

Nella modellazione sono stati utilizzati elementi shell a 8 nodi ai quali sono stati associati strati multipli di armatura diffusa per simulare le armature lente e i trefoli. I diaframmi di bordo sono stati modellati con elementi shell dello stesso tipo. I vincoli introdotti riproducono gli appoggi con le loro dimensioni reali. La geometria inserita è quella priva di imperfezioni e per evitare problemi di localizzazione, è stata assunta una mesh con dimensione media $0.7 \text{ m} \times 0.7 \text{ m}$ (Fig. 14). La presenza delle fessure inclinate in prossimità degli appoggi è stata inclusa definendo opportune fasce con proprietà meccaniche elastiche del calcestruzzo ridotte sulla base dei risultati dell'analisi modale sperimentale.

Il comportamento dei materiali è stato simulato adottando modelli costitutivi non-lineari di libreria.

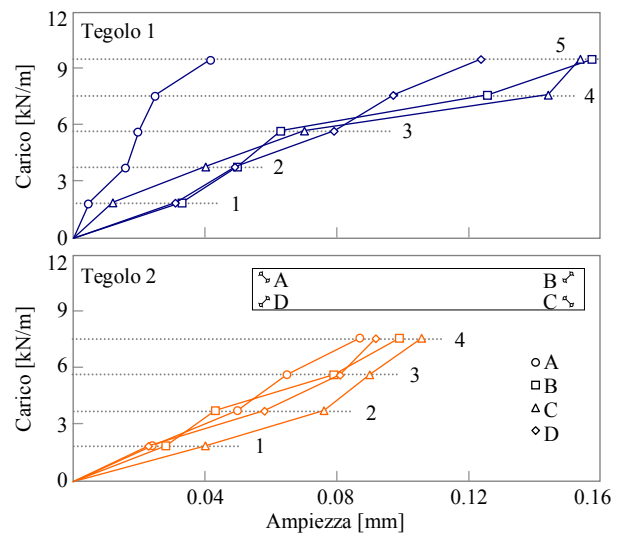


Figura 13 – Ampiezza delle fessure al variare del carico

Per il calcestruzzo è stato utilizzato un modello a fissurazione diffusa che risulta particolarmente idoneo nel caso in cui il materiale, con basso grado di confinamento, è sottoposto a carichi di tipo monotono; in particolare, il comportamento in compressione è descritto da una curva tensione-deformazione calibrata sulla base delle prove eseguite sui provini cilindrici; il comportamento del calcestruzzo in trazione è invece descritto da un ramo lineare fino al raggiungimento della resistenza a trazione, fissata uguale al 9% della resistenza di compressione, seguito da un ramo di softening lineare con raggiungimento della tensione nulla per una deformazione uguale a 10 volte quella di fissurazione. L'influenza della fissurazione sul comportamento a taglio è stata trascurata. La presenza degli strati di armatura diffusa è essenziale ed evita che la soluzione del problema diventi mesh-dipendente. Per l'acciaio delle armature è stato utilizzato un modello elasto-plastico incoerente con modulo elastico $E_s = 200000 \text{ MPa}$, rapporto di incoerimento $f_t/f_y = 1.25$ e tensione di snervamento $f_y = 495 \text{ MPa}$. Per i trefoli si sono considerati modulo elastico $E_s = 197000 \text{ MPa}$, rapporto di incoerimento $f_t/f_y = 1.25$ e tensione di snervamento $f_y = 1900 \text{ MPa}$.

Sono state eseguite sia un'analisi modale che un'analisi statica non lineare a partire dalla configurazione di riferimento conseguente all'applicazione del peso proprio, della presollecitazione dei trefoli e all'introduzione delle imperfezioni.

Tabella 3 – Frequenze caratteristiche

	flessionali [Hz]		torsionali [Hz]				
	I	II	I	II	III	IV	V
Tegolo 1	2.7	10.2	3.0	6.0	9.1	11.8	15.0
Tegolo 2	2.8	10.6	3.1	6.0	9.4	12.0	15.0
Modello	3.0	10.9	3.0	5.9	9.1	12.5	16.3

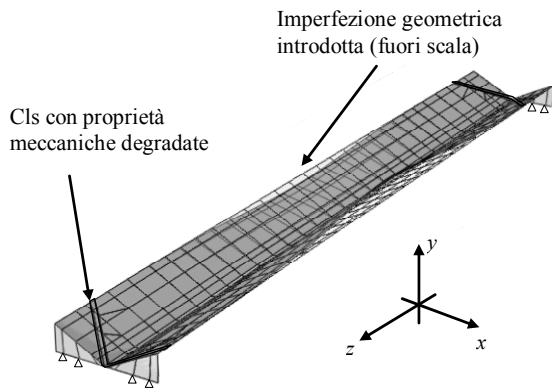


Figura 14 – Modello agli elementi finiti

Per quanto riguarda la precompressione, le perdite di tensione a lungo termine sono state stimate in ragione del 20%. Le imperfezioni geometriche sono state introdotte perturbando la geometria iniziale sovrapponendo imperfezioni proporzionali al primo modo di buckling in modo da avere uno scostamento laterale massimo nella sezione di mezzeria di 4.0 cm (Fig. 14).

L'analisi modale delle vibrazioni è stata eseguita nell'intorno della configurazione di riferimento tenendo conto dei contributi geometrici e della rigidità tangente. I risultati sono stati confrontati con quelli dell'analisi modale sperimentale in termini di frequenze fondamentali (Tab. 3); si può osservare che il modello sovrastima leggermente la frequenza del primo modo flessionale e quelle dei modi superiori torsionali ma è sostanzialmente in grado di riprodurre in modo accurato il comportamento ottenuto sperimentalmente.

L'analisi statica è stata eseguita utilizzando il metodo di Riks che permette di risolvere problemi post-critici sia con comportamento stabile che instabile. La Figura 15 confronta, per ogni step di carico, le inflessioni delle ali e del centro della sezione ottenute con il modello numerico e sperimentalmente. La corrispondenza è buona per quanto riguarda il tegolo 1 e migliore per i punti centrali e dell'ala destra. In Figura 16 si riporta la curva carico-spostamento in mezzeria: il risultato del modello numerico è praticamente sovrapposto a quello sperimentale del tegolo 1 fino allo step di carico 3 e si discosta leggermente da questo per gli step successivi, anche se l'assetamento del carico sembra riportare la curva sperimentale sopra quella del modello ABAQUS (step 4 e 5). In corrispondenza dello step 5 si osserva una variazione di pendenza non confrontabile col dato sperimentale ottenuto dalla prova in controllo di forza. In ogni caso, si è prossimi al carico di rottura per cui il comportamento non lineare del modello è ampiamente giustificato.

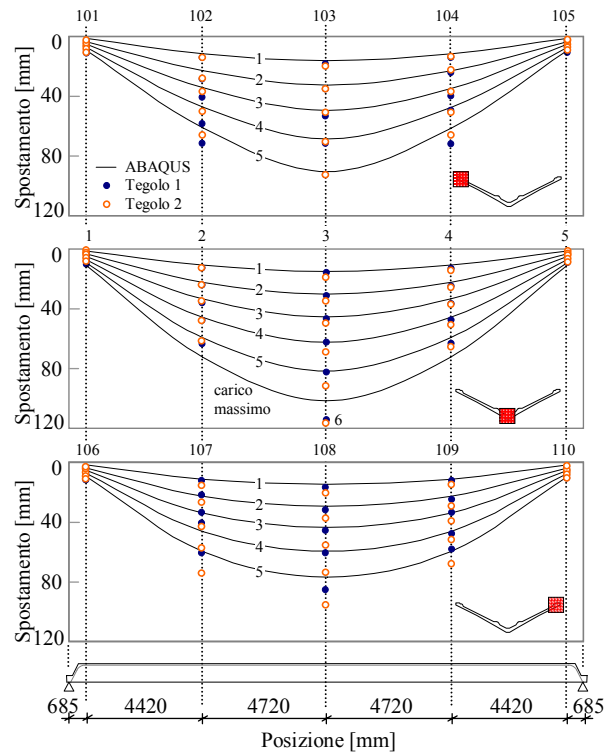


Figura 15 – Ampiezza delle fessure al variare del carico

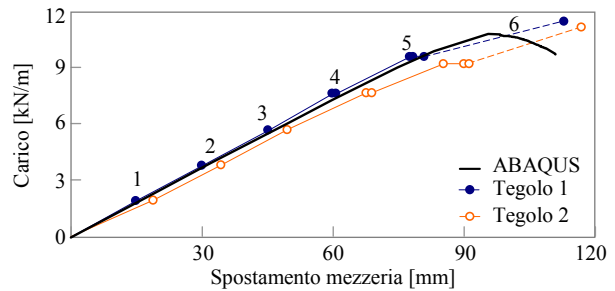


Figura 16 – Curve carico spostamento in mezzeria ottenute sperimentalmente e con il modello ABAQUS

La curva sperimentale relativa al tegolo 2 si discosta maggiormente da quella del modello forse a causa di un assetamento del tegolo al primo step di carico per il quale si è riscontrata sperimentalmente una rigidità minore che non agli step successivi. Le analisi sono state ripetute eliminando le zone con rigidità ridotta per simulare la fessurazione progressiva senza riscontrare sostanziali differenze nelle curve carico-spostamento. Anche in questo caso, il modello numerico sembra in grado di riprodurre in modo accurato il collasso del tegolo reale.

4 CONCLUSIONI

In questa memoria sono stati presentati i risultati di una sperimentazione su elementi in c.a.p. utilizzati per circa 18 anni nella copertura di un edificio industriale. I tegoli, lunghi circa 20 m, avevano sezione a V con membrature di spessore

molto limitato (5 cm) ed erano caratterizzati da imperfezioni geometriche di non-planarità di una certa importanza e da lesioni inclinate di circa 45° in prossimità degli appoggi di estremità.

Le prove sono consistite in una caratterizzazione dinamica, finalizzata all'acquisizione di dati per l'identificazione di alcuni parametri meccanici dei materiali, ed in una prova di carico spinta fino a rottura per la determinazione della capacità portante del tegolo.

Le prove dinamiche hanno mostrato l'importanza dei modi torsionali che per la tipologia sezionale erano attesi essere determinanti nella risposta dell'elemento. La prova di carico in controllo di forza ha invece evidenziato un comportamento molto fragile dei due tegoli a causa di fenomeni di instabilità locali che sono alla base del meccanismo di collasso innescato dalle forti imperfezioni geometriche.

I risultati sono stati interpretati con un modello agli elementi finiti nel quale si sono considerate le non linearità meccaniche e geometriche. Per il calcestruzzo sono stati impiegati legami non lineari ottenuti da prove distruttive svolte su campioni prelevati dai tegoli; la fessurazione è stata considerata diffusa all'interno degli elementi ed il comportamento in trazione del calcestruzzo è stato considerato quasi fragile introducendo un legame softening in fase fessurata. Le armature sono state considerate diffuse e caratterizzate da un comportamento elato-plastico inelastico.

I confronti tra i risultati sperimentali e quelli forniti dal modello numerico sono risultati soddisfacenti. Il modello, opportunamente calibrato, è risultato in grado di cogliere sia il comportamento dinamico che quello non lineare caratterizzato dalle imperfezioni geometriche. Tuttavia, la definizione di queste ultime merita degli approfondimenti.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare i tecnici V. D'Aria e S. Bufarini del Laboratorio Prove Materiali e Strutture dell'Università Politecnica delle Marche per l'esecuzione delle prove di carico e il Dott. Ing. A. Di Giuseppe per il contributo fondamentale nell'esecuzione delle prove dinamiche e nella rielaborazione dei dati per l'analisi modale.

BIBLIOGRAFIA

[01] CATANIA, M., DI PRISCO M. (1992) – Indagine su componenti prefabbricati a sezione aperta per coperture di grande luce. *Atti del 9° Congresso C.T.E.* – Arezzo 5-

7 Novembre 1992, 351-360.

- [02] DI PRISCO, M., FAILLA, C., TONIOLO G. (1992) – Analisi sperimentale su volta di grande luce in parete sottile. *Atti del 9° Congresso C.T.E.* – Arezzo 5-7 Novembre 1992, 333-350.
- [03] DI PRISCO, M., FAILLA, C., GAMBAROVA P., TONIOLO G. (1990) – Sperimentazione su prototipo di componente prefabbricato in c.a.p. per coperture di grande luce. *Atti del 8° Congresso C.T.E.* – Bologna 16-18 Novembre 1990, 331-340.
- [04] BELLETTI, B., BERNARDI, P., IORI, I. (2006) – Studio del comportamento meccanico di tegoli di copertura soggetti a tensioni longitudinali e trasversali. *Atti del 16° Congresso C.T.E.* – Parma 9-11 novembre 2006, 565-572.
- [05] BUTTINI, A., CAPOZUCCA, R., CERRI, M. N., MARTINEZ Y CABRERA, F., MENDITTO, G. (1992) – Indagini sperimentali su tegoli in c.a.p. per il nuovo complesso universitario di Parma. *Atti del 9° Congresso C.T.E.* – Arezzo 5-7 Novembre 1992.
- [06] DIOTALLEVI, P., GAMBI, A., MAMBELLI, L. (2010) – Analisi numerica e sperimentale di tegoli di copertura in conglomerato armato precompresso. *Inarcos Anno LXV* – Maggio (4) 709, 289-297.
- [07] SHENOY, C. V., FRANTZ, G. C. (1991) – Structural tests of 27-years-old prestressed concrete bridge beams. *PCI Journal*, Vol. 36, No. 5 (September-October), 80-90.
- [08] HALSEY, J. T., MILLER, R. (1996) – Destructive testing of two forty-years-old prestressed concrete bridge beams. *PCI Journal*, Vol. 41, No. 5 (September-October), 84-93.
- [09] EDER, R. W., MILLER, R. A., BASEHEART, T. M., SWANSON J. A. (2005) – Testing of two 50-year-old precast post-tensioned concrete bridge girders. *PCI Journal*, Vol. 50, No. 3 (May-June), 90-95.
- [10] LMS INTERNATIONAL. *The LMS Theory and Background Book*, Leuven, Belgium, 2000.
- [11] ABAQUS, 1998, Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc., 100 Medway St., Providence, Rhode Island.

RIDUZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DI PONTI STRADALI ESISTENTI TRAMITE CONFINAMENTO CON COMPOSITI FRP

Elena Casadei¹, Riccardo Morbin¹, Carlo Pellegrino¹, Claudio Modena¹

¹ Dipartimento di Costruzioni e Trasporti, Università degli Studi di Padova

SOMMARIO

I ponti stradali rappresentano uno degli elementi più vulnerabili nelle reti stradali esistenti quando si verifica un evento sismico. Diventa, perciò, fondamentale valutare la loro vulnerabilità sismica, e uno degli strumenti maggiormente utilizzati per il conseguimento di tale obiettivo è rappresentato dalle curve di fragilità. In questo lavoro si sono ottenute le curve di fragilità per un ponte a travata in c.a. semplicemente appoggiato mediante analisi dinamiche non lineari. Infine si è studiato l'effetto di metodologie di riduzione della vulnerabilità sismica del ponte tramite il confinamento della pila attraverso materiali fibrorinforzati (FRP), costruendo le curve di fragilità del ponte dopo l'adeguamento.

SUMMARY

Road bridges are the most vulnerable elements in existing road networks during earthquakes. The most diffused method to evaluate seismic vulnerability of existing bridges is based on the calculation of the fragility curves. Fragility curves for a simply supported concrete girder bridge have been calculated by means of non-linear dynamic analyses. After that, the effect of different methodologies to reduce seismic vulnerability based on FRP materials pier jacketing has been considered, calculating fragility curves of the bridge after seismic retrofitting.

1. INTRODUZIONE

1.1 La vulnerabilità delle reti stradali

Quando si presenta un evento sismico le reti stradali rappresentano un elemento ad elevato rischio, poiché il loro danneggiamento rende impossibile la comunicazione e la mobilitazione dei soccorsi che devono raggiungere le località colpite. All'interno dei sistemi di trasporto possono essere individuati tre componenti esposti a rischio: le gallerie, i muri di sostegno e i ponti. Questi ultimi hanno il maggiore impatto sulla funzionalità delle arterie stradali in seguito ad un evento sismico poiché la loro perdita di funzionalità o danneggiamento rendono l'intero tronco stradale inutilizzabile. E' di fondamentale importanza, perciò, effettuare una valutazione della vulnerabilità sismica dei ponti esistenti. Le curve di fragilità, che esprimono la probabilità condizionata di eguagliare o eccedere un definito livello di danno per diverse intensità dell'azione sismica, rappresentano lo strumento migliore per raggiungere tale obiettivo (Fig.1).

Il problema va affrontato in termini probabilistici, perché è governato da numerose variabili aleatorie, come l'intensità attesa del movimento del terreno o la resistenza dei materiali che costituiscono la struttura.

Le curve di fragilità possono essere empiriche o analitiche. Le prime si basano su dati esistenti riguardanti il danneggiamento di ponti derivanti da terremoti passati.

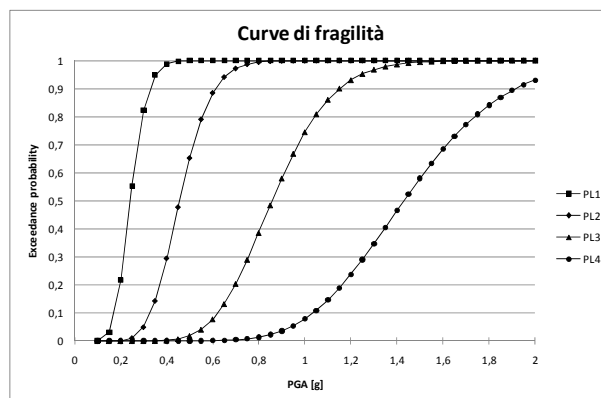


Figura 1 - Esempio di curve di fragilità

In letteratura sono presenti diversi metodi per la generazione di curve di fragilità di tipo empirico, tra i quali quello proposto da Shinozuka et al. [1], basato sui dati riguardanti i danni dovuti al terremoto di Kobe del 1995. Uno dei metodi maggiormente utilizzati in Europa è il metodo RISK-UE [2], la cui procedura è descritta in HAZUS99 [3].

Se non si dispone di una banca dati sufficiente, come accade per il territorio italiano, si possono utilizzare metodi analitici, che sviluppano le curve di fragilità a partire dalla

risposta sismica ottenuta attraverso l'analisi dei ponti. In questo ambito si possono individuare tre fasi: simulazione dell'azione sismica a partire da terremoti registrati o generati, simulazione numerica del manufatto tenendo conto delle incertezze sui materiali e generazione delle curve di fragilità a partire dai dati sulla risposta del modello numerico. I dati della risposta sismica strutturale possono essere ottenuti mediante diversi tipi di analisi sismica: analisi elastica con spettro [4], analisi statica non lineare [5] e analisi dinamica non lineare [1], [6], [7].

In questo lavoro si è studiato il danno atteso causato da un evento sismico, considerando un ponte situato in una posizione strategica all'interno della rete stradale veneta ed è caratterizzato da uno schema strutturale molto diffuso in Italia (ponte a più campate in semplice appoggio).

1.2 Caratteristiche del ponte caso studio

Le analisi sono state condotte in un ponte caso studio le cui caratteristiche derivano dal ponte di Fener (Fig. 2), che attraversa il fiume Piave e collega le province di Treviso e Belluno. La struttura del ponte è con campate semplicemente appoggiate. Il ponte caso studio ha una lunghezza di 99.00m con 4 campate ciascuna di 24.75m. La campata è composta da 4 travi in c.a.p. con sezione a I e soletta collaborante in c.a. gettata in opera. La larghezza dell'impalcato è di 9.00m. Le campate poggiano su pile in c.a. con struttura a telaio alte 9.00m: ciascuna pila è composta da due colonne circolari (diametro 1.50m) e un traverso con sezione a T rovescio (altezza 2.00m). Le barre di armatura delle pile sono lisce e distribuite come in Fig. 3.



Figura 2 - Ponte di Fener

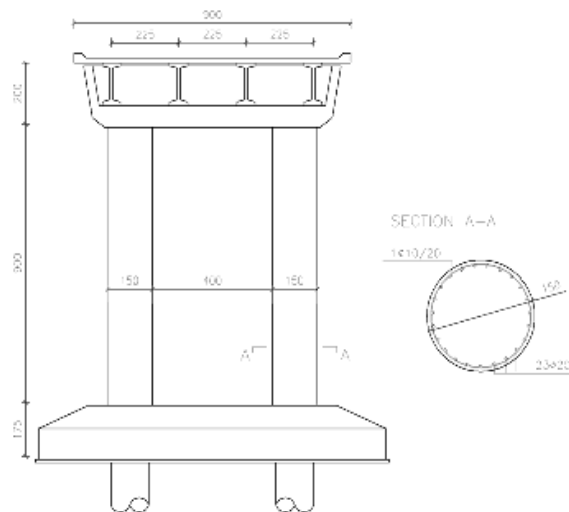


Figura 3 - Caratteristiche strutturali del ponte di Fener

2. LE CURVE DI FRAGILITA'

2.1 Gli accelerogrammi artificiali e il livello di danno

Si sono considerati diversi terremoti artificiali per analizzare la risposta dinamica del ponte oggetto di studio. Per esprimere i terremoti attesi in termini probabilistici si sono utilizzati accelerogrammi ottenuti con il seguente metodo: si sono costruiti gli spettri orizzontali e verticali del sito studiato in accordo con le Norme Tecniche delle Costruzioni e Circolare applicativa [8], determinando così l'accelerazione di picco al suolo (PGA) del sito, considerando lo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV). Si sono creati degli accelerogrammi con un contenuto in frequenza molto vicino allo spettro corrispondente attraverso il metodo di Vanmarcke [9]: esso considera che una funzione periodica può essere estesa ad una serie di funzioni sinusoidali caratterizzate da diverse ampiezze e fasi. Questo metodo è stato implementato col codice SIMQKE [10], che calcola la funzione di densità dello spettro da un definito spettro di risposta e genera degli accelerogrammi indipendenti spettrocompatibili. Si sono successivamente scelti in modo casuale tre gruppi di accelerogrammi, due orizzontali e uno verticale, generati con tale metodo (la scelta di almeno tre gruppi di accelerogrammi è suggerita dalla normativa italiana nel caso in cui si svolgano analisi dinamiche lineari). Ogni accelerogramma è stato moltiplicato per un fattore per ottenere una delle PGA scelte e analizzare la struttura applicandovi un terremoto generato spettro compatibile. Si sono considerati differenti valori di accelerazione massima al suolo: 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g, 0.6g.

In questo lavoro si sono studiati i livelli di danno in relazione alla domanda di duttilità della pila, definita come:

$$D = \mu_{\delta} = \frac{x_{max}}{x_y} \quad (1)$$

dove x_{max} è il massimo spostamento orizzontale di un punto significativo (si è considerate il punto in sommità della pila) e x_y è lo spostamento orizzontale del medesimo punto che si ha in corrispondenza dello snervamento dell'acciaio in un punto significativo dell'elemento strutturale (si è considerata la sezione di base della pila).

Si sono considerati quattro livelli di danno [11]: danno lieve, moderato, esteso e completo.

2.4 Le curve di fragilità analitiche

Numerosi studi hanno dimostrato come la funzione lognormale rappresenti bene la domanda sismica [6]:

$$S_d = IM^B e^A \quad (2)$$

Dove S_d è la media domanda sismica, IM rappresenta la misura dell'intensità e A e B sono due coefficienti calcolati attraverso regressioni lineari dei dati. Questa legge può essere esemplificata attraverso una funzione lineare:

$$\ln(S_d) = A + B \ln(IM) \quad (3)$$

La curva di fragilità diventa una distribuzione cumulativa lognormale e la funzione di densità di probabilità del danno è definita dalla distribuzione lognormale:

$$f_D(d) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \varepsilon d} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln d - \lambda}{\varepsilon}\right)^2\right] \quad (4)$$

$\lambda = A + B \ln(IM)$ è il valore medio relativo a uno specifico IM e λ è la dispersione dei dati relativa alla regressione lineare.

Tali curve di fragilità si riferiscono alla pila singola; se si considera un ponte con N pile che non interagiscono tra loro, la probabilità di superare un certo Performance Level (PL) è:

$$P_{f,PLsystem} = 1 - \prod_{pier=1}^N (1 - P_{f,PLpier}(a)) \quad (5)$$

In questo modo è possibile estrapolare i dati al di fuori dei campi di PGA all'interno del quale è stata condotta l'analisi.

2.5 La caratterizzazione dei materiali

Nella costruzione delle curve di fragilità si sono considerate due principali variabili: la resistenza allo snervamento dell'acciaio f_y e la resistenza a compressione del calcestruzzo f_c .

Si è ipotizzato un acciaio FeB32K (barre lisce solitamente utilizzate nel periodo in cui il ponte è stato costruito) con una distribuzione di probabilità lognormale e un valore medio di 385MPa e una deviazione standard di 42MPa [12]. Tale distribuzione è suddivisa in tre intervalli di 82MPa: 303MPa, 385MPa e 467MPa.

Per il calcestruzzo si è considerata una distribuzione di probabilità normale [13]: si è ipotizzato un calcestruzzo di classe C25/30 con un valore medio di 41MPa e una deviazione standard di 10MPa. Tale distribuzione è suddivisa in cinque intervalli di 14MPa con tali valori centrali: 13MPa, 27MPa, 41MPa, 55MPa and 69MPa.

Si è inoltre eseguita la costruzione delle curve di fragilità considerando il caso della pila rinforzata attraverso materiali fibrorinforzati FRP, utilizzando la resistenza della pila confinata f'_c secondo il modello esposto successivamente. Anche in questo caso si è considerata una distribuzione di probabilità normale discretizzata in cinque intervalli.

Infine combinando gli intervalli di acciaio e calcestruzzo si sono ottenuti 15 ponti campione nominalmente identici, ma statisticamente differenti.

3. MODELLAZIONE ANALITICA DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE DI PILE IN C.A. CONFINATE CON FRP

Una metodologia molto diffusa negli ultimi anni per il rinforzo strutturale di pile da ponte in calcestruzzo armato è il confinamento mediante materiali composti fibrorinforzati (FRP); esso incrementa notevolmente sia la resistenza a compressione assiale sia la duttilità di tale elemento strutturale. I modelli analitici presenti in letteratura per quantificare tale incremento normalmente mettono in relazione l'incremento di resistenza e di duttilità con la pressione di confinamento. Generalmente tale grandezza è presa pari alla pressione di confinamento esercitata dal rinforzo in FRP f_{fr} (trascurando quindi l'eventuale contributo dell'armatura trasversale).

$$f_{fr} = \frac{1}{2} k_f \rho_f E_f \varepsilon_f^{eff} \quad (6)$$

dove E_f è il modulo elastico del rinforzo in FRP, ρ_f è la percentuale geometrica di FRP, calcolata come:

$$\rho_f = \frac{4n_f t_f}{D} \quad (\text{pile circolari}) \quad (7)$$

$$\rho_f = \frac{2n_f t_f (b+h)}{bh} \quad (\text{pile rettangolari}) \quad (8)$$

dove n_f e t_f sono rispettivamente il numero di strati di FRP e lo spessore del singolo strato, mentre D , b , h sono le dimensioni geometriche della sezione (diametro per sezioni circolari, larghezza e altezza della sezione per sezioni rettangolari).

k_f rappresenta il coefficiente di efficienza del confinamento, che in genere viene considerato corrispondente al coefficiente di efficienza geometrica k_{ef} così definito:

$$k_{ef} = 1 - \frac{(b-2r)^2 + (h-2r)^2}{3bh} \quad (9)$$

Questo coefficiente considera che in corrispondenza degli spigoli delle pile rettangolari c'è una concentrazione di tensioni e all'interno della sezione si crea un effetto arco che limita l'area di calcestruzzo effettivamente confinata in dipendenza del raggio r di arrotondamento degli spigoli.

Il documento CNR-DT 200 (2004) [14] e le raccomandazioni *fib* (2001) [15] definiscono il coefficiente di efficienza verticale k_v , che considera la riduzione di efficienza del rinforzo per la diffusione delle tensioni tra due fasciature consecutive:

$$k_v = \left(1 - \frac{p'_f}{2 \cdot d_{min}}\right)^2 \quad (10)$$

p'_f è la distanza netta tra due fasciature consecutive e d_{min} la minima dimensione trasversale dell'elemento. Il documento CNR (2004) [14] definisce un altro coefficiente di efficienza k_α , che considera il caso in cui le fibre sono disposte ad elica, con inclinazione α rispetto alla sezione trasversale dell'elemento:

$$k_\alpha = \frac{1}{1 + \tan^2 \alpha} \quad (11)$$

ε_f^{eff} rappresenta la deformazione circonferenziale effettiva del rinforzo in FRP e in accordo alle prove sperimentali riportate in letteratura è minore della deformazione nominale a rottura del composito ε_{fu} .

Nel calcolo della pressione di confinamento a rottura, la deformazione nominale del composito ε_{fu} viene ridotta mediante un coefficiente di efficienza del rinforzo in FRP k_e :

$$\varepsilon_f^{eff} = k_e \cdot \varepsilon_{fu} \quad (12)$$

Alcuni modelli recenti calcolano la pressione di confinamento come somma del contributo del rinforzo in FRP f_{fr} e di quello delle staffe in acciaio f_{is} eventualmente presenti. Quest'ultima è solitamente calcolata come:

$$f_{is} = \frac{1}{2} k_s \rho_{st} f_{y,st} \quad (13)$$

dove ρ_{st} rappresenta la percentuale geometrica di armatura trasversale, $f_{y,st}$ la tensione di snervamento delle staffe e k_s il coefficiente di efficienza del confinamento esercitato dall'armatura.

Quasi nessuno di questi modelli tiene conto esplicitamente dell'interazione tra il rinforzo esterno in composito e l'armatura interna e della sua influenza sull'efficienza della tecnica di rinforzo. Per tale motivo si propone un modello analitico che fornisce la legge costitutiva dell'elemento confinato che può essere implementata per la valutazione delle curve di fragilità delle pile confinate con FRP.

3.1 Modello analitico per la pila confinata

Per la validazione del modello è stato creato un database costituito da risultati sperimentali disponibili in letteratura relativi a prove di compressione assiale su colonne in calcestruzzo confinate con FRP e con esso si è definito un modello analitico in grado di definire la resistenza e la deformabilità di tali elementi strutturali. Si è posto particolare riguardo al contributo fornito dall'armatura in acciaio eventualmente presente, tenendo conto dei meccanismi di interazione di quest'ultima con la fasciatura esterna in FRP. Si è, quindi, distinto il comportamento delle colonne armate da quelle non armate, in quanto, dalle sperimentazioni svolte da Pellegrino e Modena [16] e Tinazzi et al. [17], è emerso che l'armatura interna può influenzare il comportamento strutturale della colonna allo stato limite ultimo e ridurre l'efficienza del rinforzo.

Si sono definiti modelli diversi in base alla geometria della sezione, poiché le colonne rettangolari sembrano garantire spesso un minor incremento di resistenza ed un maggiore aumento della duttilità rispetto alle circolari. Maggiori dettagli sul modello sono riportati in [16].

3.2 Pressione di confinamento effettiva a rottura

La pressione di confinamento totale P_u può essere calcolata come somma della pressione di confinamento del rinforzo in FRP f_{fr} e di quella relativa all'armatura trasversale f_{is} :

$$P_u = f_{fr} + f_{is} \cdot A_{cc} / A_g \quad (14)$$

dove A_{cc} è l'area della sezione racchiusa dall'armatura trasversale e A_g l'area dell'intera sezione.

La pressione di confinamento esercitata dalle staffe eventualmente presenti viene calcolata con la (13).

Il coefficiente di efficienza k_f per determinare la pressione di confinamento esercitata dal rinforzo è calcolato come prodotto dei coefficienti definiti dalle Eq. (9), (10) e (11):

$$k_f = k_\alpha \cdot k_v \cdot k_{ef} \quad (15)$$

La formulazione riguardante il coefficiente di efficienza del rinforzo in FRP k_e , invece, è calcolato diversamente per le

colonne non armate e armate. In quest'ultimo caso, infatti, vi può essere una riduzione dell'efficienza del composito a causa dell'eccessiva curvatura soprattutto in corrispondenza degli spigoli delle colonne rettangolari. Per le colonne non armate si è potuto ricavare attraverso il database sperimentale un andamento linearmente crescente del coefficiente k_e in funzione del parametro $2r/b$:

$$k_e = 0.25 + 0.25(2r/b) \quad (16)$$

Per $2r/b=1$ (colonne circolari non armate) il coefficiente k_e risulta uguale a 0.5.

Nelle colonne armate k_e risulta poco legato a $2r/b$ e ciò è presumibilmente dovuto al fatto che l'azione delle staffe limita la concentrazione di tensione negli spigoli rendendo la rottura del composito praticamente indipendente dalla curvatura del rinforzo. I valori sperimentali di k_e risultano generalmente più elevati nelle colonne armate che in quelle non armate: l'armatura, infatti, può portare alla generazione di un quadro fessurativo diffuso (fessure di piccola ampiezza molto vicine tra loro) limitando così l'insorgere di concentrazioni di tensioni nel rinforzo in FRP. Nelle colonne armate il coefficiente di efficienza del rinforzo in FRP k_e dipende in modo significativo dal parametro C (Fig.4), definito qui di seguito:

$$C = \frac{E_{y,long} \cdot \rho_{y,long}}{E_f \cdot \rho_f} \quad (17)$$

dove $E_{y,long}$ e $\rho_{y,long}$ rappresentano rispettivamente il modulo elastico e la percentuale geometrica di armatura longitudinale e E_f e ρ_f il modulo elastico e la percentuale geometrica del composito FRP.

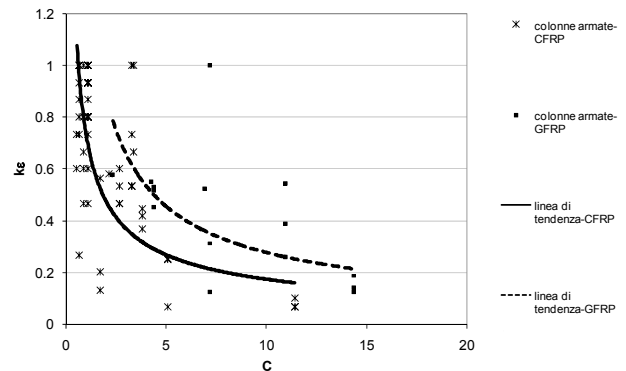


Figura 4 - Variazione del coefficiente di efficienza k_e in funzione di C

Il composito FRP contrasta lo sbandamento delle barre longitudinali, in particolare se le staffe sono posizionate ad un interasse ridotto. L'interazione tra i due materiali di rinforzo, però, può avere un'altra conseguenza: se la rigidità del rinforzo esterno in FRP non è sufficiente a contrastare lo sbandamento delle barre longitudinali, possono crearsi concentrazioni di tensione nel rinforzo che possono causare una rottura prematura dello stesso. Nelle sperimentazioni svolte presso l'Università di Padova su colonne circolari armate e non armate rinforzate soggette a compressione assiale [16], [17], è stata predisposta una serie di strain gauges in direzione circonferenziale per studiare l'andamento delle deformazioni laterali (Fig. 5 e 6).



Figura 5- Strain gauges lungo il perimetro della colonna confinata

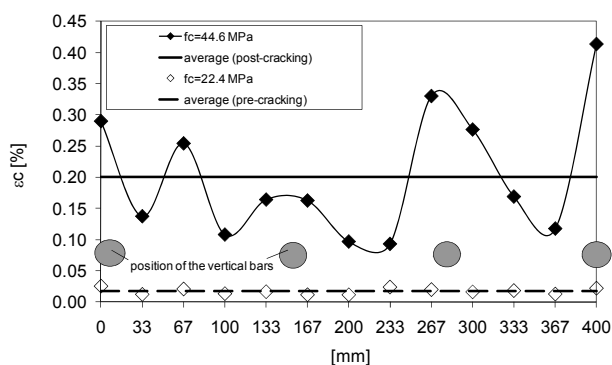


Figura 6 - Variazione delle deformazioni circonferenziali lungo il perimetro della colonna confinata con CFRP.

Per le colonne armate il coefficiente di efficienza del composito FRP k_e è calcolato mediante regressione dei dati sperimentali in funzione del parametro C :

$$k_e = \gamma C^{-0.7} \leq 0.8 \quad (18)$$

dove $\gamma = 0.7$ nel caso di rinforzo in CFRP e $\gamma = 1.5$ per rinforzo in FRP.

Si è scelto di limitare il coefficiente k_e a 0.8 a scopo cautelativo.

3.3 Curva tensione deformazione

L'andamento sperimentale della curva tensione-deformazione del calcestruzzo confinato con FRP presenta, dopo una prima fase in cui risulta molto simile a quella del calcestruzzo non confinato, una zona di transizione seguita da una fase plastica, caratterizzata da un tratto crescente o decrescente, a seconda dell'efficacia del confinamento.

Si suppone dunque di distinguere l'andamento della curva tensione-deformazione in base al valore del rapporto $2r/b$, dove r è il raggio di curvatura degli spigoli e b è la dimensione del lato minore della colonna.

Come mostrato in Fig. 7 e 8, l'andamento della curva viene ipotizzato uguale per tutti i valori di $2r/b$ fino al raggiungimento della tensione di picco: dopo un primo tratto in cui la curva è molto simile a quella di una colonna non confinata in quanto la dilatazione è limitata ed il meccanismo di confinamento non è ancora attivato, viene definito un secondo tratto crescente, che corrisponde alla fase in cui il meccanismo di confinamento è attivato e la pressione di confinamento cresce pressoché linearmente. Solo per le

colonne con $2r/b < 0.3$ si definisce un ulteriore tratto decrescente, dovuto al fatto che, nel caso di spigoli non sufficientemente arrotondati, nel momento in cui la colonna raggiunge la sua massima resistenza, il meccanismo di confinamento permette alla colonna di deformarsi ulteriormente finché non è raggiunta la pressione di confinamento massima [18].

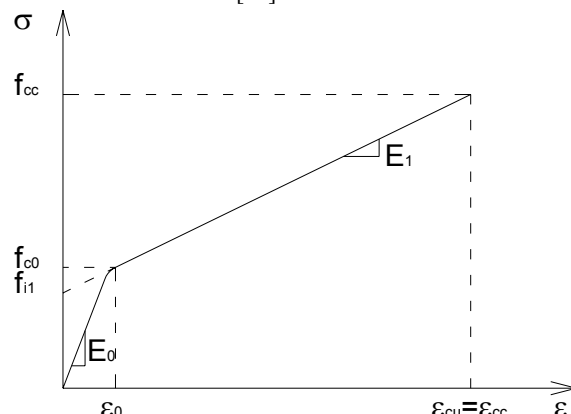


Figura 7 - Andamento del diagramma σ - ϵ per colonne con $2r/b \geq 0.3$.

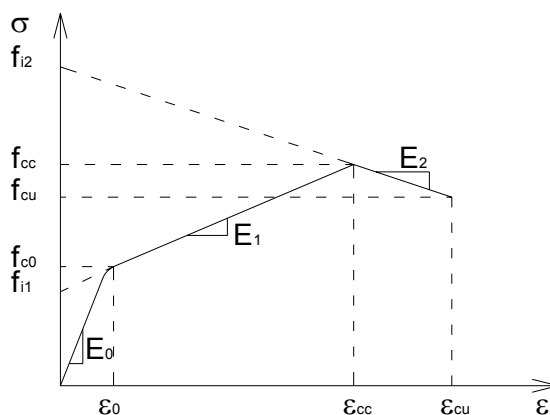


Figura 8 - Andamento del diagramma σ - ϵ per colonne con $2r/b < 0.3$.

In base a queste considerazioni, per le colonne con $2r/b \geq 0.3$, la resistenza e la deformazione massime corrispondono alla massima pressione di confinamento esercitata dal rinforzo in FRP, mentre per le colonne con $2r/b < 0.3$ la resistenza di picco corrisponde ad una pressione di confinamento inferiore rispetto a quella massima, alla quale invece è correlata la deformazione ultima. In Fig. 7 e 8 si è adottata seguente simbologia:

- f_{c0} , ϵ_{c0} : resistenza e deformazione del calcestruzzo non confinato;
- f_{cc} , ϵ_{cc} : resistenza e deformazione di picco della colonna confinata;
- f_{cu} , ϵ_{cu} : resistenza e deformazione ultima della colonna confinata.

3.4 Incremento di resistenza della pila confinata

Nella definizione della resistenza di picco si è considerato il modello proposto da Harajli et al. [19]:

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + k_1 \cdot \frac{P_u}{f_{co}} \quad (19)$$

dove f_{cc} è la resistenza di picco della colonna confinata, f_{co} è la resistenza del calcestruzzo non confinato e P_u è la pressione di confinamento totale. Nel modello proposto il coefficiente k_1 è calcolato come prodotto di due coefficienti:

$$k_1 = k_A \cdot k_R \quad (20)$$

k_A è calcolato con la formula [19]:

$$k_A = A \left(\frac{P_u}{f_{co}} \right)^{-\alpha} \quad (21)$$

mentre i parametri A ed α sono stati calcolati mediante regressione dei dati sperimentali relativi alle sole colonne con valori di $2r/b \geq 0.3$ (Tab. 1).

Tabella 1 - Valori proposti dei coefficienti nella (21)

	Sezione circolare		Sezione rettangolare	
	Non armata	Armata	Non armata	Armata
A	3.55	2.95	2.25	1.35
α	0.15	0.40	0.25	0.5

Il coefficiente riduttivo k_R considera che nelle colonne rettangolari con spigoli non sufficientemente arrotondati ($2r/b < 0.3$), la pressione di confinamento corrispondente alla tensione di picco è inferiore rispetto a quella a rottura:

$$k_R = 1 - 2.5(0.3 - 2r/b) \text{ per } 2r/b < 0.3 \quad (22)$$

$$k_R = 1 \text{ per } 2r/b \geq 0.3 \quad (23)$$

Un altro valore di resistenza rilevante è il valore di resistenza in condizioni ultime. Per le colonne con $2r/b < 0.3$, tale resistenza ultima f_{cu} è legata alla resistenza di picco e dipende dal rapporto $2r/b$:

$$\frac{f_{cu}}{f_{cc}} = 0.55 + 1.5(2r/b) \text{ per } 2r/b < 0.3 \quad (24)$$

Nel caso delle colonne rettangolari armate con $2r/b < 0.3$ non è stato possibile definire la relazione che lega il rapporto f_{cu}/f_{cc} al parametro $2r/b$, poiché non è disponibile un numero adeguato di risultati sperimentali.

Per quanto riguarda la determinazione della deformazione assiale ultima, si propone, in accordo con altri autori, di stimare l'incremento di duttilità legato al confinamento in funzione della sola pressione di confinamento:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{co}} = 2 + B \left(\frac{P_u}{f_{co}} \right) \quad (25)$$

I valori sperimentali relativi alla deformazione sono molto dispersi ed è difficile individuare con certezza i parametri da cui essa dipende. Anche per la deformazione assiale si sono definiti quattro diversi valori del coefficiente B , relativi alle colonne circolari e rettangolari, armate e non armate (Tab. 2):

Tabella 2 - Valori proposti del coefficiente B nella 25

	Sezione circolare		Sezione rettangolare	
	Non armata	Armata	Non armata	Armata
B	23	28	23	28

Anche la deformazione corrispondente alla tensione di picco ε_{cc} differisce spesso dalla deformazione a rottura nel

caso di colonne con $2r/b < 0.3$. Nel database non è disponibile un numero sufficiente di risultati sperimentali in base ai quali definire la relazione tra il rapporto $\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{cu}$ e la grandezza $2r/b$, per cui la relazione proposta è definita in modo analogo a quella definita per calcolare la resistenza ultima, con gli stessi coefficienti:

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 2 + B \left(\frac{P_u}{f_{co}} \right) \text{ per } 2r/b < 0.3 \quad (26)$$

Il modello proposto ha portato ad una rappresentazione accurata del fenomeno, come si può osservare dai valori del coefficiente di variazione (CoV) e del valore medio (AVG), riportati in Tabella 3, nel caso di colonne armate e non, a sezione circolare e rettangolare, derivanti dal confronto tra i valori analitici ottenuti con il modello proposto ed i risultati sperimentali del database.

Tabella 3 - Accuratezza del modello proposto

COLONNE NON ARMATE	Resistenza di picco		Deformazione assiale	
	AVG	COV	AVG	COV
Colonne circolari	0.991	0.142	0.983	0.323
Colonne rettang.	0.953	0.159	0.985	0.347

COLONNE ARMATE	Resistenza di picco		Deformazione assiale	
	AVG	COV	AVG	COV
Colonne circolari	0.996	0.146	0.981	0.398
Colonne rettang.	0.963	0.173	0.995	0.287

4. MODELLAZIONE NUMERICA DEL PONTE CASO STUDIO

Il modello numerico utilizzato considera l'intero ponte caso studio con pile incastrate alla base (Fig. 9). Le analisi dinamiche non lineari sono state eseguite con il programma OpenSees [20]: l'impalcato è stato modellato con elementi elastici lineari, mentre le pile sono state modellate con elementi con formulazione a fibre. Per il calcestruzzo non confinato è stata utilizzata una legge costitutiva del tipo Kent-Scott-Park, mentre per l'acciaio di armatura una legge costitutiva elasto-plastica con incrudimento. Per gli elementi confinati si è usata la legge costitutiva derivante dal modello di Pellegrino e Modena [6] e quella proposta dal documento CNR-DT 200 [14].

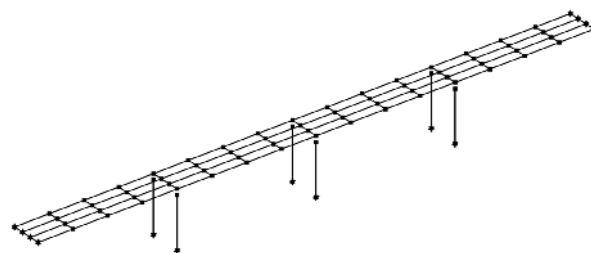


Figura 9 - Modello numerico del ponte caso studio.

5. RISULTATI

Dopo aver costruito le curve di fragilità per il ponte senza adeguamento sismico e con adeguamento sismico, si sono confrontate le suddette curve per ciascuno dei quattro performance levels (PLs) considerati. I risultati ottenuti sono riportati in Fig. 10 e 11.

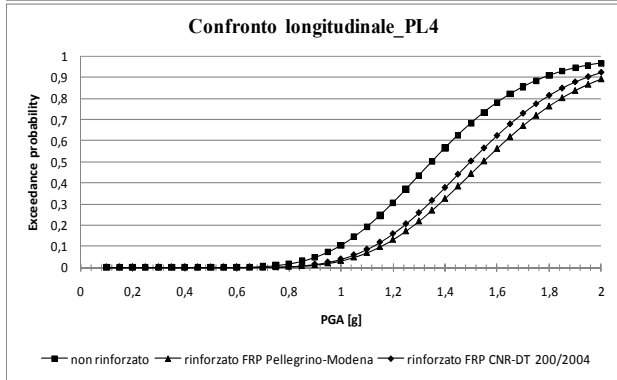
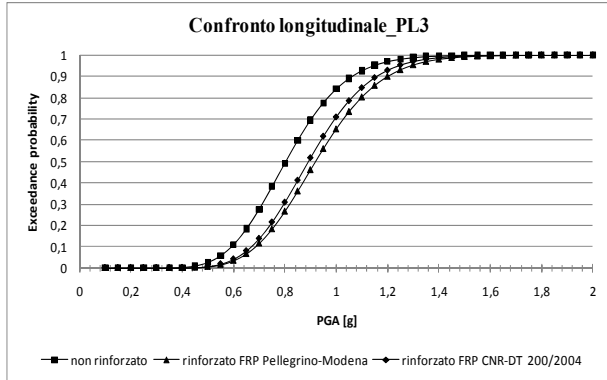
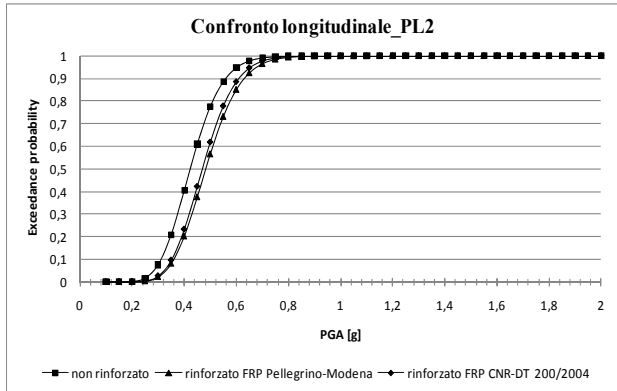
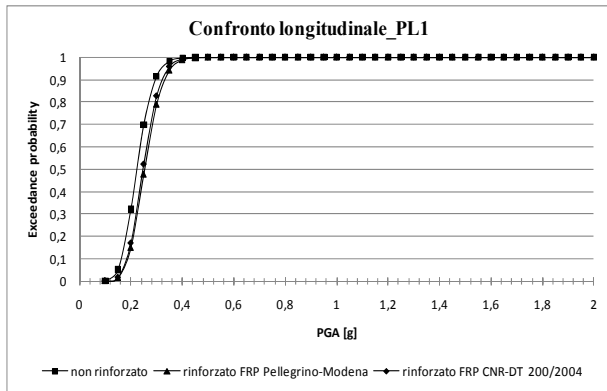


Figura 10 – Curve di fragilità (direzione longitudinale): confronto tra ponte non rinforzato, rinforzato con FRP secondo il modello di Pellegrino e Modena [16] e secondo il modello del CNR-DT 200 [14].

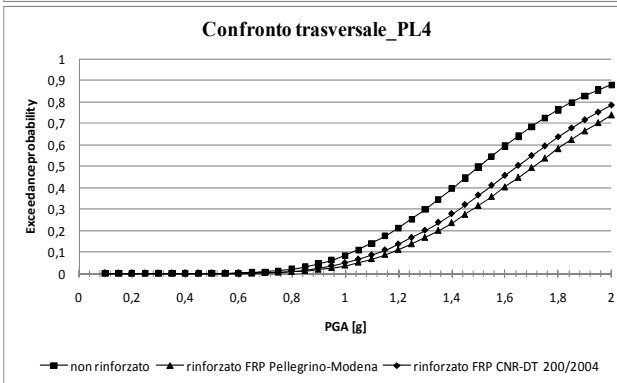
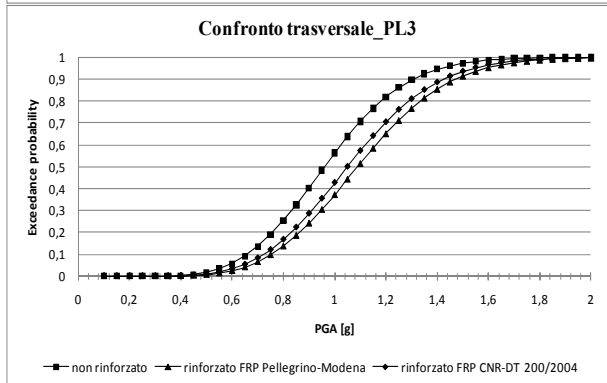
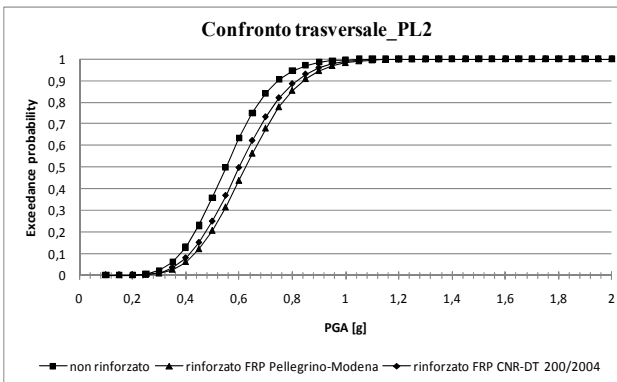
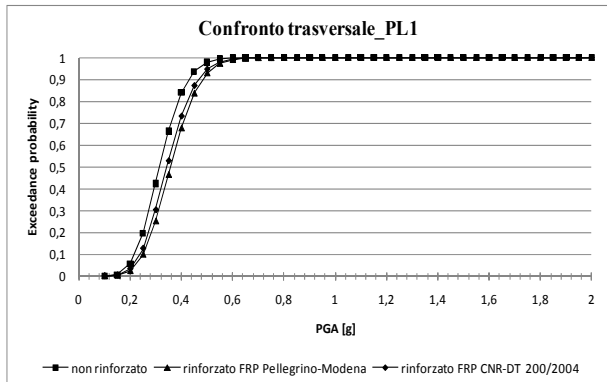


Figura 10 – Curve di fragilità (direzione trasversale): confronto tra ponte non rinforzato, rinforzato con FRP secondo il modello di Pellegrino e Modena [16] e secondo il modello del CNR-DT 200 [14].

6. CONCLUSIONI

Lo studio svolto mette in evidenza l'efficacia di un comune metodo di rinforzo delle pile costituito dall'incamiciatura con materiali FRP e permette di trarre le seguenti conclusioni:

- l'effetto del confinamento tramite FRP evidenzia risultati positivi in termini di riduzione della vulnerabilità sismica del ponte esistente che aumentano per livelli di danno maggiori;
- adottando il modello che permette di costruire la legge costitutiva della pila confinata con FRP [16] si raggiungono decrementi della vulnerabilità sismica fino al 20% in direzione trasversale e in direzione longitudinale, rispetto al modello del ponte senza adeguamento;
- si hanno decrementi di vulnerabilità maggiori per il modello proposto [16] rispetto al modello del CNR-DT 200 [14]: il primo considera anche il contributo dato dal confinamento delle staffe e i meccanismi di interazione tra rinforzo esterno in composito e armatura interna in acciaio.

Infine anche riguardo alla costruzione delle curve di fragilità si possono trarre delle conclusioni:

- la scelta degli accelerogrammi influisce sull'andamento delle curve di fragilità, quindi più terne di accelerogrammi si considerano più la stima della vulnerabilità è corretta;
- i valori di resistenza dei materiali considerati sono influenti per il risultato dell'analisi sismica, quindi indagini e prove in-situ sono indispensabili per avere una corretta stima della vulnerabilità sismica dell'opera;
- il metodo di analisi dinamica non lineare risulta il più corretto per il calcolo della risposta strutturale, però il più oneroso a livello computazionale: i tempi richiesti vanno attentamente valutati in relazione al livello di accuratezza richiesto dall'indagine di vulnerabilità.

BIBLIOGRAFIA

- [1] SHINOZUKA, M., FENG, M.Q., LEE, J., NAGANUMA, T. (2000) – Statistical Analysis of Fragility Curves. *Journal of Engineering Mechanics*, 26:12, 1224-1231.
- [2] RISK-UE. (2003) – Vulnerability assessment of lifelines and essential facilities (WP06): methodological handbook, Appendix1: Roadway transportation system, Report n. GTR-RSK 0101-152av7.
- [3] HAZUS99. (2001) – Technical Manual, Chapter 7, Direct Physical Damage to Lifelines-Transportation Systems.
- [4] HWANG, H., JERNIGAN, J.B., LIN, Y. (2000) – Evaluation of seismic damage to Memphis bridges and highway systems. *Journal of Bridge Engineering*, 5:4, 322-330.
- [5] SHINOZUKA, M., FENG, M.Q., KIM, H.K., KIM, S.H. (2000) – Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development. *Journal of Engineering Mechanics*, 126:12, 1287-1295.

- [6] CHOI, E., DESROCHES, R., NIELSON, B. (2003) – Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones. *Engineering Structures*, 26:2, 187-199.
- [7] MORBIN R., PELLEGRINO C., GRENDENE M., MODENA C. (2010). “Strategies for seismic vulnerability evaluation of common RC bridges typologies”, *14ECEE 14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Republic of Macedonia, 30th August – 3rd September, 2010.
- [8] Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, Norme Tecniche per le Costruzioni, Circolare 02 febbraio 2009 n.617/C.S.LL.PP.
- [9] VANMARCKE, E.H. (1976) – Structural response to earthquakes. Lomitz C. and Rosenblueth E. (eds), *Seismic risk and engineering decisions*, Elsevier, 287-337, Amsterdam, Oxford, New York.
- [10] GASPARI, D.A. and VANMARCKE, E.H. (1976) – Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra. *Massachusetts Inst. Technol.*, R76-4.
- [11] CHOI, E. (2002) – Seismic Analysis and Retrofit of Mid-America Bridges. Dissertation, Georgia Institute of Technology.
- [12] MIRZA, S.A., MACGREGOR, J.G. (1979) – Variability of mechanical properties of reinforcing bars. *Journal of the Structural Division*, 105:ST5, 921-937.
- [13] MELCHERS, R.E. (1999) – Structural Reliability Analysis and Prediction, Wiley (eds).
- [14] Consiglio Nazionale delle Ricerche. (2004) – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati, CNR-DT 200, Roma.
- [15] fédération internationale du béton. (2001) – Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Bulletin No. 14, Lausanne, Switzerland.
- [16] PELLEGRINO, C., MODENA, C. (2010) – Analytical Model for FRP Confinement of Concrete Columns with and without Internal Steel Reinforcement. *Journal of Composites for Construction*, 14:6, 693-705.
- [17] TINAZZI, D., PELLEGRINO, C., CADELLI, G., BARBATO, M., MODENA, C., GOTTARDO, R. (2003) – An experimental study of RC columns confined with FRP sheets. *Proc. of Structural Faults & Repair, 10th Int. Conf.*, 1-3 July, London, UK.
- [18] WANG, L.M., WU, Y.F. (2008) – Effect of corner radius on the performance of CFRP-confined square concrete columns: Test. *Engineering Structures*, 30(2), 493-505.
- [19] HARAJLI, M.H., HANTOUCHE, E., SOUDKI, K. (2006) – Stress-strain model for fiber-reinforced polymer jacketed concrete columns. *ACI structural Journal*, 103(5), 672-680.
- [20] MCKENNA, F., FENEVES, G.L. (2005) – Open System for Earthquake Engineering Simulation Pacific Earthquake Engineering Research Center, Version 1.6.2, Pacific Earthquake Engineering Research Center.

'PALAZZO LOMBARDIA': PROPRIETÀ MODALI E COLLAUDO DINAMICO

Cigada Alfredo¹, Mola Elena², Mola Franco³, Vanali Marcello¹, Stella Gianfranco⁴

1 Dipartimento di Ingegneria Meccanica, Politecnico di Milano

2 ECSD S.r.l., Engineering Consulting & Structural Design, Milano

3 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

4 CAD DataConsult, Milano

SOMMARIO

Il complesso 'Palazzo Lombardia', nuova sede della Regione, è stato recentemente portato a termine nel cuore della città di Milano. Data la tipologia e le dimensioni dell'opera, per il collaudo sono state eseguite prove dinamiche i cui risultati, confrontati con quelli derivati da modelli virtuali di calcolo, ne hanno consentito la verifica e la validazione. La memoria presenta le caratteristiche delle prove dinamiche di collaudo di Palazzo Lombardia, concentrando poi l'attenzione su come la sinergica interazione tra l'analisi numerica e le prove sperimentali abbia consentito un 'fine tuning' degli strumenti di calcolo e un più efficace approccio alla misura dei dati sperimentali, consentendo di formulare conclusioni sulla bontà delle ipotesi di analisi e sulla qualità della realizzazione.

SUMMARY

The 'Palazzo Lombardia' Complex has recently been completed in the heart of Milano. Its dimensions and complexity called for a series of dynamic excitation tests as part of the protocol for the final design validation. The present paper describes the features of the experimental activity, then focusing on the description of the numerical analyses carried out in a finite element model in order to determine the modal features of the building (i.e. modal frequencies and modal shapes) to be compared with the experimental results. Finally, the comparison and discussion of the numerical and experimental results is carried out, highlighting how the fruitful interaction between the numerical and the experimental approach allowed good confidence in predicting the dynamic behaviour.

1. DESCRIZIONE DEL COMPLESSO 'PALAZZO LOMBARDIA'

1.1 Introduzione

Il complesso denominato 'Palazzo Lombardia' detiene oggi il record di edificio più alto d'Italia, con i 161.30m raggiunti dal più alto dei sei edifici che lo compongono, detto appunto la 'Torre'.

Il Complesso si compone di cinque edifici di media altezza (circa 40 m, detti Corpi Bassi o Cores 2,3,4,5), che circondano la Torre (detta anche Core 1) che, intersecandosi secondo sinuose forme curve, rimando alla morbida orografia della Pianura Padana, definiscono lo spazio della piazza interna, un'imponente superficie di 4200m², coperta da una struttura reticolare in acciaio e cuscini di ETFE (etilene-tetrafluoro-etilene).

Le forme curve che definiscono l'architettura del complesso garantiscono un forte impatto architettonico, ma si riflettono anche in una notevole complessità strutturale, determinata soprattutto dalla configurazione irregolare della pianta fondale e dei piani interrati.

In Fig. 1 è rappresentato il rendering del progetto architettonico, la cui paternità è dello Studio Pei Cobb Freed and Partners, in collaborazione con Caputo e Sistema Duemila, nel quale sono ravvisabili le caratteristiche architettoniche peculiari del Complesso.



Figura 1. Palazzo Lombardia: il progetto architettonico.

1.2 Descrizione delle caratteristiche strutturali della Torre

L'impianto strutturale dell'intero complesso è interamente costituito di elementi in calcestruzzo armato, ad eccezione dell'Auditorium (un'area dedicata del Core 4) e del Velario, l'area di sommità del Core 1, costituito da una versatile ed agile struttura di tre piani realizzata in acciaio e vetro.

Gli elementi strutturali della Torre sono interamente in calcestruzzo armato: la capacità portante nei confronti dei carichi laterali è interamente fornita da un nucleo centrale, dove sono alloggiato le scale ed i servizi, mentre gli elementi verticali sono colonne circolari in calcestruzzo armato di diametro variabile tra 120cm e 65cm.

I solai dei piani interrati, che sono strutturalmente connessi a quelli dei corpi bassi, mentre a partire dalla quota

di copertura dei corpi bassi (circa 40m), i solai dei piani superiori, fino alla cima dell'edificio, sono costituiti da impalcati ad orditura bi-direzionale, alleggeriti da sfere di polietilene ad alta densità (PEHD). L'uso dei solai alleggeriti ad orditura bi-dimensionale ha consentito di ridurre il peso di circa il 20%, migliorando così la risposta sismica dell'edificio, rispetto ad una soluzione a getto pieno.

Il sistema strutturale di impalcato costituito dai solai a sfere dalle colonne con guscio in acciaio risulta assimilabile ad una piastra continua appoggiata su supporti puntiformi (le colonne) e continui (i setti del nucleo scale e servizi).

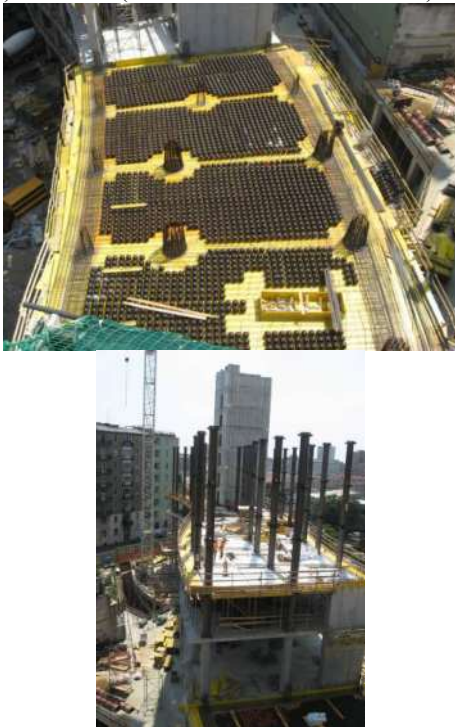


Figura 2. a) Solai alleggeriti con sfere di polietilene; b) Colonne con guscio in acciaio

I gusci in acciaio, che non hanno funzione strutturale, ma solo di cassero 'a perdere', entro il quale sono alloggiato le armature verticali e di contenimento, hanno consentito di montare le armature nelle colonne per altezze fino a quattro piani consecutivi, riducendo pertanto in modo sensibilissimo i tempi di getto, e quindi i tempi globali di costruzione.

In corrispondenza delle travi di solaio, I gusci in acciaio sono opportunamente forati, in modo da realizzare una connessione completa tra gli elementi orizzontali e verticali. I solai e le colonne sono visibili in Fig.2a) e Fig.2b).

Le caratteristiche dei giunti solaio-colonna sono state oggetto di indagine e di diverse ipotesi nell'implementazione del modello ad elementi finiti, come dettagliato nel seguito.

Un'altra importante caratteristica strutturale che ha influenzato le proprietà modali dell'edificio e, di conseguenza, quelle del modello è data dalla piastra di fondazione.

La fondazione della Torre è costituita da una piastra di calcestruzzo a spessore variabile tra i 2m ed i 4m. Al di sotto della piastra fondale il terreno è stato consolidato mediante iniezioni di jet grouting, in colonne di diametro pari a 1.5m, con interasse di 3-4m ed altezza variabile tra 14m e 22m. Per lo strato inferiore della piastra, per uno spessore di circa un metro, è stato impiegato calcestruzzo autocompattante, per via

della congestione di armature presenti, mentre per il rimanente spessore si è impiegato calcestruzzo ordinario. I due strati di getto sono stati resi solidali mediante barre verticali appositamente annegate nei getti. Tutte le barre d'armatura della fondazione sono state giuntate per mezzo di connettori meccanici ad avvitamento.

La fondazione è stata inizialmente analizzata mediante software ad elementi finite, come una piastra su suolo elastico alla Winkler, nella fase di pre-dimensionamento. Il modello è stato implementato mediante elementi finiti tridimensionali di tipo shell, assumendo per il terreno differenti coefficienti, variabili tra 0.5×10^{-3} N/mm³ e 2.5×10^{-3} N/mm³.

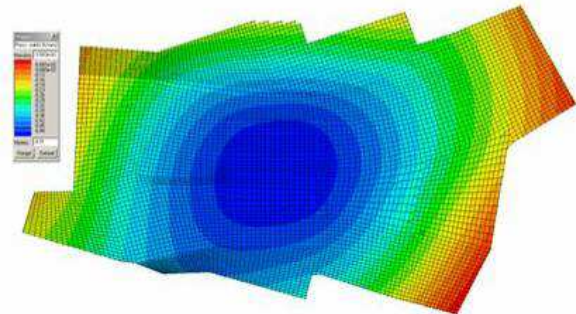


Figura 3. Analisi della piastra di fondazione: distribuzione delle pressioni del suolo

Nella Fig. 3 è rappresentata la mappa di distribuzione delle pressioni nella piastra derivata dall'analisi numerica. Nella fase di implementazione del modello globale, la piastra di fondazione è stata modellata insieme al resto dell'edificio, assumendo per il suolo diversi valori di k, in modo da testare la sensibilità della risposta strutturale a questo parametro fondamentale per definire il terreno.

La rigidità della fondazione è stata così messa in conto e l'effetto di incastro sugli elementi verticali da essa fornito è stato tenuto in conto nel determinare le frequenze proprie dell'edificio, come descritto nel seguito.

2. IL MODELLO VIRTUALE: DESCRIZIONE

2.1 Introduzione

Il modello globale ad elementi finite dell'edificio Torre è stato realizzato utilizzando il programma commerciale GT STRUDL®, [2], sia per le analisi statiche sia per quelle dinamiche.

Le analisi statiche hanno permesso di validare e raffinare le scelte di conceptual design maturate in fase di pre-dimensionamento e di ottimizzare la performance degli elementi strutturali, nonché di valutare la convenienza, dal punto di vista strutturale ed economico generale, dell'adozione in corso d'opera di tecniche o sistemi costruttivi diversi da quelli inizialmente ipotizzati in fase di progetto.

Data la flessibilità intrinseca della struttura, il cui comportamento dinamico è assimilabile a quello di una lunga mensola inflessa, il suo primo periodo proprio di vibrazione si colloca nella zona di coda dello spettro di progetto fornito da EC8 e dal Testo Unico 2008; d'altra parte, le estese superfici vetrate di facciata, forniscono un'ampia superficie globale di spinta per il vento, la cui pressione rappresenta quindi la condizione di carico laterale predominante per il

dimensionamento delle strutture.

Per ricavare le proprietà dinamiche d'edificio, a scopo di confronto con le risultanze sperimentali delle prove di collaudo dinamico, si è effettuata un'analisi modale sul modello completo.

2.2 Caratteristiche del modello

Il modello globale dell'edificio è stato implementato utilizzando per i materiali e per il terreno le rispettive caratteristiche di progetto e descrivendo con accuratezza le geometrie di impalcato e degli elementi verticali. Proprio l'elevato grado di accuratezza richiesto dall'analisi ha portato allo sviluppo di un modello piuttosto complesso, costituito di 52757 nodi a 6 gradi di libertà, per un totale di 316542 gradi di libertà. Gli elementi utilizzati sono stati 53910 di tipo shell per i solai e i setti e 9088 di tipo lineare per travi e colonne.

Un totale di 77171 diversi tipi di carico sono stati implementati, suddivisi in 5 combinazioni di carico, in modo da potere sempre tenere in conto le diverse distribuzioni di masse presenti sulla struttura nelle varie fasi della sua realizzazione e del suo utilizzo.

Un punto chiave della modellazione è stato costituito dalle zone di interconnessione tra solai ed elementi verticali. Come precedentemente descritto, le solette di impalcato della Torre sono costituite da elementi alleggeriti a sfere di polietilene, che sono stati modellati con elementi shell aventi spessore equivalente per riprodurre la stessa rigidità flessionale degli elementi originali. In Fig.4a) e b) questi elementi sono visibili nel modello evidenziati in colore diverso.

Dal momento che l'effettiva rigidità del collegamento solaio-colonna modifica la distribuzione di deformazioni nei solai e dunque influenza fortemente la risposta globale della struttura a sollecitazioni dinamiche, si è deciso di utilizzare due diverse opzioni di meshing in vicinanza delle colonne, per verificare la sensibilità del modello all'incremento di rigidità locale dell'impalcato fornito dalle colonne.

Un primo modello è stato dunque realizzato senza tenere in conto l'effetto irrigidente dovuto alla presenza delle colonne, nei nodi d'impalcato con esse confinanti; un secondo modello, invece, è stato realizzato tenendo in conto tale effetto imponendo vincoli di elevata rigidità flessionale di tutti i nodi di impalcato presenti nell'area della sezione trasversale delle colonne e nelle immediate vicinanze.

Un altro parametro che influenza in modo evidente la risposta modale di ogni struttura sono le proprietà dei materiali: in particolare, la stima del modulo elastico del calcestruzzo, che viene utilizzato per determinare la matrice di rigidità della struttura.

L'errore nella stima della matrice di rigidità dipende dunque dallo scostamento tra le caratteristiche nominali dei materiali e quelle reali. Nel caso del Core 1, i risultati dei test di rottura a compressione sui campioni prelevati durante i lavori sono stati resi disponibili durante l'implementazione del modello; il valor medio della resistenza a compressione è stato dunque calcolato, per i diversi elementi (colonne, setti, impalcati); da questo valor medio, applicando la formula fornita dal Model Code 90, [3], si è ricavato il modulo elastico corrispondente.

Due differenti opzioni di modellazione sono state quindi

perseguite: in un primo caso si sono assunte per i materiali i valori di resistenza caratteristica di progetto; in un secondo caso invece, si sono assegnati ai diversi gruppi di elementi i moduli elastici ricavati dalle prove sperimentali sui campioni. I risultati forniti dal modello nei due casi hanno evidenziato la scarsa sensibilità delle proprietà dinamiche alle variazioni (peraltro molto contenute) delle proprietà del materiale: è stato pertanto deciso di utilizzare le proprietà di progetto in tutte le analisi. Le frequenze e le forme modali dipendono, oltre che dalla distribuzione delle rigidità, anche da quella delle masse e dei carichi, come ben noto.

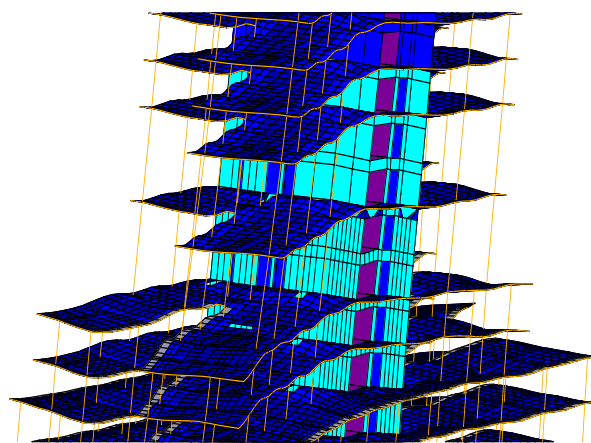


Figura 4. Modello EF in GT STRUDL®- a) Vista globale, b) particolare della deformata modale (secondo modo)

Operare in ipotesi di comportamento elastico lineare nelle elaborazioni è coerente con il basso livello di sollecitazioni generate dal collaudo dinamico progettato.

Dovendo riprodurre nel modo più realistico la situazione dell'edificio al momento dell'esecuzione delle prove, quando cioè le strutture erano ultimate ma le finiture ed i carichi accidentali non erano ancora interamente presenti, si è ipotizzato nel modello che solo una frazione pari al 20% dei carichi permanenti fosse presente.

Infine, il coefficiente del terreno si è assunto pari a

$2.2 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^3$; questo valore è lo stesso precedentemente utilizzato nella fase di pre-dimensionamento, per l'implementazione di un modello a piastra della sola fondazione.

3. IL COLLAUDO DINAMICO: DESCRIZIONE

3.1 Introduzione

Negli ultimi decenni le prove dinamiche hanno assunto sempre maggiore importanza quale valido strumento di validazione progettuale, da utilizzare per raffinare ed eventualmente modificare i modelli numerici utilizzati nell'analisi strutturale.

Le informazioni fornite da test di eccitazione dinamica riguardo alla risposta delle strutture a sollecitazioni dinamiche, quali il vento, il sisma, le vibrazioni indotte dall'ambiente e dalle persone, sono inoltre di notevole valore sia per il progettista ed il collaudatore, sia quale eventuale base di partenza per campagne di monitoraggio permanente, particolarmente importanti per impostare correttamente operazioni periodiche di manutenzione ed eventuale ripristino in edifici di importanza strategica, [4], quale è il caso di Palazzo Lombardia.

È chiaro inoltre che ogni modellazione ed analisi numerica risente, nei suoi risultati, delle incertezze statistiche nella distribuzione dei carichi, delle masse, delle proprietà reali dei materiali all'interno della struttura così come costruita. Quando si eseguono prove di identificazione dinamica sulla struttura così come costruita, le incertezze si riducono e, confrontando le risultanze sperimentali con i modelli numerici e le ipotesi progettuali, è anche possibile identificare tempestivamente eventuali errori o inadeguatezze costruttive o carenze nei materiali utilizzati, che, anche se localizzati, si riflettono in scostamenti significativi delle frequenze e dei modi di vibrare misurati rispetto a quelli attesi.

Si tratta dunque di un utile strumento a disposizione del Collaudatore per certificare con un grado di confidenza maggiore la rispondenza della struttura realizzata alle specifiche di progetto.

3.2 Descrizione delle prove sperimentali

Il collaudo dinamico di una struttura imponente quale un grattacielo, implica un'accurata progettazione della prova stessa, attraverso l'utilizzo delle previsioni dei modelli numerici e una stretta interazione con il progettista strutturale per la scelta dell'intensità della forzante, delle modalità di forzamento, del tipo e della collocazione dei sensori, per consentire una misurazione corretta delle proprietà dinamiche attese senza indurre danneggiamenti nella struttura o incorrere in effetti imprevisti. Dalle analisi modali svolte mediante il software GT STRUDL®, il comportamento dinamico dell'edificio Torre era già stato caratterizzato: un comportamento vibratorio di tipo a mensola, con flessione lungo le due direzioni principali di inerzia largamente dominante nel primo e nel secondo modo di vibrare rispettivamente, ed effetti torsionali di accoppiamento evidenziabili solo dal terzo modo di vibrare in avanti. Il primo periodo proprio derivato dalle analisi numeriche caratterizzava la struttura come un edificio flessibile, mentre la distribuzione simmetrica delle controventature (nucleo vano scale servizi

posizionato centralmente rispetto alla pianta e maglie regolari di elementi verticali al contorno), fondamentale scelta di base di progettazione del sistema strutturale, confortava nell'attendere un'estrema regolarità nelle forme modali, con disaccoppiamento sostanziale della risposta secondo i due assi principali d'inerzia, e riduzione di effetti torsionali.

Sulla scorta di queste osservazioni, la confidenza nella correttezza delle previsioni del modello numerico era più che sufficiente per guidare il posizionamento dei sensori e per stimare il range di frequenze proprie attese per ciascun modo di vibrare, nonché l'intensità che la forzante avrebbe dovuto avere per indurre vibrazioni sufficientemente ampie da essere misurate con confidenza ma nel contempo sufficiente ridotte da non causare danni alla struttura o agli elementi non strutturali.

Per quanto riguarda i sensori, sono stati scelti piezo accelerometri ad alta sensibilità a basse frequenze, che presentano un favorevole rapporto segnale-rumore, grazie alla particolare tecnologia con cui sono realizzati.

I sensori sono stati collocati in modo da ottimizzare la quantità d'informazione ottenuta, minimizzando il costo della prova: lo scopo del collaudo dinamico era infatti di misurare le prime cinque frequenze proprie. Ottenere, anche in via approssimata per punti, le forme modali associate con tali frequenze proprie, avrebbe richiesto il posizionamento di un numero di sensori molto elevato, dal momento che, per ogni piano in cui fosse richiesto conoscere la deformata, avrebbero dovuto essere collocati un numero di sensori tali da consentire la determinazione degli spostamenti globali di piano (due traslazioni e una rotazione) ed eventualmente l'entità degli spostamenti relativi tra nucleo centrale e colonne esterne (per localizzare effetti torsionali). Per avere una deformata ragionevolmente significativa lungo l'altezza, su un totale di 39 piani, almeno un terzo di essi avrebbero dovuto essere così strumentati, il che avrebbe comportato il posizionamento di almeno 4-5 sensori di piano per 13 piani, per un totale di 60 accelerometri. Ammesso che il contenuto di informazione di tanti sensori avesse potuto essere interpretato con confidenza, alla luce delle forme modali derivate dall'analisi numerica, il costo della prova sarebbe stato insostenibile dal punto di vista del budget e comunque squilibrato dal punto di vista del rapporto costi-benefici.

Si è pertanto perseguita la scelta di collocare i sensori su quattro piani campione, in numero tale da cogliere due traslazioni ed una rotazione ad ogni piano e le differenze di accelerazione di due colonne di estremità rispetto al nucleo scale-servizi.

Analizzando la concordanza o discordanza di segno e di fase dei segnali così registrati, in corrispondenza dei picchi spettrali di frequenza corrispondenti a ciascuna delle frequenze proprie misurate, si è potuto comunque ricavare un'informazione sulla compatibilità puntuale di tali segnali con le forme modali derivate dall'analisi numerica, come meglio discusso nel seguito.

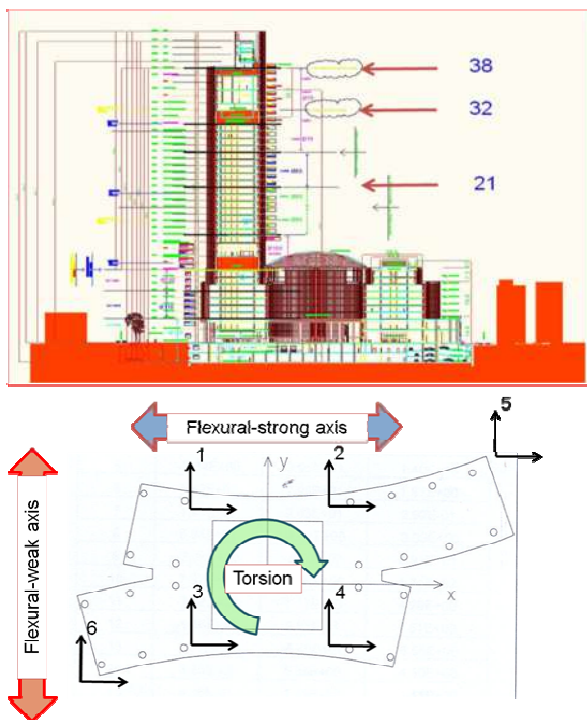


Figura 5. Disposizione degli accelerometri - a) in prospetto e b) in pianta

I sensori sono stati posizionati secondo lo schema riportato in Fig. 5a) e 5b), posizionandoli ai livelli 21, 32 e 37, oltre che alla quota dell'ultimo impalcato in calcestruzzo, al livello 38. A ciascun piano sono stati posizionati 6 accelerometri bidirezionali, quattro dei quali agli angoli del nucleo centrale e due in corrispondenza delle due colonne d'angolo più lontane dal nucleo, laddove gli effetti torsionali, se presenti, avrebbero indotto gli spostamenti relativi più significativi rispetto ad ogni altra colonna.

Si sono effettuate due prove di tipo diverso: la prima secondo il classico metodo dell'Operational Modal Analysis, nella quale l'input di forzatura è ignoto e si misura l'output in termini di accelerazioni, la seconda secondo il metodo dell'Experimental Modal Analysis, in cui è nota la forzante di eccitazione imposta alla struttura e l'output viene misurato, in modo da potere applicare la metodica completa delle funzioni di trasferimento per il passaggio dal dominio del tempo a quello delle frequenze.

Il primo tipo di prova si è svolto misurando le vibrazioni indotte nella struttura, nell'arco temporale di una settimana, dal vento, dal traffico, dalla presenza degli operai al lavoro e in generale da tutti i fattori ambientali.

In questo caso dunque l'input, dato dalla globalità di questi fattori, era ignoto, ma la misurazione delle accelerazioni da esso derivate ha consentito, da un lato, di conoscere la sensibilità della struttura agli effetti ambientali, dall'altro di derivare in prima approssimazione i picchi di frequenza corrispondenti alle frequenze proprie. In questo tipo di prova, vista la scarsa intensità dell'eccitazione, il rapporto segnale/rumore nelle misure accelerometriche è ovviamente più elevato che nell'EMA, ma l'acquisizione, mediata in continuo lungo una settimana di registrazioni, ha comunque consentito un buon grado di confidenza nel derivare le frequenze proprie. In Fig.6 è riportato un esempio di output

della prova: si tratta delle accelerazioni modali misurate da tre degli accelerometri collocati al livello 38, durante una giornata particolarmente ventosa.

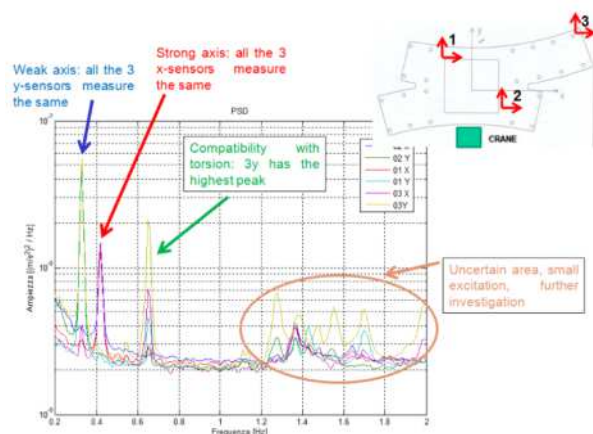


Figura 6. Spettri delle accelerazioni misurate al piano 38 – Prova 'Operational Modal Analysis'

Dal grafico si evidenziano chiaramente tre picchi di accelerazione spettrale in corrispondenza di una frequenza pari a 0.33Hz, 0.42 Hz e 0.65Hz.

Nel caso del primo e del secondo picco, tutti e tre gli accelerometri dello stesso piano misurano la stessa ampiezza, il che è compatibile con una deformata di tipo flessionale, lungo l'asse principale d'inerzia globale di piano. La stessa cosa accade in corrispondenza del secondo picco, che corrisponde ad una deformata modale flessionale secondo l'altro asse principale d'inerzia. In corrispondenza del terzo picco, invece, a 0.65 Hz, gli accelerometri posti in corrispondenza delle colonne d'estremità registrano un'ampiezza maggiore, il che è compatibile con effetti di tipo torsionale, che incrementano gli spostamenti quanto maggiore è la distanza dal centro di torsione di piano. Per quanto riguarda le frequenze associate ai modi più alti, in questi primo test risulta difficile identificarle con certezza, perché i picchi sono vicini alla soglia di rumore dei trasduttori.

Durante la stessa giornata ventosa in cui le registrazioni ambientali hanno permesso di ricavare il miglior contenuto informativo, gli spettri riportati in Fig. 7 sono stati generati.

In questo caso, si tratta dei picchi registrati da accelerometri posti nella stessa posizione in pianta ma a livelli differenti (livello 21, 32 e 38).

È possibile notare come, in corrispondenza della prima frequenza propria identificata, i picchi misurati siano di ampiezza crescente al crescere del livello, il che ancora una volta conferma la compatibilità con una deformata globale a mensola in flessione per il primo modo di vibrare.

Per quanto riguarda il secondo tipo di prova, a forzamento imposto, in caso di strutture, come questa, con basse frequenze proprie ed elevate inerzie (la massa strutturale da eccitare è molto imponente), il problema è trovare il modo di trasmettere alla struttura energia sufficiente a produrre l'eccitazione dinamica.

In casi come questo, gli eccitatori inerziali (vibroline), spesso non sono in grado di fornire energia sufficiente alle basse frequenze.

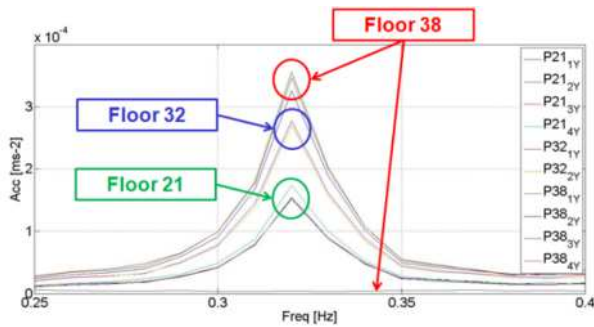


Figura 7. Spettri di accelerazioni misurate durante un giorno di vento, nella direzione di minore inerzia, ai piani 21, 32 e 38.

Per questo motivo si è deciso di ricorrere ad un motore lineare, perché il solo modo per immettere nel sistema molta energia a basse frequenze, con una funzione di eccitazione di tipo sinusoidale è avere a disposizione elevate ampiezze (date dalla corsa dello stantuffo del motore) e di poter muovere masse elevate (date dal carico che lo stantuffo del motore riesce a far oscillare ad una frequenza data).

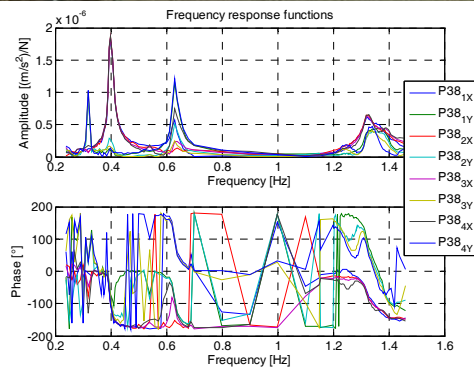


Figura 8. a) Motore lineare al piano 38 b) Spettri di accelerazioni misurate durante la prova forzata ('Experimental Modal Analysis' Test)

Nel caso di Palazzo Lombardia, si è utilizzato un motore lineare Siemens adattato specificamente per il test. Esso è stato trasportato mediante mezzi di sollevamento fino al livello 38. Il motore, con la sua corsa di circa 2m, è in grado di generare una forzante sinusoidale con frequenza variabile da 0 Hz fino a coprire tutto il range di interesse, facendo oscillare una massa pari a quasi 1000kg, cioè il valore calcolato necessario, in base alle analisi numeriche, per dar luogo ad una forzante di intensità sufficiente ad eccitare le frequenze proprie senza indurre alcun tipo di danneggiamento in alcuna parte della struttura.

Il range delle frequenze di forzamento è stato coperto variando le frequenze della forzante con passo prestabilito, forzando e poi registrando in ciascun caso fino all'esaurimento del transitorio; il passo di variazione delle frequenze della forzante è stato infittito in corrispondenza delle frequenze proprie attese.

Le misurazioni sono state analizzate con un approccio sincrono, per ridurre le perdite di informazione spettrale e consentire di ricavare le frequenze proprie nel modo più accurato.

I risultati di queste prove hanno sostanzialmente confermato le prime tre frequenze proprie già derivate dalle registrazioni ambientali e consentito di derivare anche la quarta e quinta frequenza propria, come richiesto dalle specifiche di collaudo dinamico.

Tali frequenze sono visibili nei grafici di Fig.8. Nelle prove forzate, visto il miglior rapporto segnale/rumore degli accelerometri, si sono anche ricavate importanti informazioni di fase dei segnali.

4. CONFRONTO TRA ANALISI NUMERICHE E RISULTATI SPERIMENTALI

4.1 Introduzione

Il confronto tra le frequenze proprie misurate e quelle derivate dall'analisi numerica ha evidenziato un buon accordo, riconducibile sia alle caratteristiche strutturali sia alle modalità esecutive e alle scelte di modellazione.

Dal punto di vista delle scelte strutturali, l'ottimizzazione della distribuzione delle rigidità tra nucleo scale e servizi e colonne ed il posizionamento centrale del nucleo stesso, rispetto alla pianta della Torre, nonché la minimizzazione, attraverso il dimensionamento del sistema fondale, degli spostamenti differenziali sia verticali sia orizzontali tra colonne e nucleo sono fattori fondamentali nel determinare la regolarità del comportamento dinamico dell'edificio.

In questa situazione, effetti inattesi dovuti alla presenza di torsione o altre irregolarità locali, risultavano estremamente improbabili, come infatti è stato provato dalle misurazioni sperimentali.

4.2 Frequenze proprie

Pur in questa situazione di ottimizzata prestazione a livello strutturale, eventuali irregolarità nella risposta sperimentale della struttura avrebbero potuto eventualmente derivare da errori o inadeguatezze costruttive, legate sia alla realizzazione sia alla qualità dei materiali. Anche in questo caso però, le risultanze sperimentali hanno messo in evidenza la completa aderenza della struttura 'as built' alle specifiche di progetto, e l'accuratezza delle lavorazioni, nonché l'ottima rispondenza delle proprietà dei materiali utilizzati ai pre-requisiti di progetto. Dal punto di vista numerico, del resto, le analisi eseguite implementando diverse proprietà dei materiali avevano anche evidenziato una sostanzialmente bassa sensibilità della risposta dinamica a questo parametro, che, come è ragionevole, passa in secondo piano rispetto alla regolarità della maglia strutturale e della distribuzione delle masse e delle inerzie.

NO SLAB-TO-COLUMN JOINT CONSTRAINT					
With foundation mass			Weight = 109533 T		
MODE	Freq. cyc/sec		Ratio	Ratio	Gap
	Meas.	Num.	meas/num	num/meas	%
1	0.32	0.32	0.97	1.01	-0.93
2	0.40	0.37	1.04	0.92	7.60
3	0.63	0.55	1.13	0.87	13.22
4	1.25	1.09	1.13	0.87	12.83
5	1.35	1.19	1.11	0.89	11.42

CONSTRAINED SLAB-TO-COLUMN JOINTS					
With foundation mass			Weight = 109533 T		
MODE	Freq. cyc/sec		Ratio	Ratio	Gap
	Meas.	Num.	meas/num	num/meas	%
1	0.32	0.34	0.95	1.05	-5.1
2	0.40	0.40	0.99	1.01	-1.0
3	0.63	0.57	1.11	0.90	10.0
4	1.25	1.12	1.11	0.90	10.2
5	1.35	1.24	1.08	0.92	7.5

Tabella 1. Confronto tra risultati numerici e sperimentali: modello senza irrigidimenti ai nodi e con irrigidimenti ai nodi

Dal punto di vista numerico, la scelta di tenere conto nel modello dell'effetto irrigidente delle colonne ha consentito di migliorare sensibilmente la già buona accuratezza della stima soprattutto per quanto riguarda la seconda frequenza propria: nella direzione a maggiore inerzia infatti, l'effetto irrigidente delle colonne risulta maggiore, pertanto prenderlo in conto migliora in modo più evidente la stima, rispetto al caso in cui esso venga trascurato.

Per la stessa ragione, gli scarti tra le frequenze proprie misurate e quelle numeriche sono percentualmente più elevati nel caso dei modi più alti, laddove cominciano a comparire effetti torsionali. Si parla comunque sempre di differenze tra frequenze proprie numeriche e frequenze proprie misurate contenuti entro il 10% per tutti e cinque i primi modi (e sotto il 5% per i primi tre, nel caso del modello con nodi irrigiditi), il che rappresenta un risultato di accuratezza davvero notevole, considerando le dimensioni del modello e il gran numero di fattori di incertezza intrinseci nella modellazione di un edificio di tale complessità.

Nella tab.1 sono riportati i valori di confronto numerico-sperimentali sia per il modello con irrigidimento ai nodi di collegamento solaio-colonna, sia per quello senza irrigidimento.

4.3 Forme modali

Per quanto riguarda le forme modali associate alle prime frequenze proprie, come sopra ricordato, esulava dallo scopo del collaudo dinamico derivare sperimentalmente anche tali forme di vibrazione. Tuttavia il contenuto informativo derivato dalle registrazioni locali degli accelerometri, in termini di ampiezze, fasi e segno, ha potuto essere confrontato con le forme modali ricavate dalle analisi numeriche negli stessi punti e si è rivelato, in tutti i casi, pienamente compatibile con le previsioni numeriche. Come sopra ricordato, le prime due forme modali numeriche corrispondono a flessione disaccoppiata nelle due direzioni principali, quella secondo la minore inerzia e quella secondo

la maggiore inerzia e presentano una massa partecipante normalizzata pari a quasi 45% e al 42% rispettivamente. Il terzo modo di vibrare corrisponde invece ad una rototraslazione che accoppia la torsione attorno al baricentro delle rigidezze (praticamente identificabile con il baricentro del nucleo scale servizi) con la flessione secondo la direzione di maggiore inerzia. Allo stesso modo il Modo 4 accoppia rotazione e traslazione, secondo però la direzione di minore inerzia. Infine, il Modo 5 inizia a presentare una forma flessionale 'intrecciata' lungo l'altezza, come tipico dei modi alti per strutture essenzialmente assimilabili a mensole, per le quali al crescere dell'ordine del modo diminuisce la massa modale partecipante (il loro contributo è dunque sempre meno evidente a livello globale) ed aumenta la variabilità di segno dello spostamento modale lungo l'altezza (l'effetto dei modi alti si traduce dunque in un incremento della variabilità locale della risposta dinamica, che si accresce ulteriormente con il contributo degli effetti rotazionali, tanto maggiori quanto maggiore è l'irregolarità della struttura, in altezza o in pianta). Nel caso presente, data la modesta irregolarità (sostanzialmente data dall'asimmetria in pianta delle parti a sbalzo, soprattutto nella direzione di minore inerzia), come già precedentemente osservato, gli effetti dei modi alti (dal Modo 5 in avanti) sono molto contenuti, vista anche la scarsissima massa modale da essi coinvolta.

Nelle Figure 9a.-d., si riportano i diagrammi dello spostamento modale normalizzato alla massa e composto (cioè nella direzione ortogonale al braccio rispetto al baricentro delle rigidezze di piano, identificabile con il baricentro del nucleo scale servizi) derivato dall'analisi numerica, per 4 dei 6 punti strumentati di ciascun piano, numerati in Fig.6. In particolare, si sono scelti il Punti 6 e 5, in quanto i più lontani dal baricentro, e quindi maggiormente influenzati dagli effetti torsionali, ed i Punti 3 e 2 come rappresentativi del comportamento del nucleo scale servizi. Le quote cui sono stati ricavati i valori puntuali degli auto vettori in questi punti prescelti sono le stesse a cui sono stati posti gli accelerometri. In questo modo è stato possibile confrontare puntualmente il valore dello spostamento modale normalizzato alla massa calcolato numericamente con le misure di accelerazione (e, per integrazione, di spostamento) ricavate sperimentalmente.

Il contenuto informativo ricavato dal calcolo degli autovettori nei punti pre-definiti ha consentito innanzitutto di confermare che tutte le frequenze di risonanza misurate, alle quali si sono associati i modi, corrispondessero a modi di vibrare effettivi e non fossero picchi spuri. In secondo luogo, per ciascun picco di risonanza registrato negli accelerometri, è stato possibile ricostruire, dal confronto simultaneo di segno e valore degli spostamenti modali misurati nei diversi punti, con quale deformata modale numerica tale picco di frequenza risultasse compatibile, asseverando così le ipotesi iniziali sul comportamento modale atteso.

Di tutto ciò si riscontra evidenza osservando le figure sotto riportate, che appunto si riferiscono per semplicità al solo modello numerico, in quanto, punto per punto, gli scarti in valore assoluto tra la misura sperimentale ed il dato numerico sono contenuti entro il 10%, mentre i segni sono sempre risultati concordi.

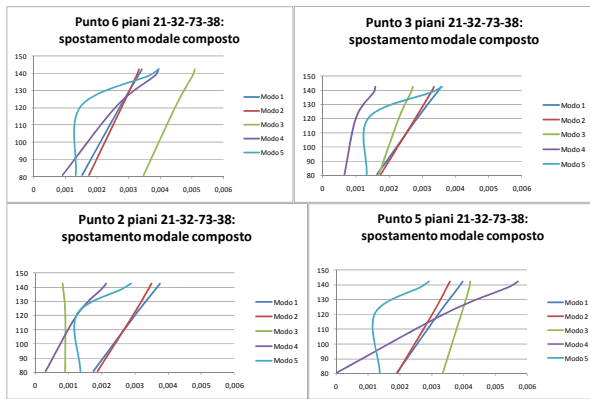


Fig. 9. a-d: Spostamento modale composto dei punti di misura di Fig.6 per i primi cinque modi di vibrare, ricavato dall'analisi numerica

In Figura 11, si riportano, per ciascun punto, gli effetti dovuti ai diversi modi; si ricorda che il Punto 6 e 5 si trovano agli angoli opposti ed estremi rispetto al nucleo, mentre il punto 3 e 2 si trovano agli estremi del nucleo stesso (quindi molto vicini al baricentro); dai diagrammi si osserva che il Modo 1 e il Modo 2 danno luogo ad uno spostamento pressoché identico in tutti i punti, crescente con l'altezza: questo tipo di deformata corrisponde infatti alla flessione nella direzione di minore inerzia (Modo 1, linea blu, che infatti dà luogo ad uno spostamento maggiore in valore assoluto, e tanto più grande quanto più altro è il piano) seguita dalla flessione secondo la direzione di maggiore inerzia (Modo 2, linea rossa). Allo stesso modo, osservando la fig. 10 a., b., dove si riporta l'andamento del Modo 1 e del Modo 2 in tutti i punti e ai vari piani, si vede infatti con assoluta chiarezza che le linee corrispondenti ai diversi punti sono parallele e pressoché coincidenti: lo scarto tra i punti, come è logico, è maggiore per il Modo 1, cioè quello dove la componente traslazionale è maggiore lungo la direzione di maggiore disallineamento dei punti, che risentono dunque anche dei minimi effetti di accoppiamento rototraslazionale.

Tornando alla Fig.9, si osserva invece che il Modo3 (linea verde), corrisponde sicuramente ad un moto a larga prevalenza torsionale, in quanto il suo effetto sui punti estremi ed opposti rispetto al baricentro (Punto 6 e 5) è di un sensibile incremento rispetto ai corrispondenti punti del nucleo (rispettivamente Punto 3 e Punto 2). Il medesimo effetto è sortito dal Modo 4 (linea viola), anch'esso prevalentemente torsionale, accoppiato però a traslazione secondo la direzione di minore inerzia. In questo caso, osservando anche la Fig. 12, si vede come sia il Punto 5, quello con il braccio sensibilmente maggiore rispetto al baricentro delle inerzie, a risentire al massimo dell'incremento di spostamento dovuto all'effetto torsionale. In questo caso, la modellazione a nodi rigidi (cui corrispondono i risultati numerici qui diagrammati), che ha l'effetto di aumentare l'inerzia soprattutto nella direzione dove essa è già maggiore (per la maggior presenza di pilastri), ha avuto l'effetto di ridurre l'effetto torsionale associato al Modo 3 in misura più sensibile rispetto all'effetto torsionale associato al Modo 4, come è corretto nella fisica del fenomeno e come infatti è stato confermato dalla migliore concordanza anche nel caso di questi valori puntuali di auto vettori con le grandezze sperimentali, rispetto a quanto evidenziato nel caso

di modello 'senza nodi rigidi', che, oltre a commettere un errore leggermente maggiore sulla terza frequenza propria, sovrastimava anche l'incremento di spostamento dei punti estremi dell'impalcato nel Modo 3.

Osservando infine la Figura 12 e., si evidenzia l'effetto di 'intreccio' del Modo 5, cui è associato uno spostamento composto di tipo 'flessionale con un punto di flesso', e che dunque ha quasi la stessa forma ed entità per tutti i punti di uno stesso piano, a meno di disallineamenti dovuti all'accoppiamento con la torsione (i cui effetti sono maggiori al crescere del numero di modo, visti i valori assoluti di masse modali partecipate minori).

Dalla disamina dei grafici sopra effettuata si è potuta render ragione dell'effettiva coerenza 'fisica' tanto dei dati numerici puntuali quanto dei dati sperimentali misurati.

Dall'ottima corrispondenza dei dati a livello locale, pur nel ridotto numero effettivo di punti di misura, si è ricavato inoltre conforto sull'affidabilità del modello numerico come generatore 'black box' di funzioni di trasferimento lineari, e dunque una ulteriore conferma della sua utilità nel previsto monitoraggio permanente della struttura.

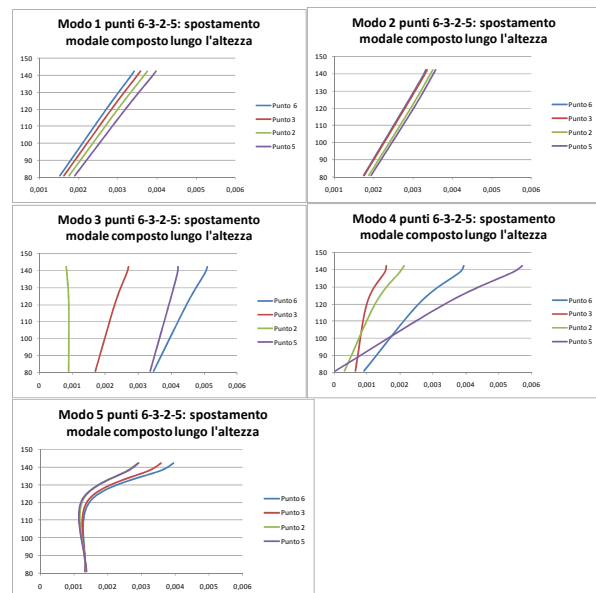


Fig. 10. a-e: Spostamento modale composto associato ai primi cinque modi di vibrare, per ciascuno dei punti di Fig.6 ai vari piani strumentati

BIBLIOGRAFIA

- [1] F. MOLA – (2011) “The ‘Altra Sede’ Building for the Regione Lombardia in Milan: conceptual design and technological features of the tallest building in Italy”, *Proc. Of Lee Seng Lip Symposium 2011*, (to be published)
- [2] GT STRUDL® structural analysis software, v.30, by Georgia Tech CASE Center, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia, <http://www.gtstrudl.gatech.edu/>, 2009
- [03] CEB/FIP – (1993), Bulletin d'information n.215 (Model Code 90) – Structural Effects of Time Dependent Behaviour of Concrete
- [04] DJ. EWINS – (1990), “Modal Testing: Theory and Practice”, *Engineering Dynamics*

RECUPERO E ADEGUAMENTO DEL *BELICES BRIDGE* – ALBANIA: PROFILI PROGETTUALI ED ESECUTIVI

Emanuele Codacci-Pisanelli¹

¹ Ingegnere, Direttore Tecnico CONTEST S.r.l. Rilievo, Controllo, Progettazione

SOMMARIO

La presente memoria ha per oggetto l'intervento di recupero e adeguamento del *Belices Bridge*, situato lungo la tratta stradale Gjirokaster – Tepelene (Albania) del V Corridoio Europeo "Est – Adriatico", di collegamento tra la Croazia e la Grecia. L'opera, uno dei maggiori ponti realizzati in Albania nella seconda metà degli anni Trenta, è stata oggetto di manutenzione straordinaria con finanziamento dell'Unione Europea. L'intenso sviluppo industriale e turistico delle zone adiacenti alla valle del Drino ha reso necessario l'adeguamento statico del ponte ai nuovi carichi, di entità superiore rispetto agli originari valori di progetto.

SUMMARY

The present paper deals with the restoration and static improvement of *Belices Bridge*, located along the road Gjirokaster – Tepelene (Albania) of V European Corridor "Est – Adriatic", linking Croatia to Greece. This structure was one of the biggest bridges built in Albania during the second half of Thirties and it has been subjected to a special maintenance funded by European Union. The intensive industrial and tourist development in the adjacent areas of Drino valley made necessary to improve the static capacity of the bridge according to the new loads, higher than the original design values.

1. INTRODUZIONE

Il ponte stradale sul fiume Belices (Fig. 1), situato nella valle del Drino lungo la strada che da Gjirokaster conduce a Tepelene, fu uno dei maggiori ponti costruiti in Albania tra il 1936 e il 1940.

Recentemente, l'opera è stata oggetto di un intervento di recupero inserito nel più generale progetto di potenziamento della tratta stradale sulla quale il ponte insiste. L'importanza strategica di tale infrastruttura è emersa con evidenza per effetto di molteplici fattori: l'inserimento della stessa nel V Corridoio Europeo "Est – Adriatico", itinerario di rilevanza sovranazionale e collegamento tra la Croazia e la Grecia; l'intenso sviluppo industriale della valle del Drino, sede di pozzi petroliferi e raffinerie; la nuova vocazione turistica delle zone costiere adiacenti alla antica Butrinto e della città di Gjirokaster, dichiarata Patrimonio dell'Umanità dall'UNESCO. In considerazione di queste motivazioni, il Governo Albanese ha disposto i lavori di ampliamento e adeguamento della tratta Gjirokaster – Tepelene, ricevendo dall'Unione Europea il relativo finanziamento. In tale ambito, il progetto e la realizzazione dell'adeguamento statico del *Belices Bridge* sono stati condotti dalla società Sauti (CH) in consorzio con la società Louis Berger S.A. (F)

L'Autore, che ha partecipato all'intervento in qualità di Progettista delle indagini strutturali e dei lavori di recupero ed adeguamento, ne delinea in questa sede i profili progettuali ed esecutivi di maggiore interesse.

2. TIPOLOGIA STRUTTURALE

La struttura preesistente del *Belices Bridge*, di lunghezza complessiva pari a 280 m, era costituita da due percorsi di approccio e da un'opera di attraversamento. Quest'ultima si componeva di cinque campate ad arco in calcestruzzo ordinario, ciascuna di lunghezza di 12 m e altezza in chiave 5 m, con muri di rinfianco e impalcato a via superiore. Le fondazioni a plinto alla base degli archi erano poggiate direttamente sul terreno naturale in alveo.

L'impalcato aveva larghezza originaria di 7.5 m con carreggiata a due vie. In assenza di documentazione di archivio, non si conosce l'entità dei carichi da traffico ed il valore del coefficiente di sicurezza adottati in sede di progetto. Di conseguenza, è stato necessario procedere ad una nuova valutazione della capacità portante della struttura, verificandone la resistenza nelle condizioni attuali di traffico.

L'accesso al ponte è garantito da due percorsi di approccio di lunghezza, rispettivamente, 109 m e 96 m, realizzati su rilevato con muri laterali di risvolto per il contenimento del terreno naturale.

3. INDAGINI PRELIMINARI

L'intervento di recupero e adeguamento statico del *Belices Bridge* è stato progettato a valle di un'estesa campagna di indagini geognostiche e prove non distruttive e parzialmente distruttive sugli elementi strutturali. Data l'elevata sismicità dell'area in cui sorge il ponte, ne è stata inoltre verificata la vulnerabilità sismica.

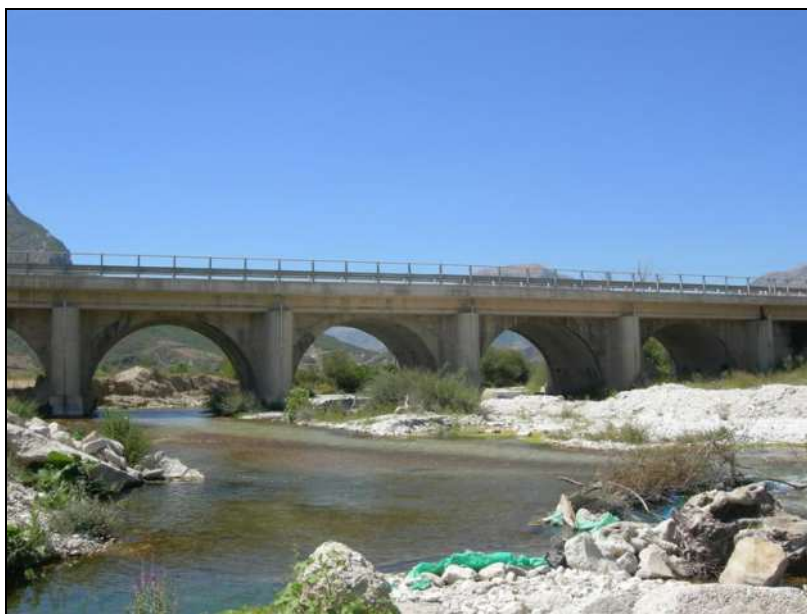


Figura 1 – Belices Bridge: veduta generale dopo l'intervento di recupero e adeguamento statico.

Le indagini geognostiche hanno consentito la determinazione delle caratteristiche geologiche, geotecniche e idrogeologiche dei terreni interessati dal progetto di recupero. Tra i risultati principali, è stata evidenziata la presenza di erosioni localizzate di fondo alveo (*scouring*) in prossimità delle imposte d'arco. La causa primaria del fenomeno è stata imputata alla presenza massiva di trasporto solido nel corso d'acqua, in special modo di materiale lapideo proveniente da una cava situata nella valle. La tendenza all'erosione risultava aggravata dalla stratigrafia del terreno di fondo alveo, costituito da sedimenti incoerenti (sabbia, ghiaia), e dal ricorso a fondazioni dirette, da considerarsi inidonee alla luce della composizione stratigrafica indicata. Osservando che l'erosione di fondo alveo rappresenta una delle principali cause di crolli dei ponti [1], il progetto di recupero ha contemplato un'attenta valutazione degli equilibri idrogeologici dell'area, con particolare riguardo alle modifiche delle condizioni idrauliche al contorno che sarebbero state introdotte.

Successivamente a una preliminare ispezione tecnica, volta a valutare visivamente lo stato di conservazione del ponte e ad accertare l'assenza di fenomeni di dissesto e di degrado, sono state eseguite prove non distruttive e parzialmente distruttive sugli elementi strutturali in calcestruzzo e in muratura. Le indagini (prove sclerometriche, prove ultrasoniche, prove di schiacciamento, rilievi del comportamento dinamico) [2, 3, 4] hanno permesso di identificare lo stato di consistenza e le proprietà meccaniche dei materiali utilizzati.

I dati raccolti sono stati impiegati nella definizione di un modello di calcolo agli elementi finiti che riproducesse fedelmente le caratteristiche di inerzia, di rigidità e di vincolo del ponte, anteriormente all'intervento di adeguamento statico, e ne descrivesse compiutamente il comportamento dinamico. Il modello di calcolo è stato quindi oggetto di verifiche di vulnerabilità sismica in accordo con gli standard europei [5, 6].

I risultati conseguiti dalle prove non distruttive e parzialmente distruttive e dalle analisi sismiche hanno accertato la compatibilità delle proprietà meccaniche e dello stato di conservazione dei materiali utilizzati con il recupero dell'opera. È stato inoltre verificato che, fatte salve le fondazioni, la capacità portante delle strutture preesistenti del ponte è adeguata a sostenere i carichi da traffico previsti dalle normative europee [6] per ponti stradali di I Categoria.

4. PROGETTO DI RECUPERO E ADEGUAMENTO

Gli obiettivi perseguiti nel progetto di recupero e adeguamento del Belices Bridge sono stati i seguenti:

- l'allargamento della piattaforma stradale fino alla larghezza di 13 m, in corrispondenza della luce del ponte, e di 16 m, lungo i percorsi di approccio al ponte;
- l'adeguamento statico delle strutture in elevazione (impalcato, pile), in conformità all'allargamento della piattaforma stradale;
- il consolidamento e l'integrazione del sistema fondazionale esistente.

Sono state discusse e vagliate differenti alternative progettuali. Tra queste, è stata scelta la soluzione (Figg. 2 e 3) maggiormente rispondente ai criteri di economicità ed efficienza tecnica, alla luce delle considerazioni di seguito indicate:

- è stata esclusa la possibilità di affiancare alla preesistente struttura ad arco una struttura a telaio di nuova costruzione, a causa del differente comportamento deformazionale del telaio rispetto all'arco. È stata individuata come preferibile una soluzione statica le cui deformazioni e la cui rigidità fossero congruenti con quelle della struttura esistente;
- è stata decisa l'adozione di strutture prefabbricate, così da evitare il ricorso a centine e getti in opera secondo le

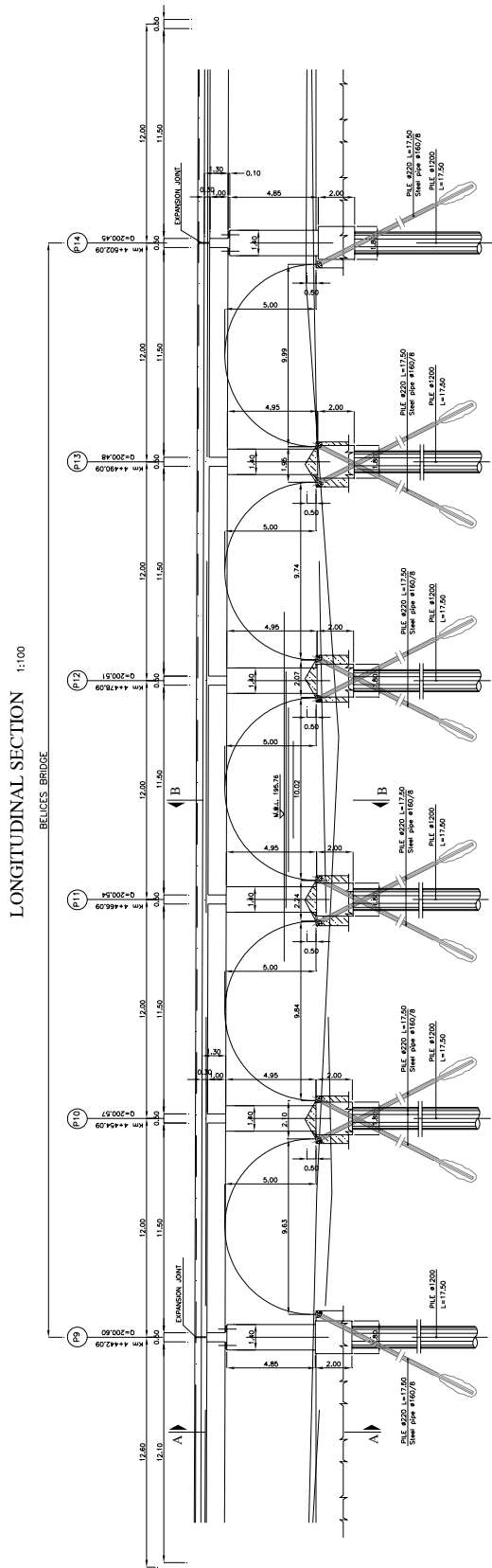


Figura 2 – Progetto di adeguamento statico del Belices Bridge: prospetto longitudinale del ponte.

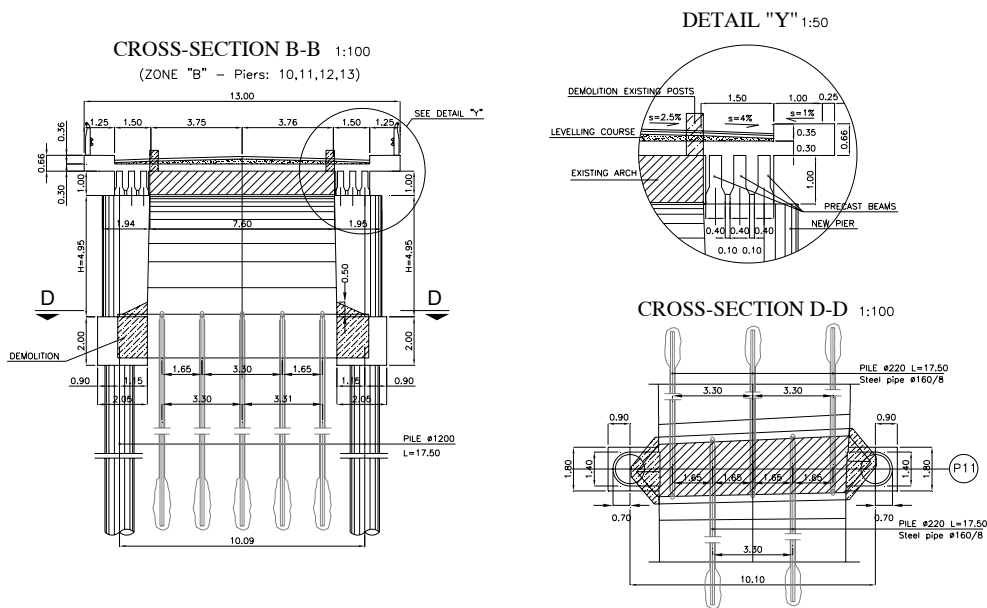


Figura 3 – Progetto di adeguamento statico del Belices Bridge: sezione trasversale del ponte.

tecnologie del calcestruzzo armato ordinario, più laboriose e costose per le grandi quantità di materiali provvisionali e di manodopera richieste;

- al fine di conseguire un buon comportamento sismico d'insieme dell'opera, sono state effettuate scelte progettuali che privilegiassero la riduzione delle masse e la continuità strutturale, in modo da ridurre le azioni inerziali e la possibilità di martellamenti in corrispondenza di giunti strutturali;
- è stata esclusa la realizzazione di giunti longitudinali tra la preesistente e la nuova struttura. Dal punto di vista dell'esercizio stradale, tali giunti sono da ritenersi estremamente pericolosi poiché, a seguito di disallineamenti e processi di usura, possono arrivare a configurare delle vere e proprie rotaie che causano difficoltà di guida ed il possibile svio dei veicoli.

Si descrivono di seguito gli elementi caratterizzanti il progetto di adeguamento statico del Belices Bridge. In aggiunta ai criteri di economicità ed efficienza tecnica già menzionati, la soluzione prescelta si presenta particolarmente idonea ai fini dell'inserimento ambientale dell'opera e dell'affidabilità circa i tempi di realizzazione.

4.1 Strutture in elevazione

La larghezza della piattaforma stradale è stata incrementata, in funzione delle nuove esigenze di traffico, disponendo su ciascun lato del ponte 3 travi prefabbricate in c.a. precompresso (Fig. 3). Al fine di garantire la continuità tra la preesistente struttura ad arco e le travi, è stata gettata in opera una nuova soletta in c.a., utilizzando le travi stesse quali elementi di centina e sostegno dei getti in calcestruzzo.

La soletta è stata provvista di cordoli laterali per l'alloggiamento dei servizi, le opere di drenaggio e la creazione di banchine destinate alla circolazione pedonale (Fig. 4(a)). Sono stati quindi realizzati un nuovo manto di

impermeabilizzazione e una nuova pavimentazione bituminosa, di spessore tale da non incrementare eccessivamente il carico permanente della piattaforma stradale.

A sostegno delle travi prefabbricate, sono state realizzate 12 pile in c.a. a sezione semicircolare. La sezione delle pile è stata ottimizzata in modo che le stesse potessero essere costruite in adiacenza ai muri di rifianco del ponte (Fig. 4(b)). Tale scelta è stata dettata dall'opportunità di evitare la formazione di vortici tra pila e struttura ad arco e prevenire ulteriori fenomeni di erosione di fondo alveo, già presenti in prossimità delle imposte degli archi anteriormente all'intervento di adeguamento del ponte.

Tra le travi prefabbricate e la testa delle pile sono stati interposti apparecchi di appoggio in materiale elastomerico.

In corrispondenza dei percorsi di approccio (Fig. 4(c)), la piattaforma stradale è stata incrementata utilizzando lo stesso schema di allargamento previsto per l'opera di attraversamento, ma raggiungendo una larghezza ancora superiore mediante l'impiego di 6 travi su ciascun lato. Tale schema è stato preferito alla realizzazione di nuovi muri di risvolto riempiti di materiale costipato poiché si è ritenuto più idoneo adottare una struttura che fosse non spingente e leggera, contenendo al contempo la quantità di materiali utilizzati, i carichi trasmessi in fondazione ed i costi di realizzazione.

4.2 Sistema fondazionale

Il sistema fondazionale preesistente è stato stabilizzato ed integrato al fine di garantire il trasferimento dell'incremento di carico indotto dall'allargamento della piattaforma stradale. La presenza di fenomeni di erosione di fondo alveo ha richiesto, inoltre, il preliminare consolidamento delle fondazioni a plinto esistenti al di sotto degli archi mediante interventi di sottofondazione con micropali (Fig. 4(d)).

In corrispondenza dell'opera di attraversamento, le pile di



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4 – Particolari dell'intervento di adeguamento del Belices Bridge: (a) la nuova piattaforma stradale; (b) l'allargamento della piattaforma stradale in corrispondenza dell'opera di attraversamento mediante travi prefabbricate in c.a.p. sostenute da pile in c.a. a sezione semicircolare; (c) l'allargamento della piattaforma stradale in corrispondenza dei percorsi di approccio; (d) le teste dei micropali realizzati per il consolidamento delle fondazioni preesistenti.

nuova costruzione sono state realizzate ciascuna in continuità con un singolo palo di fondazione di diametro 1.00 m e lunghezza 17.50 m.

In corrispondenza dei percorsi di approccio, le pile di nuova costruzione sono state poggiate su travi rovesce in c.a., continue su tutta la lunghezza del percorso.

5. FASI ESECUTIVE

La procedura seguita nell'esecuzione dell'intervento di recupero e adeguamento statico del Belices Bridge è stata articolata nelle seguenti fasi:

1. Predisposizione dell'area di lavorazione in prossimità delle imposte degli archi con realizzazione di piazzole di lavoro.
2. Perforazione dei micropali, da realizzarsi in modo alterno. Immediato posizionamento dell'armatura e iniezione senza sospensione dell'attività al fine di evitare il deterioramento della formazione geologica

sottostante.

3. Demolizione delle porzioni dei preesistenti plinti di fondazione interferenti con le nuove fondazioni (Fig. 3).
4. Realizzazione dei pali di fondazione, senza sospensione dell'attività al fine di evitare il deterioramento della formazione geologica sottostante.
5. Realizzazione delle travi rovesce di fondazione.
6. Scapitozzamento della superficie superiore dei pali, posizionamento delle carpenterie e delle armature e getto delle pile.
7. Predisposizione delle continuità strutturali di impalcato con demolizione della pavimentazione e dei parapetti preesistenti (Fig. 3).
8. Posa in opera degli apparecchi di appoggio in materiale elastomerico.

9. Posa in opera delle travi prefabbricate in c.a.p.
10. Posa in opera delle armature e getto della nuova soletta in c.a.
11. Predisposizione delle opere di drenaggio delle acque.
12. Esecuzione delle finiture con manto impermeabilizzante, strato di livellamento e giunti di dilatazione.
13. Montaggio delle strutture metalliche di sicurezza (*guard rail, hand rail*).

6. CONCLUSIONI

La presente memoria ha voluto delineare i profili progettuali ed esecutivi di maggiore interesse nell'intervento di recupero e adeguamento del Belices Bridge, un ponte stradale situato lungo la tratta Gjirokaster – Tepelene del V Corridoio Europeo “Est – Adriatico”. A conclusione dell'analisi, l'Autore vuole evidenziare alcune importanti considerazioni di ordine metodologico.

Su indicazione della Committenza, l'intervento descritto è stato connotato sin dall'inizio da due requisiti inderogabili: il corretto inserimento ambientale della nuova opera, in considerazione della ricchezza naturalistica del suo contesto; la rapidità ed affidabilità dei tempi di realizzazione. In ottemperanza a tali requisiti, sono state formulate soluzioni progettuali volte a conseguire il minimo impatto ambientale e la maggiore semplicità di esecuzione, oltre che rispondenti a criteri di efficienza tecnica ed economicità. Tali soluzioni sono state sottoposte all'esame dei tecnici rappresentanti della Committenza e, una volta approvate, si è proceduto alla redazione del progetto esecutivo e all'esecuzione dei lavori.

L'intera procedura si è pertanto distinta, in primo luogo, per la coerenza tra gli obiettivi perseguiti dalla Committenza e le soluzioni tecniche adottate; in secondo luogo, per la conformità dei lavori eseguiti alle previsioni progettuali. In

virtù di ciò, l'intervento di recupero e adeguamento del Belices Bridge è stato utilmente completato nell'assoluto rispetto dei tempi indicati dalla Committenza.

RINGRAZIAMENTI

L'Autore desidera ringraziare sentitamente il Dott. Steve Schneider, Coordinatore tecnico delle attività, e l'Ing. Anna Reggio, che ha collaborato alla stesura della presente memoria.

BIBLIOGRAFIA

- [1] PETRANGELI, M.P. (2001) – *Progettazione e costruzione di ponti – con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti*, Casa Editrice Ambrosiana, Milano.
- [2] UNI EN 12504-1:2000 – Prove sul calcestruzzo nelle strutture – Carote – Prelievo, esame e prova di compressione.
- [3] UNI EN 12504-2:2001 – Prove sul calcestruzzo nelle strutture – Prove non distruttive – Determinazione dell'indice sclerometrico.
- [4] UNI EN 12504-4:2005 – Prove sul calcestruzzo nelle strutture – Determinazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici.
- [5] EN 1998-1:2005 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- [6] EN 1998-2:2006 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 2: Bridges.
- [7] EN 1991-2:2005 – Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. Part 2: Traffic loads on bridges.

RESISTENZA A TAGLIO DI TRAVI CON ARMATURE TRASVERSALI A DIVERSA INCLINAZIONE

Piero Colajanni¹, Lidia La Mendola², Giuseppe Mancini³, Antonino Recupero¹

1 Dipartimento di Ingegneria Civile – Università di Messina

2 Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Aerospaziale – Università di Palermo

3 Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica – Politecnico di Torino

SOMMARIO

Il modello per la valutazione del taglio resistente di elementi in c.a. dotati di staffe adottato dalle recenti Norme Tecniche per le Costruzioni, basato sul modello di Nielsen a campi di tensione ad inclinazione variabile, viene qui esteso per potere modellare il comportamento di travi dotate di due ordini di armature trasversali disposte secondo due diverse giaciture, ed eventualmente anche di armatura longitudinale di parete. Vengono poi presentati i risultati di una indagine numerica condotta con il modello proposto, finalizzata ad evidenziare la disposizione più efficace del secondo ordine di armatura trasversale nel conferire resistenza alle travi.

SUMMARY

The model for evaluation of shear strength of reinforced concrete member with transversal web reinforcement, recently adopted by the Italian code, and formulated by Nielsen on the basis of the variable inclination stress field approach, is generalized here to provide the shear strength of r.c. beams equipped with two orders of transversal web reinforcement lying on two different planes, and if present, longitudinal skin reinforcement also. The results of a numerical analysis are reported, in order to highlight the most effective layout of the double order web transversal reinforcement in providing shear strength of the beams.

1. INTRODUZIONE

Viene formulato un modello per la valutazione del taglio resistente per travi dotate di elementi di rinforzo trasversali disposti con due giaciture diverse ed eventualmente di elementi longitudinali di rinforzo diffusi in parete oltre quelli presenti all'intradosso ed all'estradosso della trave.

Tale tipo di rinforzo a taglio si riscontra frequentemente in diverse tipologie strutturali: - travi alte che presentano in anima armature trasversali inclinate con due diversi angoli di giacitura (90° e 45°), congiuntamente ad armature longitudinali diffuse; - travi reticolari miste acciaio-calcestruzzo, realizzate mediante tralicci metallici che, nella loro configurazione definitiva, sono inglobati nel getto finale di calcestruzzo; - travi in c.a. con rinforzi discontinui a taglio in FRP disposti con giacitura diversa rispetto a quella delle staffe originarie.

Sebbene i moderni codici di calcolo che ricorrono a sofisticati modelli FEM non lineari permettono una accurata previsione di comportamento [1], [2], [3] e [4], tale strumento diventa di difficile impiego nelle fasi di progettazione e di verifica dei risultati.

Attualmente i codici normativi non contengono

formulazioni specifiche che possono essere applicate indifferentemente ai diversi casi sopracitati e che si basano su un modello fisico unico e senza soluzione di continuità con quelli già applicati ai casi ordinari. Per esempio, nel caso di travi reticolari miste si suggerisce [5] di trascurare il contributo delle armature trasversali che presentano giaciture prossime a quelle dei "punti compressi di calcestruzzo", e di tenere in conto solo le armature "tese". In alternativa, si raccomanda di considerare il traliccio come un elemento resistente a se stante che fornisce il suo contributo in aggiunta a quello della trave. Nel caso di rinforzi in FRP, invece, la letteratura utilizza un approccio diverso e suggerisce l'adozione di modelli additivi [6], [7] già utilizzati, negli anni passati, in una formulazione classica per elementi in calcestruzzo armato ordinario provvisti di un solo ordine di staffe. Tali modelli, peraltro ripresi dalla proposta CNR [8] per rinforzi in FRP, sono stati oggi abbandonati nel caso di elementi strutturali ordinari in c.a. Pertanto, nel caso di rinforzi in FRP, la proposta CNR non appare in linea con la formulazione oggi utilizzata e consigliata dai codici normativi internazionali e nazionali quando gli elementi non sono dotati di rinforzo. È noto, infatti, come il modello resistente ormai ampiamente accettato dalla comunità scientifica europea per le

verifiche a taglio nel caso di elementi in calcestruzzo armato dotati di un solo ordine di armatura sia quello ad inclinazione variabile dei campi di tensione del calcestruzzo, proposto per prima dalla scuola danese [9] ed esteso successivamente dagli autori al caso di armature diffuse in anima in direzione longitudinale [10].

In questa sede viene derivato un modello per la valutazione del taglio resistente per travi dotate di elementi di rinforzo trasversali disposti con due giaciture diverse attraverso l'estensione del modello per elementi in calcestruzzo armato attualmente in uso nei codici europei [11].

L'obiettivo è, quindi, quello di proporre una formulazione che, pur garantendo la necessaria affidabilità, sia basata su un semplice modello meccanico di immediata interpretazione fisica in grado di orientare le scelte in fase di dimensionamento e progettazione esecutiva anche di interventi di rinforzo.

Il modello viene derivato mantenendo le stesse ipotesi del modello originario allo stato limite ultimo, riassunte di seguito:

- le armature trasversali disposte secondo due diverse giaciture e quelle longitudinali d'anima (armature di parete), se presenti, sono soggette a soli sforzi assiali, e sono diffuse nel calcestruzzo in modo tale da poterle ritenere uniformemente distribuite, così che la loro azione può essere modellata attraverso dei campi di tensione;
- il calcestruzzo d'anima è soggetto a stato di compressione monoassiale, inclinato di un angolo θ sulla direzione longitudinale e costituisce un altro campo di tensione;
- per la rottura si perviene alla formazione di un "traliccio multiplo resistente" in cui le armature longitudinali d'anima e di uno dei due correnti costituiscono gli elementi tesi, mentre il calcestruzzo dell'altro corrente e quello d'anima costituiscono gli elementi compressi;
- le armature trasversali (staffe) che presentano due giaciture diverse sono soggette a sforzi di trazione o di compressione in funzione delle singola giacitura con cui sono disposte.

Inoltre il modello non tiene conto in modo esplicito: - dell'effetto spinotto nelle armature sia longitudinali che trasversali; - dell'effetto di ingranamento del calcestruzzo lungo la fessura, la cui presenza è presa in conto nel differente orientamento tra i campi di tensione d'anima e quello dei conci di calcestruzzo compresi tra le fessure; - dell'effetto arco, che assume proporzioni rilevanti in prossimità degli appoggi, limitando la validità del modello solo alle zone correnti e non in prossimità di carichi concentrati, ove i modelli da adottare sono sostanzialmente locali.

Va inoltre fatto rilevare che il modello ad inclinazione variabile dei campi di tensione assume che l'orientamento delle prime fessure (crack line) e quello dei campi di tensione del calcestruzzo d'anima (yield line) sono diversi, ma la sua applicazione richiede che venga opportunamente controllato che la differenza fra le due giaciture si mantenga entro i limiti permessi dalla scabrezza delle superfici. Particolare attenzione dovrà essere posta in presenza di azioni cicliche, dove tali limiti potrebbero individuare un campo di variazione particolarmente ristretto rispetto a quello per carichi di natura statica [12].

2. FORMULAZIONE DEL MODELLO

Il modello può essere derivato attraverso la semplice scrittura delle equazioni di equilibrio di un generico concio di trave. Il concio analizzato è costituito dalle due zone correnti, una all'intradosso e l'altra all'estradosso, collegate da una zona d'anima. Le armature tenute in conto nel modello sono le seguenti (Fig. 1):

1. armatura longitudinale principale disposta nei due correnti, necessaria ad assorbire gli sforzi derivanti dalla pressoflessione o tensoflessione;
2. armatura longitudinale secondaria disposta in anima;
3. armatura trasversale disposta in anima, lungo la prima giacitura (α_1);
4. armatura trasversale disposta in anima, lungo la seconda giacitura (α_2).

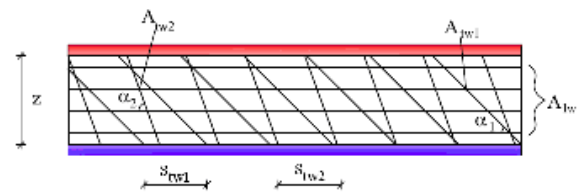


Figura 1 - Armatura in un tratto di trave

Il valore del taglio resistente viene ricercato applicando il teorema statico della teoria della plasticità; si ricerca cioè, il valore dei carichi a rottura come estremo superiore della classe delle soluzioni staticamente ammissibili, valutando così la cosiddetta "lower bound solution".

A tale scopo si esplicitano le condizioni di equilibrio di un tronco dell'elemento strutturale ottenuto sezionando all'ascissa x con un taglio parallelo alla direzione dei campi di calcestruzzo. Indicando con V^* ed M^* le azioni all'estremità sinistra del concio, in assenza di carichi distribuiti, con riferimento alla simbologia introdotta in Fig. 2, l'equilibrio alla traslazione verticale può essere scritto nella forma:

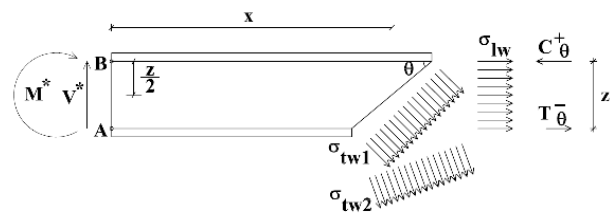


Figura 2 - Tronco di trave, sezionato all'estremità con piano parallelo alla direzione θ dei campi di compressione del calcestruzzo d'anima

$$V^* - \left(\frac{A_{tw1}}{s_{tw1} \cdot \sin \alpha_1} \right) \cdot \sigma_{tw1} \cdot z \cdot (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha_1) \cdot \sin^2 \alpha_1 + \left(\frac{A_{tw2}}{s_{tw2} \cdot \sin \alpha_2} \right) \cdot \sigma_{tw2} \cdot z \cdot (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha_2) \cdot \sin^2 \alpha_2 = 0 \quad (1)$$

in cui A_{tw1} e A_{tw2} sono le aree delle armature d'anima disposte rispettivamente nei passi s_{tw1} ed s_{tw2} .

Definendo le seguenti percentuali meccaniche di armatura:

$$\omega_{nw1} = \frac{A_{nw1}}{b_w \cdot s_{nw1} \cdot \sin \alpha_1} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\omega_{nw2} = \frac{A_{nw2}}{b_w \cdot s_{nw2} \cdot \sin \alpha_2} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

in cui b_w è la larghezza della sezione, f_{yd} la tensione di snervamento dell'acciaio e f_{cd} la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima e, indicando con $V_{sd}(x)$ il taglio sollecitante all'ascissa x ($V_{sd}(x) = V^*$ in assenza di carichi distribuiti), l'Equazione 1 assume la forma:

$$V_{sd}(x) = \left(\frac{\sigma_{nw1}}{f_{yd}} \right) \cdot \omega_{nw1} \cdot f_{cd}' \cdot z \cdot b_w \cdot (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha_1) \cdot \sin^2 \alpha_1 + \left(\frac{\sigma_{nw2}}{f_{yd}} \right) \cdot \omega_{nw2} \cdot f_{cd}' \cdot z \cdot b_w \cdot (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha_2) \cdot \sin^2 \alpha_2 \quad (2)$$

Indicando con C_θ^+ la risultante degli sforzi nel corrente compresso alla sezione $x+0.5 z \text{ctg } \theta$, l'equazione di equilibrio alla rotazione rispetto al punto A di Fig. 2 fornisce:

$$M^* - C_\theta^+ \cdot z + \left(\frac{\sigma_{nw1}}{f_{yd}} \right) \omega_{nw1} f_{cd}' z b_w \cdot (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha_1) \sin^2 \alpha_1 x + \left(\frac{\sigma_{nw2}}{f_{yd}} \right) \omega_{nw2} f_{cd}' z b_w (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha_2) \sin^2 \alpha_2 x + \left(\frac{\sigma_{nw1}}{f_{yd}} \right) \omega_{nw1} f_{cd}' z b_w (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha_1) \sin^2 \alpha_1 \text{ctg } \alpha_1 \frac{z}{2} + \left(\frac{\sigma_{nw2}}{f_{yd}} \right) \omega_{nw2} f_{cd}' z b_w (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha_2) \sin^2 \alpha_2 \text{ctg } \alpha_2 \frac{z}{2} + \left(\frac{\sigma_{hw}}{f_{yd}} \right) \omega_{hw} f_{cd}' z b_w \frac{z}{2} = 0 \quad (3)$$

dove:

$$\omega_{hw} = \frac{A_{hw}}{b_w \cdot h} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

essendo A_{hw} l'area dell'armatura longitudinale di parete e h l'altezza della sezione.

Sostituendo l'Equazione 2 nell'Equazione 3, esprimendo il momento alla generica ascissa come $M_{sd}(x) = M^* + V^*x$, e raccogliendo a fattore comune, si ottiene:

$$M_{sd}(x) + \left[\left(\frac{\sigma_{nw1}}{f_{yd}} \right) \cdot \omega_{nw1} \cdot (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha_1) \cdot \sin^2 \alpha_1 \cdot \text{ctg } \alpha_1 + \left(\frac{\sigma_{nw2}}{f_{yd}} \right) \cdot \omega_{nw2} \cdot (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha_2) \cdot \sin^2 \alpha_2 \cdot \text{ctg } \alpha_2 + \left(\frac{\sigma_{hw}}{f_{yd}} \right) \cdot \omega_{hw} \right] \cdot f_{cd}' \cdot z \cdot b_w \cdot \frac{z}{2} = C_\theta^+ \cdot z \quad (4)$$

Indicando con T_θ^- la risultante degli sforzi nel corrente teso alla sezione $x-0.5 z \text{ctg } \theta$, l'equazione di equilibrio alla rotazione rispetto al punto B di Fig. 2, dopo aver sostituito l'Equazione 2, in maniera del tutto analoga a quanto fatto per

ottenere la precedente Equazione 4, assume la forma:

$$M_{sd}(x) - \left[\left(\frac{\sigma_{nw1}}{f_{yd}} \right) \cdot \omega_{nw1} \cdot (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha_1) \cdot \sin^2 \alpha_1 \cdot \text{ctg } \alpha_1 + \left(\frac{\sigma_{nw2}}{f_{yd}} \right) \omega_{nw2} (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha_2) \sin^2 \alpha_2 \text{ctg } \alpha_2 + \left(\frac{\sigma_{hw}}{f_{yd}} \right) \cdot \omega_{hw} \right] \cdot f_{cd}' \cdot z \cdot b_w \cdot \frac{z}{2} = T_\theta^- \cdot z \quad (5)$$

In maniera del tutto analoga, è possibile scrivere le equazioni di equilibrio di un tronco dell'elemento strutturale ottenuto sezionando all'ascissa x con un piano parallelo alla direzione α_2 delle staffe.

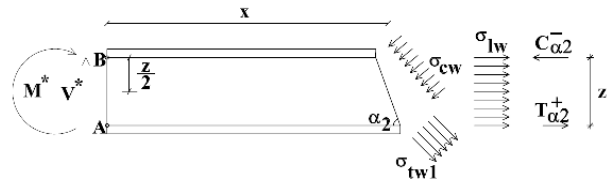


Figura 3 – Tronco di trave, sezionato all'estremità con piano parallelo alla direzione delle staffe α_2

Scrivendo l'equazione di equilibrio alla traslazione verticale, introducendo il taglio ridotto e il rapporto meccanico delle armature trasversali, si ottiene:

$$V_{sd}(x) = \sigma_{cw} \cdot z \cdot b_w \cdot (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha_2) \cdot \sin^2 \theta + \omega_{nw1} \cdot f_{cd}' \cdot b_w \cdot z (\text{ctg } \alpha_1 - \text{ctg } \alpha_2) \cdot \left(\frac{\sigma_{nw1}}{f_{yd}} \right) \cdot \sin^2 \alpha_1 \quad (6)$$

Indicando con $C_{\alpha_2}^-$ la risultante degli sforzi nel corrente compresso alla sezione $x-0.5 z \text{ctg } \alpha_2$, l'equazione di equilibrio alla rotazione rispetto al punto A di Fig. 3, dopo le stesse manipolazioni fatte per l'omologa Equazione 4, assume la forma:

$$M_{sd}(x) + f_{cd}' z b_w \left[- \left(\frac{\sigma_{cw}}{f_{cd}} \right) (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha_2) \sin^2 \theta \text{ctg } \theta + \left(\frac{\sigma_{hw}}{f_{yd}} \right) \omega_{hw} + (\text{ctg } \alpha_1 - \text{ctg } \alpha_2) \sin^2 \alpha_1 \text{ctg } \alpha_1 \left(\frac{\sigma_{nw1}}{f_{yd}} \right) \omega_{nw1} \right] \frac{z}{2} = C_{\alpha_2}^- \cdot z \quad (7)$$

Indicando con $T_{\alpha_2}^+$ la risultante degli sforzi nel corrente compresso alla sezione $x+0.5 z \text{ctg } \alpha_2$, l'equazione di equilibrio alla rotazione rispetto al punto B di Fig.3, può essere posta nella forma:

$$M_{sd}(x) + f_{cd}' z b_w \frac{z}{2} \left[\left(\frac{\sigma_{cw}}{f_{cd}} \right) (\text{ctg } \theta + \text{ctg } \alpha_2) \sin^2 \theta \text{ctg } \theta - \left(\frac{\sigma_{hw}}{f_{yd}} \right) \cdot \omega_{hw} + \left(\frac{\sigma_{nw1}}{f_{yd}} \right) \omega_{nw1} (\text{ctg } \alpha_1 - \text{ctg } \alpha_2) \sin^2 \alpha_1 \text{ctg } \alpha_1 \right] = T_{\alpha_2}^+ \cdot z \quad (8)$$

Le Equazioni 2, 4, 5, 6, 7 e 8, opportunamente riformulate, consentono di valutare il taglio resistente, come sarà

evidenziato nel successivo paragrafo. Tuttavia, al fine di mostrare la fondatezza del modello, di seguito vengono scritte anche le equazioni di equilibrio del tratto di trave ottenuto effettuando una sezione alla generica ascissa x con un piano parallelo alle giacitura α_1 del primo ordine di staffe, rappresentato in Fig. 4.

In maniera analoga a quanto fatto in precedenza, è allora possibile scrivere l'equazione di equilibrio alla traslazione verticale, che dopo alcune manipolazioni assume la forma:

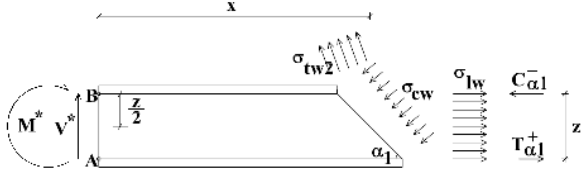


Figura 4 – Tronco di trave, sezionato all'estremità con piano parallelo alla direzione delle staffe α_1

$$V_{sd}(x) = \sigma_{cw} \cdot z \cdot b_w \cdot (\text{ctg} \theta + \text{ctg} \alpha_1) \cdot \sin^2 \theta + \omega_{tw2} \cdot f'_{cd} \cdot b_w \cdot z (\text{ctg} \alpha_2 - \text{ctg} \alpha_1) \cdot \left(\frac{\sigma_{tw2}}{f_{yd}} \right) \cdot \sin^2 \alpha_2 \quad (9)$$

Indicando con $C_{\alpha_1}^-$ la risultante degli sforzi nel corrente compresso alla sezione $x=0.5z \text{ ctg} \alpha_1$, l'equazione di equilibrio alla rotazione rispetto al punto A di Fig. 4, dopo le stesse manipolazioni fatte per l'omologa Equazione 4, assume la forma:

$$M_{sd}(x) - f'_{cd} z b_w \left[\left(\frac{\sigma_{cw}}{f'_{cd}} \right) (\text{ctg} \theta + \text{ctg} \alpha_1) \sin^2 \theta \text{ctg} \theta + \left(\frac{\sigma_{tw}}{f_{yd}} \right) \omega_{tw} + (\text{ctg} \alpha_2 - \text{ctg} \alpha_1) \sin^2 \alpha_2 \text{ctg} \alpha_2 \left(\frac{\sigma_{tw2}}{f_{yd}} \right) \omega_{tw2} \right] \frac{z}{2} = C_{\alpha_1}^- z \quad (10)$$

Indicando con $T_{\alpha_1}^+$ la risultante degli sforzi nel corrente compresso alla sezione $x+0.5z \text{ ctg} \alpha_1$, l'equazione di equilibrio alla rotazione rispetto al punto B di Fig. 4, può essere posta nella forma:

$$M_{sd}(x) + f'_{cd} z b_w \left[\left(\frac{\sigma_{cw}}{f'_{cd}} \right) (\text{ctg} \theta + \text{ctg} \alpha_1) \cdot \sin^2 \theta \cdot \text{ctg} \theta + \left(\frac{\sigma_{tw}}{f_{yd}} \right) \cdot \omega_{stw} + \left(\frac{\sigma_{tw2}}{f_{yd}} \right) \cdot \omega_{tw2} (\text{ctg} \alpha_2 - \text{ctg} \alpha_1) \cdot \sin^2 \alpha_2 \cdot \text{ctg} \alpha_2 \right] \frac{z}{2} = T_{\alpha_1}^+ z \quad (11)$$

Per valutare la risultante degli sforzi sui correnti in trazione e in compressione all'ascissa x si può procedere attraverso un'interpolazione lineare fra le azioni ricavate attraverso le precedenti equazioni in due qualsiasi delle tre sezioni considerate.

Per il corrente compresso, interpolando linearmente fra i risultati ottenuti con sezioni parallele alla giacitura α_1 e θ , o α_2 e θ , si ottiene rispettivamente:

$$C(x) = \frac{C_{\alpha_1}^- \cdot \text{ctg} \theta + C_{\theta}^+ \cdot \text{ctg} \alpha_1}{\text{ctg} \alpha_1 + \text{ctg} \theta} = \frac{C_{\alpha_2}^- \cdot \text{ctg} \theta + C_{\theta}^+ \cdot \text{ctg} \alpha_2}{\text{ctg} \alpha_2 + \text{ctg} \theta} \quad (12a,b)$$

In maniera analoga, per il corrente teso risulta:

$$T(x) = \frac{T_{\theta}^- \text{ctg} \alpha_1 + T_{\alpha_1}^+ \text{ctg} \theta}{\text{ctg} \alpha_1 + \text{ctg} \theta} = \frac{T_{\theta}^- \text{ctg} \alpha_2 + T_{\alpha_2}^+ \text{ctg} \theta}{\text{ctg} \alpha_2 + \text{ctg} \theta} \quad (13a,b)$$

Sostituendo indifferentemente nell'Equazione 12a, le Equazioni 4 e 10 oppure nell'Equazione 12b le Equazioni 4 e 7, si ottiene:

$$C(x) = \frac{M_{sd}(x)}{z} - \left[\left(\frac{\sigma_{cw}}{f'_{cd}} \right) \cos^2 \theta - \left(\frac{\sigma_{tw1}}{f_{yd}} \right) \omega_{tw1} \cos^2 \alpha_1 + \left(\frac{\sigma_{tw2}}{f_{yd}} \right) \omega_{tw2} \cos^2 \alpha_2 - \left(\frac{\sigma_{tw}}{f_{yd}} \right) \omega_{tw} \right] \frac{f'_{cd} b_w z}{2} \quad (14)$$

In maniera analoga, sostituendo indifferentemente nell'Equazione 13a, le Equazioni 5 e 11, oppure nell'Equazione 13b le Equazioni 5 e 8, si ottiene:

$$T(x) = \frac{M_{sd}(x)}{z} + \left[\left(\frac{\sigma_{cw}}{f'_{cd}} \right) \cos^2 \theta - \left(\frac{\sigma_{tw1}}{f_{yd}} \right) \omega_{tw1} \cos^2 \alpha_1 + \left(\frac{\sigma_{tw2}}{f_{yd}} \right) \omega_{tw2} \cos^2 \alpha_2 - \left(\frac{\sigma_{tw}}{f_{yd}} \right) \omega_{tw} \right] \frac{f'_{cd} b_w z}{2} \quad (15)$$

Per potere esplicitare le equazioni per il dimensionamento a taglio per elementi strutturali, anche dotati di armatura di parete, si impone l'uguaglianza dell'Equazione 6 con l'Equazione 2, ottenendo:

$$V_{sd}(x) = \sigma_{cw} \cdot z \cdot b_w \cdot (\text{ctg} \theta + \text{ctg} \alpha_2) \cdot \sin^2 \theta + \omega_{tw1} \cdot f'_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (\text{ctg} \alpha_1 - \text{ctg} \alpha_2) \cdot \left(\frac{\sigma_{tw1}}{f_{yd}} \right) \cdot \sin^2 \alpha_1 + \left(\frac{\sigma_{tw1}}{f_{yd}} \right) \cdot \omega_{tw1} \cdot f'_{cd} \cdot z \cdot b_w \cdot (\text{ctg} \theta + \text{ctg} \alpha_1) \cdot \sin^2 \alpha_1 + \left(\frac{\sigma_{tw2}}{f_{yd}} \right) \cdot \omega_{tw2} \cdot f'_{cd} \cdot z \cdot b_w \cdot (\text{ctg} \theta + \text{ctg} \alpha_2) \cdot \sin^2 \alpha_2 \quad (16)$$

Dall'Equazione 16 è possibile ricavare la seguente relazione fra i valori dei campi di tensione nel calcestruzzo e nei due ordini di armature:

$$\left(\frac{\sigma_{cw}}{f'_{cd}} \right) = \omega_{tw1} \cdot \left(\frac{\sigma_{tw1}}{f_{yd}} \right) \cdot \frac{\sin^2 \alpha_1}{\sin^2 \theta} + \omega_{tw2} \cdot \left(\frac{\sigma_{tw2}}{f_{yd}} \right) \cdot \frac{\sin^2 \alpha_2}{\sin^2 \theta} \quad (17)$$

Le Equazioni 14 e 15, sostituendo l'Equazione 17, possono essere poste nelle seguenti forme semplificate:

$$C(x) = \frac{M_{sd}(x)}{z} - \left[\omega_{tw1} \left(\frac{\sigma_{tw1}}{f_{yd}} \right) \left(\frac{\text{ctg}^2 \theta - \text{ctg}^2 \alpha_1}{1 + \text{ctg}^2 \alpha_1} \right) + \omega_{tw2} \left(\frac{\sigma_{tw2}}{f_{yd}} \right) \left(\frac{\text{ctg}^2 \theta - \text{ctg}^2 \alpha_2}{1 + \text{ctg}^2 \alpha_2} \right) - \omega_{tw} \left(\frac{\sigma_{tw}}{f_{yd}} \right) \right] \frac{f'_{cd} z b_w}{2} \quad (18)$$

$$T(x) = \frac{M_{sd}(x)}{z} + \left[\omega_{w1} \left(\frac{\sigma_{w1}}{f_{yd}} \right) \left(\frac{ctg^2 \theta - ctg^2 \alpha_1}{1 + ctg^2 \alpha_1} \right) + \omega_{w2} \left(\frac{\sigma_{w2}}{f_{yd}} \right) \left(\frac{ctg^2 \theta - ctg^2 \alpha_2}{1 + ctg^2 \alpha_2} \right) - \omega_{hw} \left(\frac{\sigma_{hw}}{f_{yd}} \right) \right] \frac{f'_{cd} z b_w}{2} \quad (19)$$

Le Equazioni 2, 18 e 19 costituiscono il gruppo di equazioni, che in base al teorema statico della teoria della plasticità fornisce il taglio resistente come estremo superiore delle soluzioni che verificano le condizioni di equilibrio, nell'ipotesi che vengano soddisfatte le seguenti condizioni di "ammissibilità plastica":

$$0 \leq \left(\frac{\sigma_{cw}}{f_{cd}} \right) \leq 1 \quad (20)$$

$$-1 \leq \left(\frac{\sigma_{w1}}{f_{yd}} \right) \leq 1 \quad (21)$$

$$-1 \leq \left(\frac{\sigma_{w2}}{f_{yd}} \right) \leq 1 \quad (22)$$

$$T(x) \leq A'_s \cdot f_{yd} \quad (23)$$

$$-A'_s \cdot f_{yd} \leq C(x) \leq b_w \cdot x \cdot f_{cd} + A'_s \cdot f_{yd} \quad (24)$$

in cui A'_s ed A_s sono le aree di armatura longitudinale a flessione rispettivamente compressa e tesa e f_{cd} la resistenza a compressione del calcestruzzo.

L'Equazione 20 può essere espressa, in base all'Equazione 17, nella forma:

$$0 \leq \omega_{w1} \left(\frac{\sigma_{w1}}{f_{yd}} \right) \frac{\sin^2 \alpha_1}{\sin^2 \theta} + \omega_{w2} \left(\frac{\sigma_{w2}}{f_{yd}} \right) \frac{\sin^2 \alpha_2}{\sin^2 \theta} \leq 1 \quad (25)$$

Occorre peraltro ricordare che per esigenze di duttilità [11] è necessario limitare comunque la variazione di $ctg \theta$ secondo la relazione:

$$1 \leq ctg \theta \leq (ctg \theta)_{\max} \quad (26)$$

3. RICERCA DEL TAGLIO RESISTENTE

Per ottenere il massimo valore del taglio resistente è necessario risolvere un problema di programmazione non lineare, nel quale la funzione obiettivo è proprio l'espressione del taglio nell'Equazione 2 (o le equivalenti Equazioni 6 o 9), di seguito per comodità riportata in forma adimensionale:

$$v = \frac{V_{sd}}{f'_{cd} z b_w} = \left(\frac{\sigma_{w1}}{f_{yd}} \right) \cdot \omega_{w1} \cdot (ctg \theta + ctg \alpha_1) \cdot \sin^2 \alpha_1 + \left(\frac{\sigma_{w2}}{f_{yd}} \right) \cdot \omega_{w2} \cdot f'_{cd} \cdot z \cdot b_w \cdot (ctg \theta + ctg \alpha_2) \cdot \sin^2 \alpha_2 \quad (27)$$

Tale funzione deve essere resa massima modificando le quantità $\left(\frac{\sigma_{w1}}{f_{yd}} \right)$, $\left(\frac{\sigma_{w2}}{f_{yd}} \right)$, $ctg \theta$ che possono variare rispettando le condizioni espresse dalle Equazioni 21, 22, 23, 24, 25 e 26.

Per la soluzione del problema posto può essere implementato uno specifico algoritmo in C++ o in Fortran o, in alternativa, può essere utilizzato quello fornito da un foglio di calcolo commerciale.

In particolare, nel caso in esame, si è scelto di adoperare l'applicazione "risolutore" di Microsoft Excel® che utilizza il codice di ottimizzazione non lineare Generalized Reduced Gradient (GRG2) sviluppato da Leon Lasdon (Università del Texas ad Austin) e Allan Waren (Università di Cleveland). Si riporta in Fig. 5 una tipica schermata della macro elaborata allo scopo.

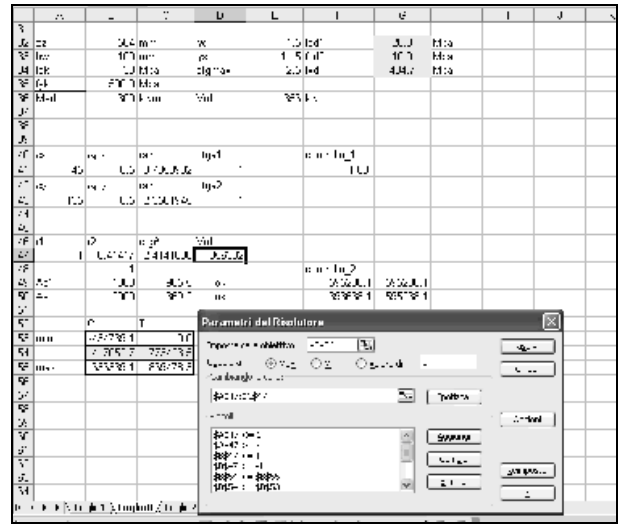


Figura 5 – Esempio di ricerca della capacità a taglio con Excel®

4. ANALISI DEI RISULTATI DEL MODELLO

Per una prima valutazione degli effetti prodotti dalla doppia disposizione delle armature trasversali sulla resistenza a taglio di elementi di trave in c.a. con il modello proposto si è condotta una indagine numerica valutando la resistenza a taglio, per travi soggette a prove di carico su quattro punti, di elementi con tre schemi di disposizione delle armature trasversali diverse, mostrati in Fig. 6, caratterizzati da $\omega_{w1} = \omega_{w2}$.

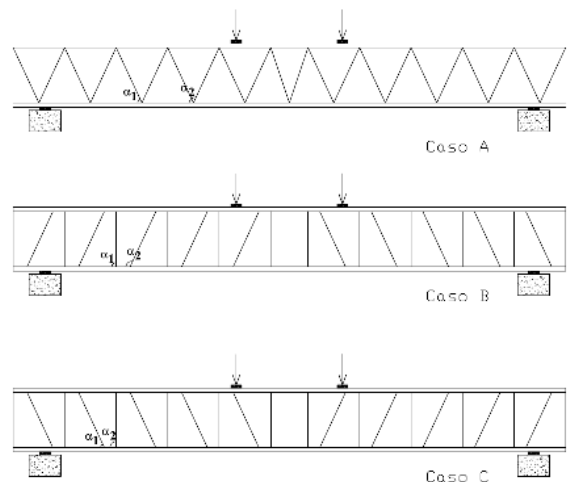


Figura 6 – Schemi strutturali utilizzati per le analisi numeriche

Sono state condotte analisi al variare dell'inclinazione delle armature trasversali e di alcuni parametri rappresentativi dei rapporti meccanici e geometrici di armatura trasversale.

Per tutti i casi analizzati si sono adottati materiali con le stesse caratteristiche e armature con percentuali identiche.

L'area di armatura longitudinale disposta è stata scelta in modo da scongiurare la rottura dell'elemento strutturale in flessione e raggiungere quindi il collasso per taglio.

Sono stati considerati elementi in assenza di armature longitudinali di parete, con armature trasversali con giaciture α variabili da 45° sino a 90° , essendo: - caso a) $\alpha_1=\alpha$, $\alpha_2=180^\circ-\alpha$; - caso b) $\alpha_1=90^\circ$, $\alpha_2=180^\circ-\alpha$; - caso c) $\alpha_1=\alpha$, $\alpha_2=90^\circ$;

Nella Fig. 7, per i tre diversi valori del rapporto meccanico di armatura trasversale $\omega_{w1}=\omega_{w2}=\omega_w$ pari a 0.05, 0.2 e 0.4,

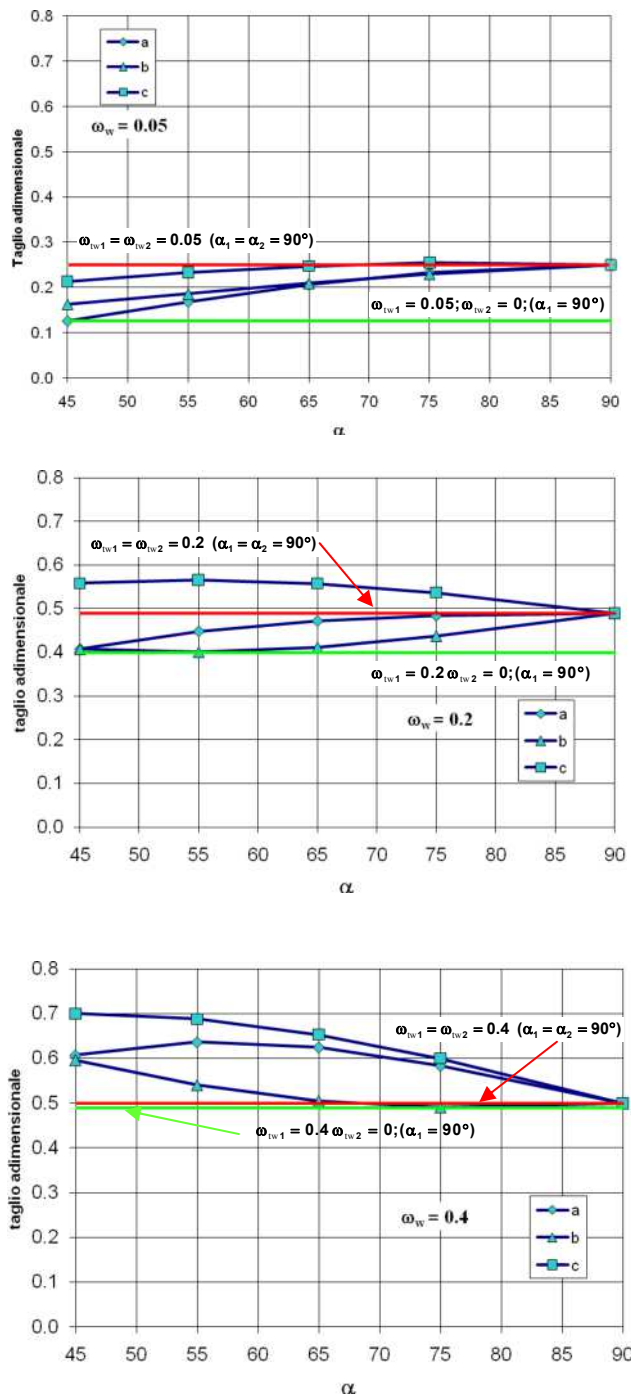


Figura 7 – Taglio adimensionale per $ctg \theta = 2.5$

per ciascuno degli schemi di Fig. 6, sono rappresentati i valori del taglio resistente adimensionale $v = V_u / (b_w z f_{cd})$.

Nei grafici sono state anche riportate, la resistenza a taglio della trave armata con una quantità di staffe totale pari a quella delle configurazioni a), b), e c) tutte poste in verticale ($\alpha_1=\alpha_2=90^\circ$; $\omega_{w1}=\omega_{w2}=\omega_w$) e quelle della stessa trave dotata della metà delle staffe ($\alpha_1=90^\circ$; $\omega_{w1}=\omega_w$; $\omega_{w2}=0$).

Il confronto dei risultati ottenuti per i tre schemi con staffe diagonali con la configurazione per la quale si è posto $\omega_{w1}=\omega_{w2}=\omega_w$ consente di stimare l'efficienza della disposizione diagonale scelta, il confronto con la configurazione $\omega_{w1}=\omega_w$, $\omega_{w2}=0$ consente di stimare il contributo fornito dalle sole staffe inclinate.

I grafici mostrano che, come era facile prevedere, lo schema "c" è quello che fornisce la maggiore resistenza per ogni angolo di giacitura e quantità di armatura trasversale, e già con rapporti meccanici delle staffe non inferiore a $\omega_w=0.2$ ha una maggiore efficienza per qualsiasi angolo di inclinazione delle staffe nel range considerato, rispetto al caso di staffe solo verticali.

Va inoltre rilevato che, mentre in presenza di staffe verticali incrementi di armatura trasversale corrispondenti a valori superiori a $\omega_w=0.4$ sono praticamente inefficaci, in presenza di staffe inclinate tale limite può essere sensibilmente maggiore.

Le curve mostrano inoltre come per tutti i tre casi a), b) e c) l'inclinazione delle armature che consente di ottenere la massima resistenza vari al variare della percentuale di armatura trasversale totale; in particolare per valori bassi della percentuale di armatura, le disposizioni di armatura inclinata che più si avvicinano alla configurazione verticale sono le più efficienti, mentre per grandi percentuali di armatura trasversale le disposizioni a 45° sono le più efficaci.

Allo scopo di evidenziare gli effetti conseguibili nei tre schemi attraverso l'incremento di armatura, nella Fig. 8 si riportano i valori del taglio adimensionale al variare del rapporto meccanico di armatura trasversale totale. Le curve confermano che la disposizione secondo lo schema c) mostra la maggiore efficienza, evidenziando inoltre che esiste un valore di ω_w per il quale tutte le inclinazioni considerate forniscono praticamente la stessa resistenza.

Per la configurazione c), per basse percentuali di armatura, la disposizione verticale delle staffe è ancora quella ottimale, ma con modestissime differenze rispetto alle configurazioni con armatura inclinata. Al crescere di ω_w le disposizioni a 45° e 55° sono quelle che consentono le maggiori prestazioni, in sostanza coincidenti fra loro, mentre ulteriori inclinazioni delle staffe producono significative perdite di resistenza. Va inoltre rilevato che anche per elevatissime percentuali di armatura trasversale ($\omega_{w1}=\omega_{w2}=\omega_w=1$) il taglio resistente è sempre crescente, fino a raggiungere valori doppi rispetto al caso di sole staffe verticali.

Infine è stata condotta un'analisi finalizzata a valutare l'influenza della limitazione di $(ctg \theta)_{max}=2.5$ imposta dalla normativa, confrontando i valori del taglio resistente ottenuti lasciando libera l'inclinazione dei campi di compressione del calcestruzzo. A tale scopo in Fig. 9 sono rappresentati i valori del taglio resistente ottenuto senza tale limitazione ($ctg \theta)_{max}=\infty$, ed il corrispondente valore assumendo $(ctg \theta)_{max}=2.5$ per le tre tipologie, e il valore di $\alpha=65^\circ$, che consente di valutare al meglio l'influenza della giacitura massima sulla capacità portante per taglio (vedi Fig. 9). In questo caso era possibile prevedere che le differenze risultano significative soltanto per valori estremamente modesti della percentuale meccanica di armatura trasversale $\omega_w \leq 0.1$, e sono minime per la configurazione c).

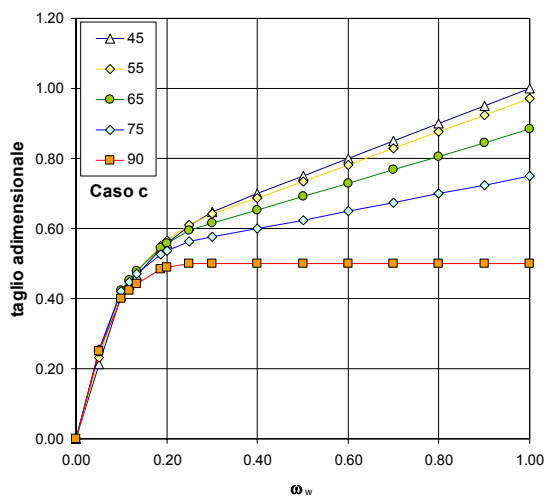
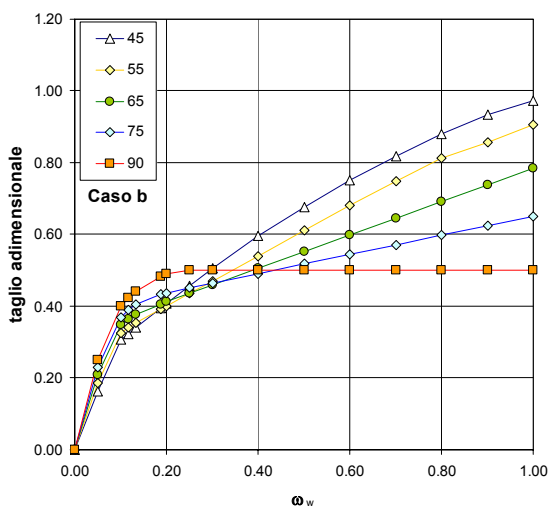
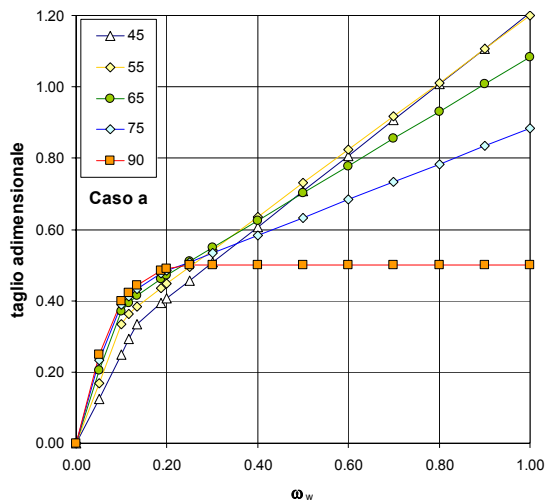


Figura 8 – Taglio adimensionale al variare di ω_w per $\text{ctg } \theta = 2.5$

5. CONCLUSIONI

È stato presentato un modello per la stima della capacità portante a taglio di travi provviste di due ordini di staffe. Le analisi parametriche hanno mostrato come lo schema più efficiente a parità di armatura è quello che prevede, oltre l'ordine di staffe verticali, un secondo ordine inclinato nella direzione prossima a quella delle isostatiche di trazione. Con questa disposizione di armature, la capacità portante a taglio è in pratica sempre superiore a quella fornita dalla disposizione

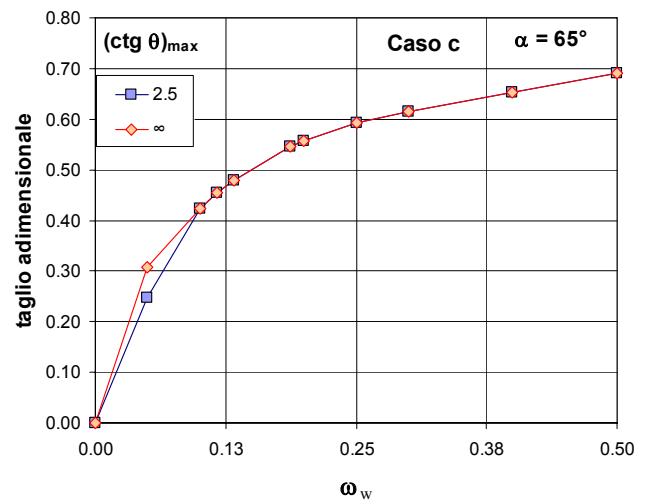
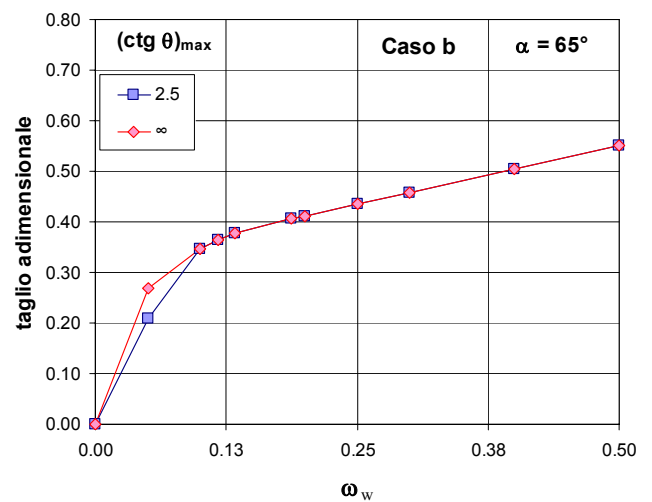
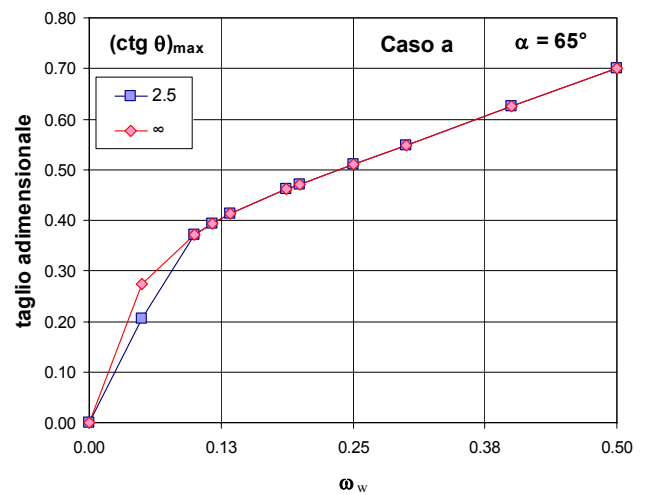


Figura 9 – Taglio adimensionale in assenza del limite per $(\text{ctg } \theta)_{\max}$

che prevede la stessa quantità totale di staffe poste interamente con giacitura verticale.

È inoltre stato mostrato che, per tale configurazione, diversamente che per le staffe poste con giacitura verticale, il taglio resistente cresce al crescere della percentuale di armatura trasversale anche per valori estremamente elevati di quest'ultima. Infine l'analisi svolta senza alcuna limitazione sul valore di $(\text{ctg } \theta)_{\max}$ ha evidenziato come questa limitazione

giochi sostanzialmente un ruolo significativo nel caso di bassi valori del rapporto meccanico di armatura d'anima ($\alpha_w \leq 0.1$) e sia praticamente ininfluyente per valori maggiori.

BIBLIOGRAFIA

- [1] BERTAGNOLI G., CARBONE V.I. (2008), A finite element formulation for concrete structures in plane stress, *Structural Concrete*, Vol. 9, N. 2, 87-99
- [2] BELLETTI B., CERIONI R., IORI I. (2001). A physical approach for reinforced concrete (PARC) membrane elements-, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.127, N. 12,1421-1426
- [3] VECCHIO F. J., M.P. COLLINS (1986), The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, *ACI Structural Journal*; Vol. 83, N. 2, 219-231
- [4] COLLINS M.P., D. MITCHELL, P.E. ADEBAR, F.J. VECCHIO (1996), A general shear design method, *ACI Structural Journal*, Vol. 93, N. 1, 36-45
- [5] AA.VV. (2011) Progettare con le travi prefabbricate reticolari miste, PREM. Ed. Tecniche Nuove, Milano
- [6] J.F. CHEN, J.G. TENG (2003), Shear capacity of FRP-strengthened RC beams: FRP debonding, *Construction and Building Materials*, Vol. 17, 27-41
- [7] A. KHALIFA, A. NANNI (2000), Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites, *Cement & Concrete Composites*, Vol. 22, 165-174
- [8] CNR-DT 200/2004 (2004), Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati - C. N. R. - Commissione Incaricata di Formulare Pareri in Materia di Normativa Tecnica Relativa alle Costruzioni
- [9] M.P. NIELSEN (1999), Limit analysis and concrete plasticity (2nd ed.), *Boca Raton - Florida: CRC*
- [10] G. MANCINI, A. RECUPERO, C.D. SCILIPOTI (1996), Taglio nel c.a. in presenza di armature d'anima longitudinali e trasversali (Shear in RC elements with longitudinal and transversal web reinforcements), *Studi e Ricerche, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C. A., Fratelli Pesenti, Politecnico di Milano*, V. 17, 301- 317
- [11] EC2 - Eurocode No.2 (2005), Design of Concrete Structures – Part.1: General Rules and Rules for Buildings – *UNI ENV 1992-1-1*
- [12] P. COLAJANNI, G. MANCINI, A. RECUPERO (2007), Effetti di degrado nell'interazione N-M-V per elementi in c.a. soggetti ad azione ciclica di natura sismica, *Atti del XII Convegno "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Anidis – Pisa, 10-14 Giugno, Atti del Convegno su CD.

MODELLAZIONE DEGLI EFFETTI DELLA CORROSIONE IN TRAVI PRECOMPRESSE CON ARMATURA PRETESA

Dario Coronelli

Politecnico di Milano, Dipartimento di Ingegneria Strutturale

SOMMARIO

La memoria studia gli effetti della corrosione in travi precomprese con armature pretese. Viene descritta una campagna sperimentale su travi corrose naturalmente per 25 anni in ambiente aggressivo e poi sottoposte a prova di carico sino a rottura in laboratorio. La risposta strutturale ai carichi viene analizzata per mezzo di modelli analitici ed un modello numerico non lineare ad elementi finiti. L'analisi considera gli effetti della perdita di sezione delle armature e del degrado dell'aderenza. I risultati interpretano le caratteristiche principali della risposta strutturale ed analizzano i tipi di rottura ottenuti, fornendo indicazioni per la valutazione della resistenza residua di strutture deteriorate.

SUMMARY

The effects of reinforcement corrosion in prestressed, pre-tensioned beams is investigated. A series of tests on naturally corroded beams is modelled by nonlinear finite element analysis. The specimens were kept under service loading in a corrosive environment for 25 years and then loaded to failure. Both cross-section losses and bond deterioration are taken into account in the modelling. The results highlight the main features of the response and analyse the relevant failure modes, providing indications for structural assessment.

1. INTRODUZIONE

Gli effetti della corrosione delle armature in strutture precomprese sono oggetto di un numero crescente di studi sperimentali e teorici [1-2]. Alcuni fenomeni di degrado sono corrispondono a quelli del calcestruzzo armato normale, causati dall'attacco in ambienti aggressivi, per contaminazione da cloruri e dalla carbonatazione.

Come per il calcestruzzo armato, nelle strutture precomprese va valutata la riduzione della sezione resistente delle armature e della deformazione ultima dell'acciaio [3], come anche il degrado dell'aderenza di barre lisce o nervate in presenza di corrosione delle armature [4]. Va inoltre considerato il danneggiamento del calcestruzzo per effetto della fessurazione causata dall'espansione degli ossidi attorno alle barre corrose. Il fenomeno della corrosione sotto sforzo è proprio invece delle armature in acciaio armonico

A motivo della durata dei fenomeni corrosivi, sono disponibili pochi studi della risposta strutturale di travi corrose naturalmente [5]. La maggior parte degli studi sono basati su prove con corrosione artificiale, accelerata mediante correnti imposte; queste danno effetti in parte

diversi rispetto a quelli nelle condizioni reali dei processi di corrosione. La differenza tra la corrosione artificiale e quella naturale andrebbe considerata in particolare per la perdita di aderenza. Non esistono prove su campioni corrosi naturalmente, ma prove lente realizzate con correnti imposte molto basse danno risultati molto diversi da quelle molto veloci di ampio utilizzo in letteratura.

Nella modellazione della risposta strutturale delle strutture corrose sono stati proposti approcci numerici [6-7] ed analitici [8-9].

Questa nota illustra i risultati di uno studio sperimentale della corrosione naturale e della resistenza di travi con armatura pretesa, realizzato in Romania presso l'INCERC di Cluj Napoca [5]. La corrosione è dovuta all'esposizione ad ambienti aggressivi per un periodo di circa 25 anni. Vengono descritte le condizioni di degrado e le prove di carico effettuate sulle travi.

Le modalità di rottura vengono interpretate prima per mezzo di modelli analitici. La parte finale mostra i risultati di un'analisi non lineare ad elementi finiti delle travi deteriorate, e le conclusioni del lavoro.

2. RISPOSTA DI TRAVI PRETESE IN C.A.P. SOTTOPOSTE A CORROSIONE NATURALE

2.1 Caratteristiche delle travi

Il programma sviluppato dall'INCERC, che ha avuto inizio nell'anno 1973, e poi sviluppato a partire dagli anni 1977-1979, prevedeva lo studio di 260 travi di cemento armato ordinario (C.A.) e cemento armato precompresso (C.A.P.) allo scopo di analizzare il comportamento a lungo termine delle travi soggette a un carico costante. Le dodici travi, che verranno analizzate in seguito, sono in cemento armato precompresso e sono state esposte in ambienti differenti (ambiente marino, industriale con cloro e industriale con azoto) con l'obiettivo di confrontarle con quelle di riferimento, non caricate e lasciate in ambiente controllato in laboratorio.

Le travi sono state caricate (Fig.1) allo scopo di provocare una fessurazione controllata per valutare l'effetto degli agenti atmosferici e chimici sulla resistenza. Alla fine del periodo di carico, della durata rispettivamente di 27 anni per le travi gettate nel 1977 e di 25 anni per quelle del 1979, sono state scaricate e sottoposte in laboratorio a prova di carico sino a rottura.

Descrizione delle travi e dei materiali

Le travi hanno sezione rettangolare (18x12cm) e lunghezza pari a 240 cm, come mostrato in Fig.1 e 2, e la tecnologia utilizzata per la precompressione è quella a cavi pretesi aderenti. Le due sezioni differiscono solamente per lo spessore di copriferro inferiore; in particolare le travi gettate nel 1979 hanno per i due trefoli copriferri di spessore differente. Tutte le altre caratteristiche geometriche e di tipologia dell'armatura (pretesa e ordinaria) sono identiche. La precompressione iniziale era pari a 1330 N/mm².

Le travi sono state depositate in ambienti con le seguenti caratteristiche:

- 20 travi gettate nel 1977 depositate in un ambiente ricco di cloro, con concentrazioni di Cl₂ e HCl in atmosfera comprese tra lo 0,01 e il 3,05 mg/m³, nella fabbrica di produzioni chimiche di Turda (Romania);
- 10 travi gettate nel 1979 depositate in un ambiente ricco di azoto, con concentrazioni in atmosfera di NH₄ compresa tra 0,16 e 0,38 mg/m³ e di NO₂ compresa tra 0,015 e 0,5 mg/m³ nella fabbrica Azomures Targu-Mures (Romania).

Gli elementi alla fine dell'esperimento sono stati portati nel laboratorio di ricerca e le travi analizzate, di cui sono disponibili i dati, sono le seguenti:

- 4 elementi gettati nel 1977 (2 travi OS 550 e 2 travi US 550);
- 8 elementi gettati nel 1979 (2 travi OS 550, OS 650, US 550, US 650).

Per quanto concerne la tipologia di calcestruzzo, si sono utilizzate diverse combinazioni nel mix design. Sono stati utilizzati inerti naturali di fiume (BO) e in alcune travi un calcestruzzo alleggerito utilizzando argilla espansa (BU). I cementi utilizzati sono di due tipologie: cemento a presa rapida (RIM) e cemento con protezione dall'attacco dei solfati (SRA). Una parte dei provini erano rivestiti con

pellicole di gomma impermeabile ai cloruri e di perclorvinile.

Beam n°	Type	Year	Protect.	Environ.
1	OS 550	1977	none	Cl ₂ -HCl
2	OS 550	1977	none	Cl ₂ -HCl
3	US 550	1977	none	Cl ₂ -HCl
4	US 550	1977	none	Cl ₂ -HCl
5	OS 550	1979	none	NH ₄ -NO ₂
6	OS 550	1979	none	NH ₄ -NO ₂
7	OS 650	1979	CR	NH ₄ -NO ₂
8	OS 650	1979	PV	NH ₄ -NO ₂
9	US 550	1979	CR	NH ₄ -NO ₂
10	US 550	1979	PV	NH ₄ -NO ₂
11	US 650	1979	none	NH ₄ -NO ₂
12	US 650	1979	none	NH ₄ -NO ₂

Tabella 1 – Ambiente aggressivo e livelli di attacco.

Beam n°	W/c	Cement		Concrete		F _{ccub,28} [N/mm ²]
		Type	Content [Kg/m ³]	Type	Cement [Kg/m ³]	
OS 550	0.42	SRA	550	BO	2230	46.0 (47.2)
OR 550	0.42	RIM	550	BO	2365	49.0 (48.5)
OS 650	0.37	SRA	650	BO	2333	57.0 (32.5)
OR 650	0.34	RIM	650	BO	2387	53.0 (54.3)
US 550	0.50	SRA	550	BU	1830	39.0 (40.1)
UR 550	0.50	RIM	550	BU	1878	39.0 (38.7)
US 650	0.48	SRA	650	BU	1872	47.7 (30.5)

Tabella 2 – Proprietà del calcestruzzo.

Steel	f _{yk}	f _{ptk}	ε _u
	[MPa]	[MPa]	
Strand	1330	1760	0.03
Ordinary	430	510	0.12

Tabella 3 – Proprietà dell'acciaio

Metodologia di applicazione del carico

Il carico è stato trasmesso utilizzando il dispositivo in Fig.2 che prevede l'utilizzo di due travi una con un rivestimento di protezione contro la corrosione mentre l'altra senza alcuna protezione.

Il dispositivo prevede l'accoppiamento delle due travi con un meccanismo che, imprime una forza in modo tale che si verifichi un'apertura controllata delle fessure; i valori rilevati sono compresi tra 0,02 - 0,05 e 0,1 mm. Quando le travi sono state scaricate le fessure si sono richiuse.

Come si nota dalla figura le travi sono separate da dei profilati di tipo IPE che posizionati nei punti indicati permettono di riprodurre il modello di carico con cui in seguito le travi sono state portate a rottura. La trave una volta scaricata è stata sottoposta a prova di carico (Fig.3) mediante forza imposta, che per ogni passo di carico ha permesso di misurare in mezzera la freccia e la curvatura.

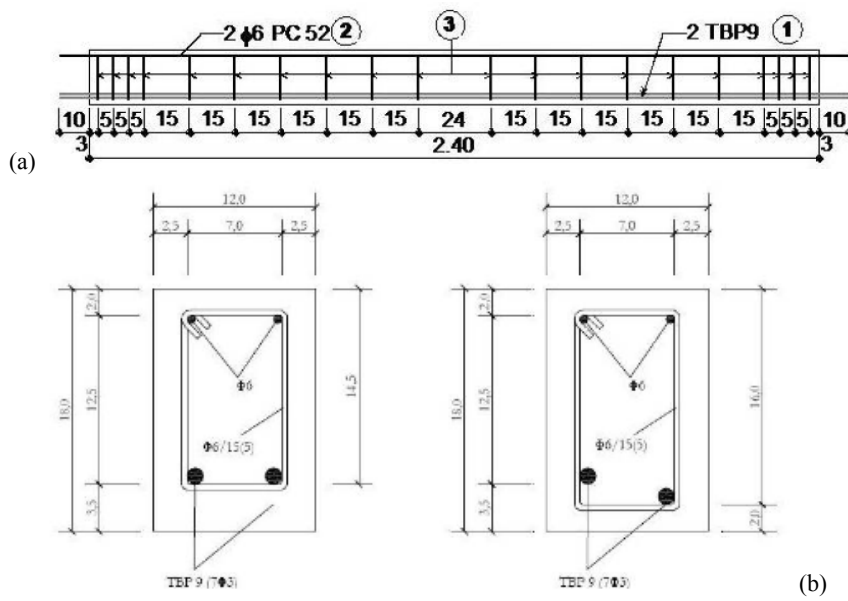


Fig.1- Geometria delle travi e disposizione dell'armatura [5].

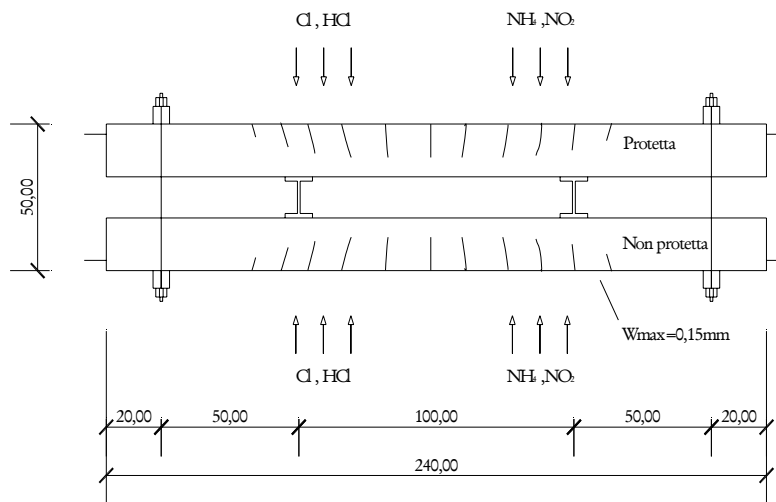


Fig.2: Schema di carico per simulare le condizioni di esercizio in ambiente aggressivo [5].

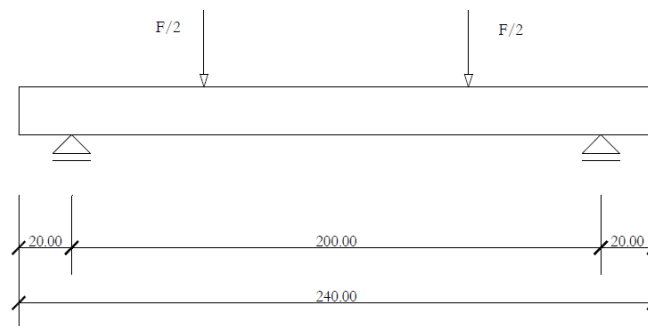


Fig.3: Schema di prova a rottura [5]: carichi a 500mm dagli appoggi (quote in mm).

2.2 Condizioni di degrado

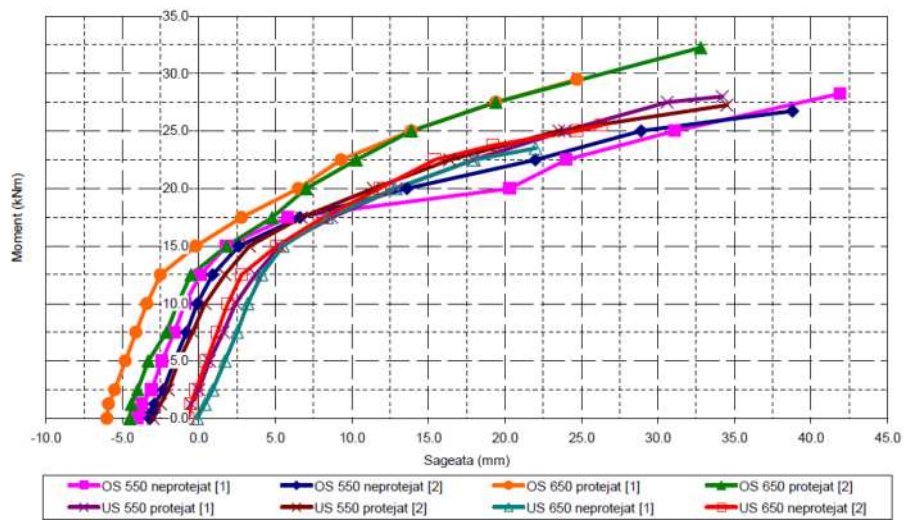


Fig.4 – Corrosione alle estremità delle travi.

Le armature hanno subito una perdita di sezione di alcuni punti percentuali, con un massimo prossimo al 6% nella trave nr.12. L'esame visivo ha mostrato l'attacco delle zone terminali (Fig.4) con propagazione della corrosione all'interno della trave e distacchi di calcestruzzo. I fili dei trefoli no presentavano rotture localizzate.

2.3 Risultati sperimentali – prove di carico a rottura

Le relazioni ottenute sperimentalmente tra carico (momento) e freccia sono mostrate in Figura 5a. Si sono verificate delle rotture anticipate in due travi, la n°11 e la n°12 in corrispondenza ad una freccia e un carico inferiori a quelli delle altre travi. La modalità di crisi per dieci travi è stata flessionale, con raggiungimento del momento a rottura in mezzeria. Le travi 11 e 12 hanno raggiunto la rottura per taglio-aderenza, con distacco del copriferro lungo un'ampia porzione dell'armatura (Figura 5b).



(a)



(b)

Fig.5– Relazioni momento-freccia sperimentali e modalità di rottura a taglio-aderenza.

3. ANALISI DEI RISULTATI

Nella modellazione è stata considerata la variazione della resistenza del calcestruzzo nel tempo secondo la formulazione dell'Eurocodice 2 [10], valutandone l'incremento a 25 e 27 anni.

Calcolo dei diagrammi momento-freccia teorici

Utilizzando un metodo di calcolo non lineare [2] è possibile ricostruire l'andamento della curva momento-freccia attraverso i punti che definiscono la risposta delle travi:

- A. Momento per cui si ha la prima fessurazione della sezione in mezzeria M_{cr} . (campo 1)
- B. Momento per cui si ha lo snervamento dei cavi di precompressione M_y . (campo 2)
- F. Momento ultimo della sezione M_{ru} .

Per ognuno di questi momenti è stata calcolata la curvatura e quindi con il metodo dei corollari di Mohr si è calcolato la freccia in mezzeria, ipotizzando la sezione fessurata tra i carichi e integra tra il carico e l'appoggio. Le seguenti tabelle riportano i dati ottenuti con questo modello.

trave	M_{cr} (KNm)	M_y (KNm)	M_r (KNm)	v_{cr} (mm)	v_y (mm)	v_u (mm)
1	9,27	17,74	24,08	0,53	14,62	41,24
2	9,27	17,91	24,30	0,53	14,64	41,32
3	9,13	17,69	23,95	0,72	15,76	42,81
4	9,13	17,52	23,87	0,72	15,73	42,83
5	9,89	18,62	25,36	0,42	13,65	38,63
6	9,89	19,07	25,95	0,42	13,72	38,78
7	9,93	18,98	25,89	0,43	13,71	38,63
8	9,94	18,80	25,65	0,43	13,69	38,58
9	9,75	18,66	25,52	0,57	14,71	39,97
10	9,75	18,53	25,35	0,57	14,68	39,89
11	9,75	18,44	25,23	0,57	14,67	39,86
12	9,75	17,77	24,37	0,57	14,54	39,51

Tabella 4 – Valori analitici di momento e freccia.

La trave n°11 non ha raggiunto il valore di momento corrispondente alla rottura flessionale. La rottura anticipata delle travi 11 e 12 è confermata anche dai valori teorici delle frecce in corrispondenza alla rottura sperimentale, confrontata con quella teorica calcolata.

Resistenza a taglio

Per il calcolo dei tagli resistenti si sono utilizzate le formule previste dalla normativa EC2 [10]:

$$V_{Rs} = z \cot(\theta) f_y \rho_w b d$$

$$V_{Rc} = f_{cd} b z \cot(\theta) \sin^2(\theta)$$

Dove:

z : braccio della coppia interna

f_y : tensione di snervamento delle staffe

ρ_w : rapporto geometrico d'armatura trasversale

b : base della sezione;

θ : inclinazione delle bielle di calcestruzzo;

d : altezza utile della sezione;

f_c : resistenza a compressione del calcestruzzo.

La V_R (resistenza a taglio della trave) è la minore tra le precedenti:

$$V_R = \min(V_{Rc}, V_{Rs})$$

I risultati di resistenze caratteristiche ottenuti considerando il valore di $\cot\theta = 1$ e 2.5 rispettivamente sono 21.1 e 52.6 kN. Tali valori corrispondono alle staffe con passo 15cm nella zona compresa tra appoggio e carico, dal lato del carico. La resistenza per la porzione di trave nella parte di trave interna sull'appoggio è però maggiore, a motivo della presenza di una delle staffe a passo 5cm in quella zona.

Il valore del taglio corrispondente alla rottura è noto dai dati sperimentali:

$$V = M / a$$

e fornisce valori corrispondenti alla effettiva rottura compresi tra 47.7 e 51.8 kN. Tali valutazioni indicano la possibilità di una rottura per taglio nella zona compresa tra appoggio e carico, in posizione spostata verso il carico, qualora si abbia l'inclinazione delle bielle compresse pari a 45 gradi. E' possibile ipotizzare una perdita di precompressione tale da ridurre l'angolo di inclinazione delle bielle. Infatti i diagrammi momento-freccia sperimentali mostrano un valore di contro-freccia iniziale molto bassa nei due elementi nr. 11 e 12 che raggiungono rottura a taglio.

Rottura per aderenza

Date le modalità del collasso si ipotizza una contemporaneità della rottura per taglio e aderenza [9]. L'analisi della rottura per perdita di aderenza è stata effettuata determinando quali siano i valori delle tensioni tangenziali di aderenza alla rottura tramite la forza di scorrimento. Il valore del taglio corrispondente alla rottura è noto dai dati sperimentali:

$$V = M / a$$

Successivamente si determina il valore della forza di scorrimento q per unità di lunghezza, che garantisce l'equilibrio tra corrente teso e corrente compresso:

$$q = V/z$$

Con i dati ottenuti si può quindi procedere al calcolo della tensione tangenziale media di rottura:

$$\tau_R = q / (A_{cavi} n_{cavi})$$

A_{cavi} : superficie laterale nominale del cavo.

Si ottengono per le travi la cui rottura avviene per taglio-aderenza valori minimi di τ_R di poco superiori a 7MPa. In questi elementi l'armatura era corrosa, come mostrato dalle misure di perdita di sezione e dalla immagine in Fig.5. Il distacco del copriferro alla rottura indica anche la presenza di fessurazione da spacco.

Per valutare la perdita di aderenza in seguito alla corrosione nelle armature e nei cavi si è calcolato un valore τ_R utilizzando la relazione proposta dall'EC2 [10] (usando simboli di normativa f_{bpt}):

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_l f_{ctm}$$

in cui:

η_{p1} : coefficiente legato al tipo di armatura e alle condizioni di aderenza al rilascio, nel nostro caso è 3.2

η_l : coefficiente dipendente dall'aderenza, nel nostro caso si assume pari a 1.

I risultati così ottenuti danno un massimo di 12.4MPa e un minimo di 10.9 MPa; per le travi 11 e 12 $f_{bpt} = 11.4$ MPa. È pertanto ragionevole supporre che la corrosione abbia ridotto la resistenza per aderenza di circa il 30%.

4. ANALISI NUMERICHE

Per l'analisi della risposta è stato utilizzato un modello numerico ad elementi finiti per travi in calcestruzzo armato precompresso [11].

L'analisi in stato piano di sforzo (Fig.5a) è effettuata con elementi ad 8 nodi per il calcestruzzo, elementi lineari monodimensionali a due nodi per le armature, ed elementi di interfaccia a quattro nodi per modellare l'aderenza acciaio-calcestruzzo.

I modelli dei materiali sono non lineari. Per il calcestruzzo viene utilizzato un modello a fessura ruotante, con uguali direzioni principali degli sforzi e delle deformazioni. Lungo le direzioni principali vengono implementate delle relazioni tra sforzo e deformazioni monoassiali equivalenti (Figure 5c-d) [12]. Le resistenze a

trazione e compressione del calcestruzzo sono ricavate da un involuppo di rottura illustrato in Figura 6e nel piano degli sforzi principali [13]. Nelle zone di trazione e compressione il modello prevede una riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo fessurato. La risposta a trazione del calcestruzzo è basata sull'energia di frattura del materiale, secondo il modello a bande fessurate per la regolarizzazione. L'energia di frattura è valutata seguendo il Model Code 90 [12].

Per l'interfaccia acciaio-calcestruzzo dell'armatura lenta viene usato il legame tra sforzo di aderenza e scorrimento proposto dal Model Code 90 [12] (Figura 6b). Il modello dell'acciaio è elasto-plastico con incrudimento.

La precompressione è modellata come una deformazione imposta ai cavi (Figura 7) ed una forza applicata all'estremità della trave. L'ancoraggio all'estremità dell'armatura pre-tesa al rilascio è modellato imponendo un valore di aderenza indicato da prove sperimentali per lo sfilamento di trefoli presollecitati lungo un tratto di lunghezza pari alla lunghezza di trasferimento. Lo spostamento all'estremità libera dell'armatura viene ridotto sino ad annullare la forza nell'acciaio in questo punto.

Per i parametri dei materiali, è stata usata la resistenza di aderenza stimata nella precedente sezione per la lunghezza di trasferimento dei trefoli, ed il valore prescritto dal Model Code 90 per il resto dell'armatura. Per le sezioni ridotte dalla corrosione sono stati usati i valori medi misurati.

L'analisi numerica ad elementi finiti della trave n.11 (Fig.8) mostra una buona corrispondenza con la risposta sperimentale in termini di relazione carico-freccia.

La rottura della trave avviene in corrispondenza della propagazione di una fessura diagonale (posizione $x=600$ mm in Figura). L'analisi degli sforzi e degli scorrimenti lungo l'armatura pre-tesa mostra lo scorrimento delle armature nella zona dell'ancoraggio per raggiungimento della massima resistenza di aderenza. È così confermata la rottura per taglio-aderenza.

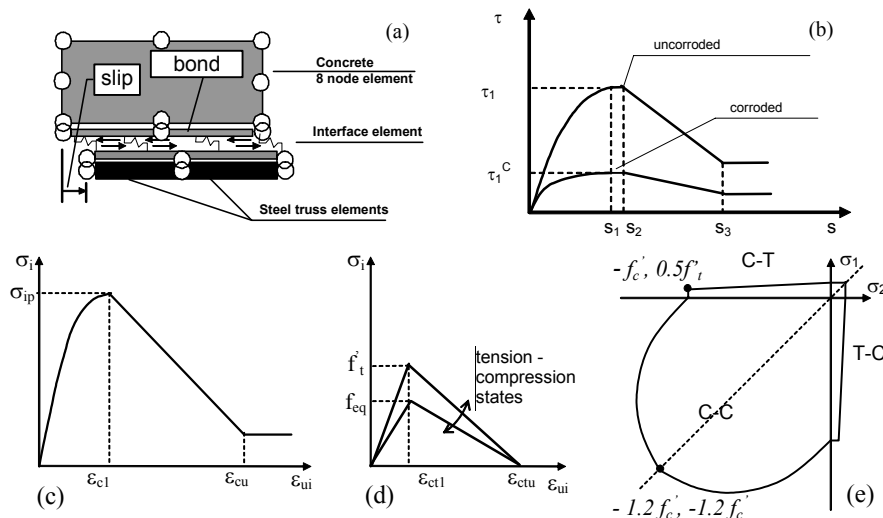


Fig.6 – Travi post-tese con fili aderenti e taglio dell'armatura di precompressione.

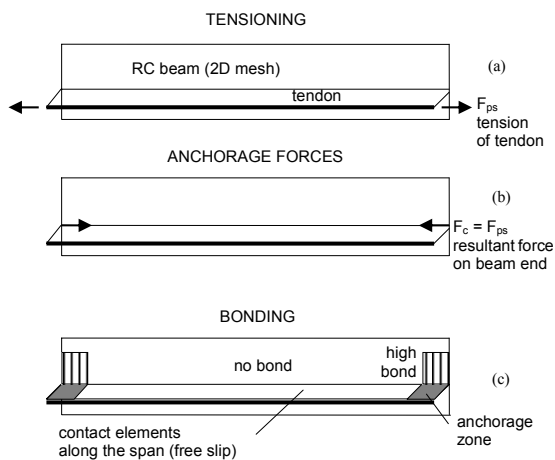


Fig.7 – Procedimento per simulare la precompressione.

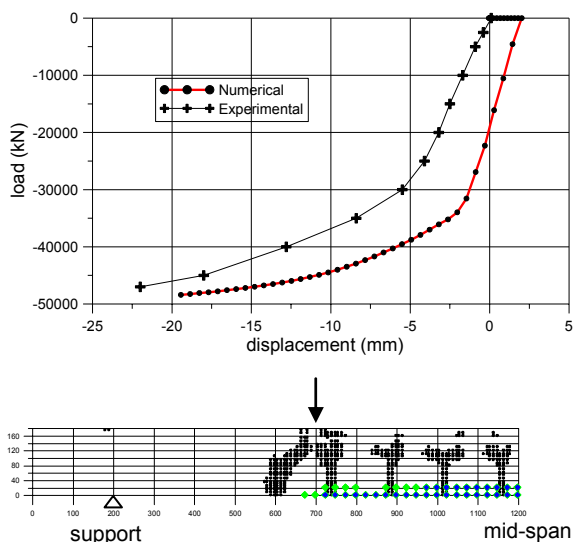


Fig.8 – Risposta della trave e fessurazione.



Fig.9 – Degradamento di una trave precompressa di un capannone.

5. CONCLUSIONI

Le prove sperimentali illustrano le condizioni di degrado di travi precomprese sottoposte a 25 anni di corrosione naturale. Le successive prove di carico su dodici travi hanno mostrato due casi di rottura per taglio accompagnato da distacco del copriferro e perdita di aderenza dei trefoli corrosi. L'evento critico osservato è stato interpretato con modelli analitici e numerici. Per i livelli di corrosione misurati, il fattore determinante nella modellazione è l'aderenza residua delle armature corrose, mentre le perdite di sezione sono quasi trascurabili. Condizioni di degrado simili a quelle dei campioni sperimentali si verificano anche nelle strutture esistenti (Fig.9). L'analisi evidenzia la necessità di considerare questa modalità di rottura nelle verifiche delle strutture precomprese a fili aderenti.

RINGRAZIAMENTI

L'autore ringrazia l'INCERC, filiale di Cluj-Napoca (Romania) ed il Prof. Calin Mircea, Univ. Technica Cluj per avere fornito i dati sperimentali. Parte delle analisi sono state svolte in collaborazione con gli Ingg. Canio Forliano, Gabriele Foresti ed Edoardo Radaelli, in sede di elaborazione della tesi di laurea.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Rinaldi, Z., Imperatore, S., Valente, C. (2010) "Experimental evaluation of the flexural behavior of corroded P/C beams" *Construction and Building Materials*, Volume 24, Issue 11, November, Pages 2267-2278
- [2] Castel A., Coronelli D., Vu, N.A., François R. (2011-a) "Structural response of corroded unbonded post-tensioned beams" *Journal of Structural Engineering, ASCE* (Accepted for publication)
- [3] Castel A., Coronelli D., François R. (2011-b) "Response of corroded prestressed beams with bonded strands" *Structures and Buildings*, Proceedings of Institution of Civil Engineers, Accepted for publication.
- [4] Lundgren, K., (2007) "Effect of corrosion on the bond between steel and concrete: an overview" *Magazine of Concrete Research*, 59, No.6, August, 447-461.
- [5] Mircea, D., Ioani, A., Filip, M., Pepenar, I., (1994) "Long term durability of reinforced and pre-stressed elements in aggressive environments" *ACI Materials Journal*, V.91, No2., March-April, pp.135-140.
- [6] Saetta, A., Vitaliani, V. (2005) "Coupled Experimental investigation and numerical modeling of carbonation process in reinforced concrete structures Part II. Practical applications, *Cement and Concrete Research*, 35, 958-967
- [7] Coronelli D., Gambarova P.G. (2004) "Structural assessment of corroding R/C beams: modelling

- guidelines" *ASCE Journal of Struct. Engrg*, Vol.130, No.8, August, 1214-1224.
- [8] François, R., Castel, A., Vidal, T. (2006) "A finite element for corroded Reinforced Concrete", *RILEM Materials and Structures*, vol. 39, n°5, pp. 569-582.
- [9] Regan, P.E., Kennedy Reid, I.L., (2010) "Assessment of concrete structures affected by delamination – 2", *Studies and Researches – V.30*, Graduate School in Concrete Structures – Fratelli Pesenti Politecnico di Milano, Italy
- [10] CEN (2001) "EUROCODE 2 – *Design of Concrete Structures*".
- [11] Coronelli D., Castel A., Vu N.A., Francois, R. (2009) "Corroded post-tensioned beams with bonded tendons and wire failure" *Engineering Structures*,.
- [12] CEB-FIP (1999) "CEB-FIP model code - Structural concrete. basis of design volume 2. Updated knowledge of the CEB-FIP model code 1990", July.
- [13] Coronelli D., Mulas M.G. (2006) "Modeling of shear behavior in reinforced concrete beams", *ACI Structural Journal*, V.103, No.3 May-June 2006, pp. 372-382.

I LAVORI DI CONSOLIDAMENTO E RISTRUTTURAZIONE DELLA CHIESA DI S. MARIA MAGGIORE IN FALVATERRA

David Crenca ¹

¹ Progettista e Direttore dei Lavori

SOMMARIO

Lo sviluppo dei nuovi materiali compositi ad elevate caratteristiche di resistenza elasticità e leggerezza portano ad un ampio utilizzo soprattutto nell'ambito delle ricostruzioni, ristrutturazioni ed adeguamenti delle strutture in c.a. ed in muratura. In Italia però la burocrazia degli enti approvatori (Genio Civile) e i costi elevati dei nuovi materiali spesso ostacolano e limitano il loro utilizzo. Ecco allora un esempio nel quale l'utilizzo del calcestruzzo strutturale e dell'acciaio per le operazioni di recupero di un edificio storico in muratura si rivela perfettamente idoneo allo scopo

SUMMARY

In a moment when the development of new composite materials with high elasticity, lightly and resistance, leads to used the new materials especially in reconstructions, renovations and adjustments of the existent structures. In Italy instead the bureaucracy of institutions approved and the high costs of new materials often hinder and limit their use.

Here then is an example in which the use of structural concrete and steel, for the recovery of a historic brick building, is perfectly fit for purpose

1 CENNI STORICI

La chiesa di S. Maria Maggiore in Falvaterra è una delle più antiche chiese presenti nell'area della valle del Sacco, in provincia di Frosinone. E' dedicata alla Maria Vergine Assunta in Cielo. L'antica chiesa, dedicata sempre alla Vergine, risale al XIV secolo, e fu edificata in ricordo di quella del V secolo, esistente nella distrutta città di Fabrateria. La chiesa subì un primo restauro ed ampliamento nel 1604, non conservando nulla dell'antica struttura ad unica navata in favore di una struttura "quadrata", a volta con quattro grandi archi che partivano da un pilastro al centro del tempio. Nel 1843 vennero avviati importanti lavori che durarono circa 60 anni e che portarono la chiesa ad assumere la configurazione attuale, con la creazione della navata centrale ed inglobando le restanti parti della chiesa verso sinistra e, verso destra, con la creazione della nuova navata. Il giorno 23 settembre 2010, festa del santo patrono S. Sosio Martire, si è festeggiato il centenario della sua edificazione e consacrazione, motivo per cui sono stati avviati i lavori qui descritti, grazie anche ad un contributo della Regione Lazio con la LR 27/90.

2 RIFERIMENTI PROGETTUALI DI INDIRIZZO

L'ambito culturale di indirizzo tecnico scientifico seguito per la progettazione ha considerato l'impostazione conservativa come la più corretta per la trasmissibilità del

bene architettonico. E le specifiche progettuali di intervento seguono tale filosofia.

La prima fase analitica è quindi la conoscenza geometrica e costruttiva della chiesa e delle strutture di elevazione. In particolare delle strutture voltate in muratura. Infatti la comprensione del funzionamento strutturale è strettamente legata all'approfondimento conoscitivo. Una parte molto importante quindi, prima di applicare gli interventi progettuali stabiliti, è stata l'indagine storico conoscitiva che ha permesso di ricostruire l'originaria impostazione architettonica dell'edificio e quindi di impostare correttamente gli interventi previsti. Nel caso specifico infatti le coperture della chiesa avevano subito un pesante rimaneggiamento a seguito del secondo conflitto mondiale che hanno causato lesioni alla struttura muraria sottostante (volte e muri portanti).

I lavori hanno riguardato interventi di consolidamento estradossale delle volte e delle murature sottotetto, di inserimento di catene in acciaio, e di rifacimento dei tetti.

Gli interventi di recupero sono stati svolti quindi utilizzando principalmente calcestruzzo strutturale ed acciaio.



Figura 1. Vista cantiere e aree di intervento

3 INTERVENTI DI RECUPERO DELLE STRUTTURE VOLTATE

Prima dell'inizio dei lavori le volte a botte, costituite da un antico conglomerato cementizio realizzato con materiali naturali "leggeri" come inerti (es: pomici, tufi), erano interessate da tre diverse situazioni che ne minavano la sicurezza.

In primo luogo dall'esistenza di diversi puntellamenti di emergenza che interessavano le travi lignee principali di copertura. I puntelli realizzati si opponevano alla deformazione delle travi ed erano ancorate sulla superficie di estradosso della volta attraverso delle tavole. Le volte, progettate per portare solo il proprio peso, ricevevano così parte del peso della copertura lignea, assolvendo ad un compito strutturale per il quale non erano state originariamente progettate.

In secondo luogo era da rilevare l'eccessiva presenza di diverso materiale di accumulo nel sottotetto e gravante anch'esso sulle volte, a costituire il cosiddetto rinfianco. Il rinfianco delle volte, entro certi limiti, può essere favorevole in condizioni statiche. Ma in condizioni dinamiche, quali quelle causate da un terremoto, produce sempre effetti negativi, aumentando le masse in gioco ed opponendosi al recupero delle eventuali deformazioni.

Infine sono state accertate significative lesioni che, benché riscontrate in punti dove le forze in gioco sulle strutture tendano ad esercitare le loro azioni, indicano comunque una perdita di capacità portante.

Il ripristino di una situazione di sicurezza per le volte si è concretizzato attraverso la realizzazione degli interventi previsti nella progettazione esecutiva, di seguito descritti :

1. un rifacimento globale del manto e della struttura di copertura, ripristinando l'originario comportamento strutturale delle volte e del sistema globale costituito da coperture - volte - murature - archi di scarico; l'impermeabilizzazione eseguita sulle coperture ha inoltre eliminato le infiltrazioni, cause di ulteriore degrado delle volte e delle murature da decenni;

2. esautorare le volte eliminando il materiale di accumulo così come i vari puntellamenti;
3. procedere con un consolidamento estradosale effettuato mediante:
 - puntellamento delle volte;
 - accurata pulizia dell'estradosso;
 - perforazioni con trapano del diametro 10-14mm dei conci murari per una profondità di 100 mm in ragione di n. 4 per metro quadrato (minimo);
 - pulizia dei fori;
 - colatura nei fori di adesivi epossidici ed inserimento nei fori di perni (barre ad aderenza) con sagoma "ad L" di diametro 6-8mm;
 - posizionamento di rete metallica elettrosaldata FeB 44K a maglia 15x15cm (massimo) e diametro 8mm (massimo); la rete è stata rivoltata sulle pareti portanti e verticali per una estensione non minore di 50cm;
 - getto strutturale di calcestruzzo dello spessore di 60-80mm (massimo), di classe 35 N/mm², realizzato con inerti a granulometria fine (diametro max 15mm);
4. intervenire con un nuovo ma attento e localizzato intervento di rinfianco delle volte, eseguito con un cls di classe minima Rck 300 daN/cm²;
5. miglioramento della capacità portante (riduzione componenti di spinta orizzontale) della volta attraverso la sostituzione e/o verifica delle catene (tiranti) con nuove in acciaio tipo Fe 430 del diametro minimo di 30mm.

Con gli interventi suddetti è stata migliorata la capacità portante delle volte che, insieme a due diversi e complementari interventi di riqualificazione delle murature, di seguito descritti, concorrono congiuntamente sia ad una migliore capacità portante in generale che ad una migliore risposta alle sollecitazioni sismiche dell'intero edificio.

Per eseguire le suddette opere è stato necessario puntellare tutte le volte della chiesa.





Figure 2-7. Interventi di consolidamento delle volte

4 INTERVENTI DI RECUPERO DELLE MURATURE

Le pareti in muratura sono l'elemento portante principale della struttura.

Il loro comportamento strutturale e grado di sicurezza, prima degli interventi, è stato valutato in relazione ai carichi verticali di progetto, considerando il peso del nuovo tetto da realizzare, e tenendo conto delle azioni orizzontali conseguenti alle azioni sismiche, cui deve essere assoggettata secondo le nuove norme.

Infatti lo stato della muratura, almeno in alcuni punti ben localizzati, ha imposto una serie di riflessioni.

I muri esistenti sono stati realizzati con pietrame naturale, definibile come calcare compatto, posto in opera in strati non troppo regolari.

Sin dalle fase progettuale, la malta presente negli elementi murari è stata classificata nella categoria M4 (DM 20/11/87) e quindi con resistenza caratteristica pari a circa 25 Kg/cm². Pur potendo caratterizzare la muratura con una resistenza caratteristica pari a circa 35 Kg/cm², è evidente che:

- per il tempo trascorso dalla sua prima realizzazione e il conseguente degrado dei materiali;
- per le "manomissioni" che hanno subito negli anni le strutture;

ci è sembrato prudente procedere con un preciso intervento di riqualificazione in modo da elevare la resistenza caratteristica.

Sono stati quindi previsti con la progettazione esecutiva e di conseguenza realizzati due diversi e complementari interventi di consolidamento strutturale e di riqualificazione delle murature, ai fini di un aumento delle loro capacità portanti:

1. consolidamento delle murature in pietrame lesionate e fessurate, per le sole porzioni sottotetto interne (non in vista) delle murature, nel seguente modo:
 - "intonaco armato" di parete, eseguito su una sola faccia o su entrambe nel caso dei muri di spina centrali delle due navate centrali, mediante l'applicazione di rete elettrosaldata del diametro minimo di 5 mm di acciaio FeB 44K a maglie quadrate di 100x100 mm; l'applicazione di intonaco di malta cementizia antiritiro a 300 kg di cemento per metro cubo di sabbia, di spessore minimo 40/50 mm;
2. revisione e restauro del paramento in pietra, nelle porzioni esterne (in vista) delle murature, nel seguente modo:
 - scarnitura delle vecchie malte ammalorate con l'onere della salvaguardia dei tratti in buono stato di conservazione; successivo lavaggio e spazzolatura con spazzole di saggina; stuccatura delle connessioni con malta additivata con resina acrilica per maggior tenuta anche negli strati esigui; spazzolatura finale.

Gli interventi suddetti, in linea con gli indirizzi tecnico scientifici alla base del progetto esecutivo approvato e depositato presso gli uffici provinciali del Genio Civile di Frosinone, sono stati il più possibile conservativi ed appropriati alle malte originari; non sono stati eseguiti in

maniera diffusa, bensì localizzata e congiuntamente agli altri interventi di consolidamento previsti.

I suddetti interventi del tipo “intonaco armato di pareti” si sono eseguiti soltanto sulle murature presenti nella zona tra il tetto e l’estradosso delle volte, quindi in zone non “in vista”.



Figure 8-9. Interventi di consolidamento delle murature

Infine si sono limitati allo stretto necessario gli interventi di consolidamento delle murature, già previsti in fase di progettazione esecutiva, da eseguirsi con:

- perforazioni fino ai 2/3 dello spessore del muro, eseguita con mezzo a semplice rotazione, del diametro compreso tra 30 e 40mm;
- lavaggio con acqua del perforo;
- iniezione con malta di cemento tipo 425 con rapporto acqua cemento 0,5 ed 1, additivata con fluidificanti, con agenti espansivi e con adesivanti elastomerici resistenti alla saponificazione alcalina;
- inserimento di barra di acciaio alettato FeB 44 K del diametro di 14mm, più corta del foro di circa 40mm per permettere la sigillatura; successiva sigillatura dei fori.

Infatti da attente valutazioni si è ritenuto che questi interventi fossero eccessivamente invasivi per le murature cui eseguirsi.

Tali interventi si sono quindi eseguiti solo ove si sono ritenute necessarie operazioni di cucitura per via di evidenti lesioni nelle murature, come nella parte posteriore esterna della chiesa.

Inoltre in corso d'opera si è constatato per la parete retrostante della chiesa un principio di ribaltamento, che ha necessitato la progettazione e l'inserimento di catene in barre di acciaio con i relativi capochiave costituiti da piastre in acciaio quadrate, con opportuni irrigidimenti lungo le diagonali per consentire una più uniforme distribuzione dello sforzo. L' inserimento di queste catene è avvenuto congiuntamente al consolidamento estradosale della volta principale, inserendo tali catene nei getti stessi.

5 INTERVENTI DI RECUPERO COMPLEMENTARI

Tra gli interventi di recupero strettamente correlati a quelli di consolidamento delle volte e delle murature, c'è chiaramente il rifacimento dei tetti, di ampia superficie,

Il rifacimento del tetto è stato effettuato nel rispetto dei seguenti principi:

- rispetto del principio di recupero architettonico e conservativo;
- mantenimento e ripristino del sistema architettonico e del comportamento strutturale originario;
- aumento dei carichi il più possibile contenuto;
- raggiungimento di migliori prestazioni in quanto a protezione delle strutture sottostanti.

Alla luce di tali considerazioni, la nuova copertura è stata realizzata anche con l'introduzione di:

- tavolato in legno di conifera sezione 2,5 cm;
- doppia guaina di impermeabilizzazione, la seconda del tipo ardesiata;
- manto di copertura con i coppi di recupero, all'uopo precedentemente accantonati a piè d'opera, ed i contro coppi totalmente di nuova fornitura.
- orditura principale: travi in legno lamellare di conifera sezione rettangolare variabile, con sezione minima di 16x20 cm;
- arcarecci: travi in legno di conifera sezione 10x10 cm.

In considerazione dello stato di degrado in cui versavano le murature perimetrali dell'edificio, ed in considerazione sia di un rinforzo strutturale che della necessità di migliorare la ripartizione uniformemente distribuita dei carichi gravanti dal tetto, sia in condizioni statiche che, soprattutto, dinamiche, come la cosiddetta spinta della copertura, a scopo cautelativo e di conservazione dell'edificio, si è eseguito un cordolo in cls armato perimetrale. Tale cordolo è stato eseguito internamente rispetto al paramento murario esterno, in calcestruzzo armato con resistenza caratteristica Rck 30 N/mm², armatura minima in acciaio costituita da n. 4 barre da 14 mm e staffe da 8 mm ogni 20 cm; di dimensioni massime 30 cm di spessore e 20 cm di altezza, proporzionalmente alle dimensioni delle murature esistenti, e comunque mai superiore a 2/3 dello spessore delle murature esistenti.

Dove non vi erano murature per cui non è stato possibile eseguire un cordolo in cls, per la chiusura del cordolo in cls in modo perimetrale, si è posizionata una barra in acciaio FeB 44K di diametro 30 mm; nei punti di inserimento della stessa nel cordolo in cls la staffatura è stata realizzata con passo 10 cm per almeno 100 cm. Nel nostro caso si è trattato quindi di realizzare il cordolo su tre lati ed una catena sul quarto lato,

ciò sia per il tetto delle due navate laterali che di quella principale.

Inoltre, per non indebolire le murature esistenti, per le soli travi principali, in luogo del semplice inserimento delle stesse travi nelle murature o nel suddetto cordolo perimetrale in cls, si sono realizzate e posizionate delle cuffie in acciaio di spessore minimo $s=5\text{mm}$, ove le stesse travi sono state poi alloggiare.

Infine a completamento delle nuove coperture l'esecuzione di un cornicione del tipo antico ("romanella") costituito da n. 2 filari di coppi allettati con malta, caratteristico dell'architettura locale, necessario anche ai fini di ripristino di quanto demolito ai fini sicurezza.



Figure 10-16. Interventi di recupero complementari

TECNICHE DI RINFORZO DI IMPALCATI IN C.A.P.

Lucio Della Sala¹, Rosario Cerone²

1 Dipartimento di Strutture, Geotecnica e Geologia applicata all'Ingegneria, Università della Basilicata, Potenza

2 libero professionista, Melfi (PZ)

SOMMARIO

Un fenomeno sempre più comune che riguarda le strutture dei ponti con impalcati in c.a.p. è la riduzione dello sforzo di precompressione conseguente al degrado ed alla corrosione dei cavi. Questo problema è spesso determinato dall'insufficienza del copriferro che espone i cavi alle ingiurie degli agenti esterni. La presente memoria espone una tipologia di intervento di precompressione esterna eseguito su travi in c.a.p. fortemente danneggiate del viadotto "Fiumara di Tito" sul R.A. 005 Sicignano-Potenza in Basilicata. In primo luogo sono descritte le indagini diagnostiche e conoscitive condotte con l'obiettivo di stimare la precompressione residua; in particolare sono state eseguite prove di rilascio sul calcestruzzo e prove di detensionamento sull'acciaio da c.a.p. Le prime sono consistite nell'estrazione di carote in calcestruzzo preventivamente strumentate con strain-gauges mentre le seconde sono state condotte incollando strain-gauges miniaturizzati su singoli fili di trefoli campione ed eseguendo un taglio del filo strumentato. Successivamente vengono illustrati alcuni dettagli dei lavori eseguiti e delle fasi di tiro dei cavi che sono state opportunamente monitorate con strain-gauges incollati sulla superficie delle travi riparate e con la misura degli spostamenti verticali a mezzo di livelli ottici di precisione. Il collaudo finale dei lavori di riparazione è stato condotto mediante ordinarie prove di carico statico.

SUMMARY

A common problem involving existing prestressed concrete bridge structures is the reduction of internal stresses induced by the corrosion of the steel strands within the beams. This is often caused by insufficient concrete cover that brings the cables to be exposed to external agents for a long time. This paper explains some repairing works, consisting in external prestressing, executed on high damaged prestressed beams of the viaduct "Fiumara of Tito" on the highway RA005 Sicignano-Potenza in Basilicata. First of all are described the assessment procedures that have been performed with the aim of evaluating the residual prestressing stress acting both on concrete and tendons. In particular, the tests on concrete have been carried out by extracting cores which have been previously instrumented with strain-gauges; in a similar way, the strands were tested by gluing a micro strain-gauge on a singular wire of a strand and cutting the wire itself. Then are illustrated some details of the repairing works and the tensioning procedure of the external cables that has been opportunely monitored by strain-gauges, load cells and by measuring the vertical deflections. The validation of the repairing works was finally performed by static load acceptance tests. Have been evaluated the effects due to the loss of internal prestressing and the modifications of the tensional field in concrete from the transient phase to the final conditions after the works. At the last are described the final tests performed on the structures with the aim of validate the repairing works.

1. INTRODUZIONE

La presente memoria si riferisce all'insieme di attività eseguite sulle strutture di impalcato del viadotto "Fiumara di Tito", ubicato sul raccordo autostradale R.A. 005 Sicignano-Potenza in Basilicata, gestito dal Compartimento A.N.A.S. di Potenza.

La struttura, costruita agli inizi degli anni '70, risultava affetta da avanzate condizioni di degrado che riguardavano molti elementi, ed in particolare le travi di impalcato in c.a.p.. La presenza di un diffuso stato di fessurazione unita all'esposizione prolungata agli agenti atmosferici ed a sostanze aggressive ha innescato e favorito la parziale corrosione dei cavi di precompressione che ha determinato

una progressiva riduzione di capacità portante delle travi e quindi dell'efficienza complessiva della struttura.

In una prima fase di indagini sono state eseguite numerose prove sperimentali, tra le quali: prove di compressione sul calcestruzzo e sugli acciai per qualificare i materiali, video ispezioni dirette sui trefoli dei cavi da precompressione per indagare sul loro stato di conservazione, misure estensimetriche eseguite sia sul calcestruzzo che sui fili dei trefoli per controllare lo stato di precompressione effettivamente presente in opera.

Sulla scorta dei risultati delle prove in sito eseguite è stato possibile progettare l'intervento di consolidamento finalizzato al ripristino delle originarie caratteristiche prestazionali delle travi. Detto intervento consiste

nell'applicazione di cavi esterni presollecitati in acciaio armonico e di nastri di fibre di carbonio che sono stati incollati all'intradosso del bulbo inferiore delle travi.

Il controllo dell'esito dei lavori di rafforzamento è stato eseguito mediante ordinarie prove di carico statico.

2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Il Viadotto è costituito da due strutture distinte e separate a realizzare le due carreggiate della statale SS. 407 ciascuna costituita da una successione di ventuno campate di cui quattordici poggiate su tredici pile di diversa altezza e tipologia e su due spalle.

In particolare nella zona centrale ed in corrispondenza della massima depressione della valle attraversata, sei pile sono a stampella con fusto unico di altezza variabile tra 40 e 108 m dal fondo valle; dalla loro sommità aggettano, due per ogni senso di marcia, quattro sbalzi simmetrici di circa 16 metri sulle cui estremità poggiano impalcati a due travi.



Figura 1 - Viadotto Fiumara di Tito

Le pile rimanenti sono pile gemelle a sostegno di impalcati sempre a due travi e di pari luce (Fig. 1).

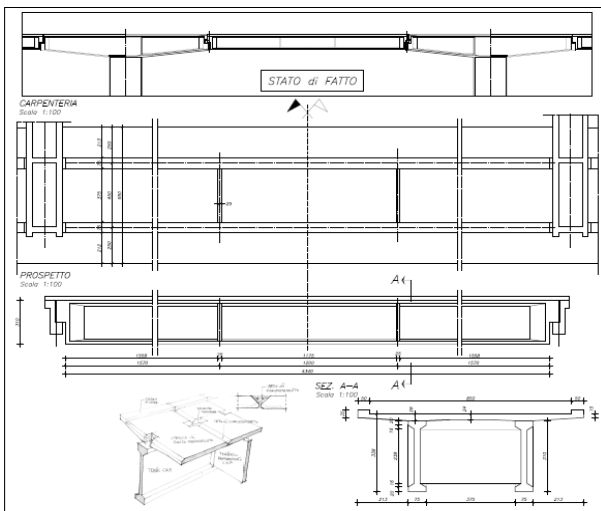


Figura 2 - Campata tipo

La luce delle travi tampone è di 44.5 m mentre la larghezza fuori tutto della singola carreggiata è di 9.5 m. Ciascuna campata è costituita da due travi in c.a.p. sulle quali

poggia la soletta di impalcato prefabbricata che risulta collegata alle travi stesse, in corrispondenza di opportune tasche, mediante idonea staffatura.

Le travi, mutuamente connesse da due traversi intermedi oltre quelli di testata, presentano altezza costante pari a 3.1 m e poggiano sulle estremità dei cantilever mediante selle Gerber (Fig. 2).

Ciascuna trave risulta presollecitata attraverso otto cavi disposti su tre registri (4+3+1) (Fig. 6). Ciascun cavo risulta composto da 12 ovvero 16 trefoli da 0.5" per un'area complessiva di acciaio da precompressione di circa 107.9 cm². I cavi sono stati originariamente tesati ad una tensione di esercizio di circa 1.000 MPa.

3. STATO DI DANNO

Uno stato di diffusa fessurazione del calcestruzzo e l'esposizione prolungata agli agenti atmosferici ed alle sostanze aggressive, in particolare i sali, hanno innescato e favorito la corrosione dei trefoli da precompressione che ha portato ad una progressiva riduzione della capacità portante degli impalcati.

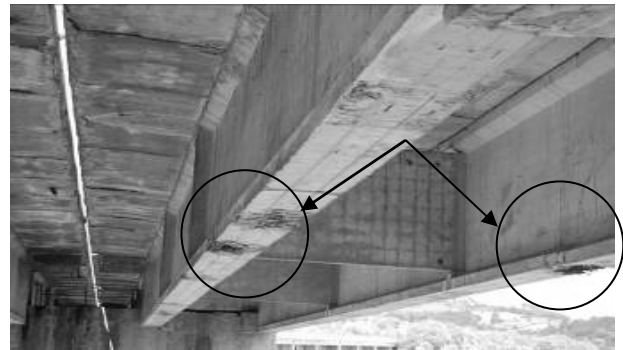


Figura 3 - Stato di danno all'intradosso delle nervature

I danni maggiori sulla carreggiata sud risultavano localizzati in genere nella mezzeria delle travi della corsia di marcia delle campate 5-6-8-9-10-13 e sulla trave lato corsia di sorpasso della campata 14, mentre la gran parte delle altre travi mostravano una più o meno sensibile riduzione della precompressione.

Come mostrato nelle Figure 3-4, i cavi maggiormente danneggiati per corrosione risultavano, in genere, quelli del primo registro con una interruzione dei trefoli in almeno il 50% dei fili.



Figura 4 - Corrosione dei trefoli

4. RILIEVI E DIAGNOSTICA

Sulle travi degli impalcati della carreggiata Sud sono stati eseguiti numerosi test finalizzati ad accertare lo stato di efficienza delle strutture, con particolare riguardo all'integrità dei cavi ed alla entità della precompressione residua.

Dapprima sono stati eseguiti rilievi e specifiche misure necessarie all'identificazione del tracciato dei cavi usando apparecchiature ad induzione magnetica e radar. Il risultato di tale indagine è mostrato in Figura 5.

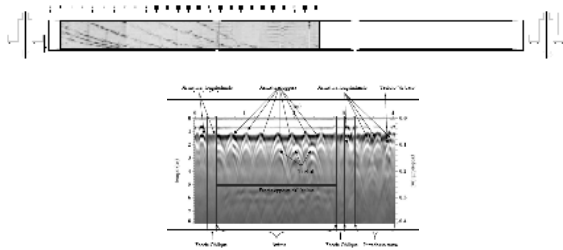


Figura 5 - Tracciato dei cavi

Successivamente è stata condotta l'ispezione visiva a campione dei cavi; sono state controllate varie travi in differenti sezioni impiegando anche un endoscopio digitale flessibile. In molti casi i trefoli sono stati trovati in buono stato di conservazione ma spesso è stata rilevata la totale assenza di malta di iniezione (Fig. 6).

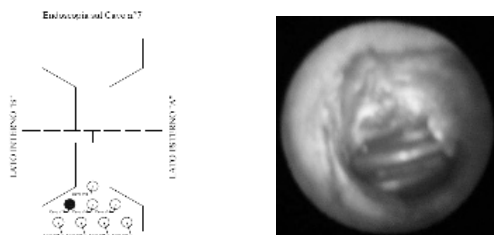


Figura 6 - Video ispezione con endoscopio

Per valutare le tensioni nel calcestruzzo indotte dall'attuale stato di sollecitazione e dalla precompressione residua sono state eseguite una serie di prove di rilascio. La sperimentazione ha riguardato sia le travi danneggiate che quelle in buono stato di conservazione; le misure sono state eseguite in varie sezioni ed in particolare in mezzera ed ai quarti della luce.



Figura 7 - Prova di rilascio sul calcestruzzo

La prova di rilascio consiste nell'installazione di una rosetta di estensimetri che viene incollata sulla superficie del calcestruzzo nel punto di misura individuato e nella successiva estrazione di una carota con asse passante per il centro della rosetta.

Il taglio del calcestruzzo produce il rilascio dello stato tensionale nel materiale che viene misurato in modo indiretto attraverso gli estensimetri della rosetta.

Le tensioni presenti localmente nel calcestruzzo vengono calcolate moltiplicando le deformazioni conseguenti al rilascio, cambiate di segno, per il modulo elastico del calcestruzzo che, nel caso specifico, è stato stimato in circa 30.000 MPa attraverso opportune prove di laboratorio.

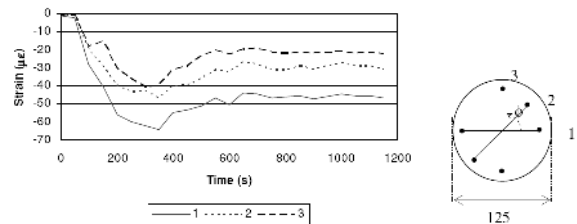


Figura 8 - Tipico diagramma ottenuto in una prova di rilascio

La Figura 7 mostra la tipica configurazione di una prova di rilascio sul calcestruzzo. La rosetta estensimetrica, composta da tre estensimetri resistivi, misura le deformazioni conseguenti al taglio della carota di calcestruzzo. Nella medesima figura si può notare il piccolo foro passante, in cui sono inseriti i fili elettrici di collegamento alla centralina di acquisizione, che permette di eseguire il carotaggio senza interruzioni nelle misure. Un quarto estensimetro, contrassegnato con (R), non visibile nella figura ma incollato nelle vicinanze del punto di prova, è stato utilizzato per il controllo del fattore temperatura. In Figura 8 sono mostrati i risultati di una prova.

Le basse deformazioni rilevate, come quelle indicate nella citata Figura 8, indicano la presenza di tensioni di compressione all'intradosso delle travi dell'ordine di 1.5 MPa. Tale situazione, abbastanza diffusa sulle travi del viadotto in questione, indica la presenza di importanti cadute di tensione nei cavi e, quindi, di una carente precompressione residua nelle travi.

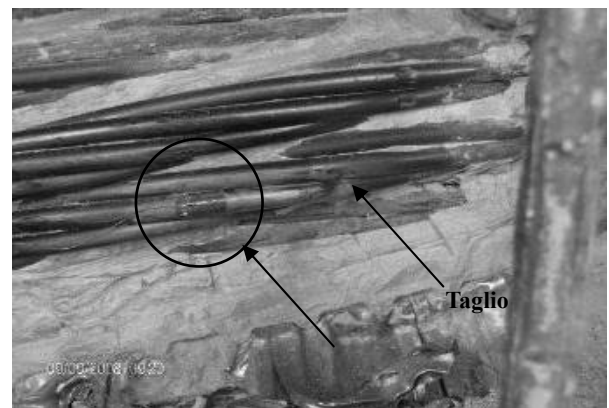


Figura 9 - Prova di detensionamento sui trefoli

Le prove di rilascio tensionale hanno riguardato anche i trefoli di acciaio armonico per la stima del tiro residuo nei cavi. Tali prove, più propriamente note come *prove di detensionamento*, consistono nell'incollaggio di un micro estensimetro resistivo su un singolo filo di un trefolo del cavo e nel successivo taglio del filo stesso, eseguito con la massima cura al fine di non danneggiare i fili adiacenti (Fig.9). La tensione di trazione è così calcolata moltiplicando l'accorciamento specifico misurato per il modulo di Young dell'acciaio ($E_s=210.000$ MPa).

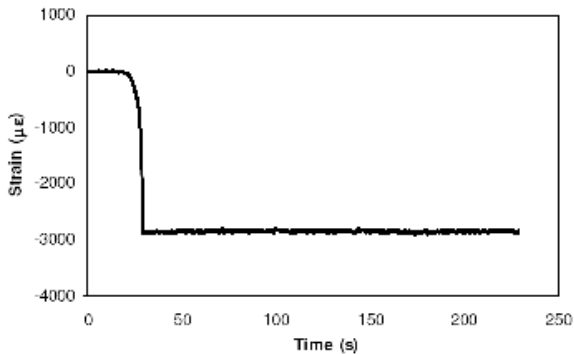


Figura 10 - Tipico diagramma di una prova di detensionamento su un filo di acciaio

La situazione mostrata in Figura 10 è abbastanza frequente sulle travi investigate. La deformazione misurata di circa $3.000 \mu\epsilon$ corrisponde ad una tensione residua nel cavo di circa 600 MPa. Tale valore è notevolmente inferiore rispetto alla tensione di progetto fissata in circa 1.000 MPa.

5. SISTEMA DI RINFORZO

Il sistema di rinforzo progettato consiste nella applicazione di cavi esterni scorrevoli posizionati sulle facce laterali delle travi interessate diversificandone il numero (2 o 4) in funzione dello stato di danno oltre che della ubicazione dello stesso lungo l'asse della trave (Figg. 11 e 12).

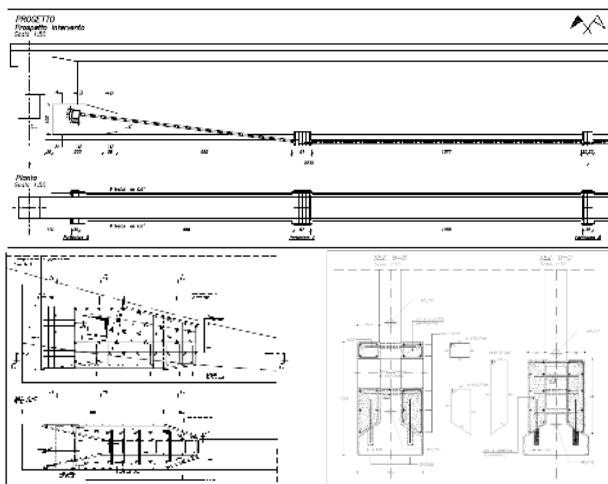


Figura 11. a - Rinforzo con 2 cavi – traversa in acciaio

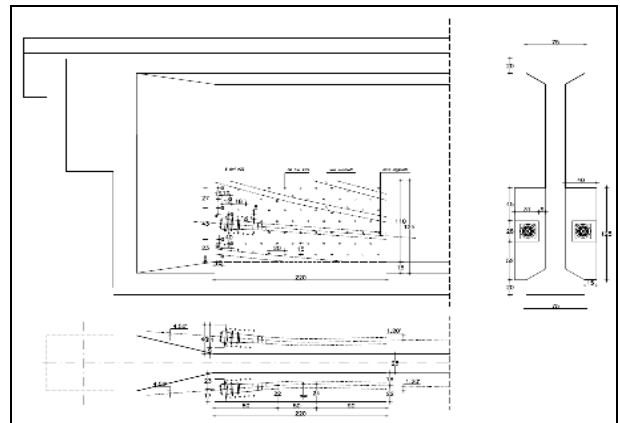


Figura 11. b - Rinforzo con 2 cavi – contrasto in c.a.

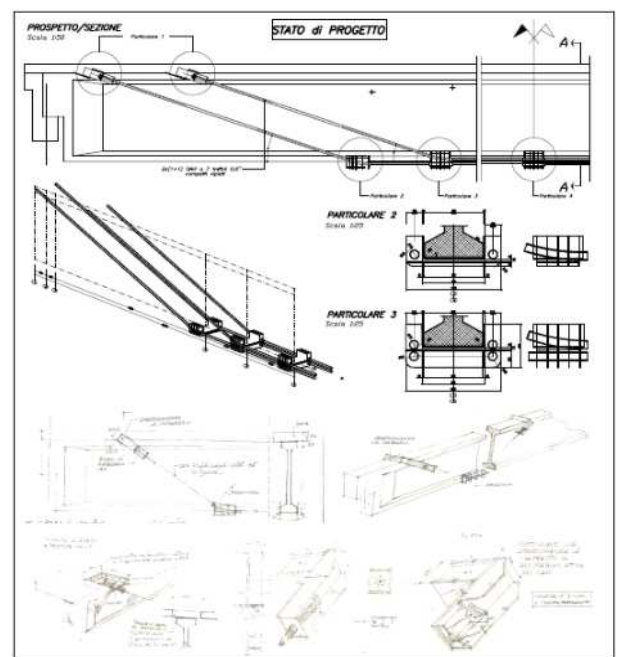


Figura 12 - Rinforzo con 4 cavi – Dettagli di progetto

I cavi, ciascuno composto da nove trefoli per una sezione complessiva di $12,51 \text{ cm}^2$, sono stati tesi a circa 500-600 MPa in modo da ripristinare lo stato originario di sollecitazione interna e, conseguentemente, le previste caratteristiche prestazionali delle travi.

Nei casi di maggior danneggiamento, l'intervento è stato completato dall'applicazione di nastri di fibre di carbonio sia all'intradosso del bulbo inferiore che sulle facce laterali delle travi.

Nelle immagini successive (Figg. 13.a, b, c) è mostrato il dettaglio delle apparecchiature di ancoraggio dei cavi aggiuntivi posizionate in prossimità delle due estremità di ciascuna trave oggetto di intervento.

In particolare, per le travi consolidate mediante quattro cavi rialzati in soletta, questi ultimi sono stati ancorati su traverse in acciaio zincato a caldo che hanno trovato contrasto sul bulbo superiore delle travi stesse (Fig. 13.a);



Figura 13.a - 4 Cavi esterni - ancoraggio in soletta

per le travi rinforzate con coppie di cavi ancorati in prossimità delle testate, il contrasto è stato realizzato sia con traverse in acciaio analoghe a quelle sopra citate (Fig. 13.b) sia con blocchi in calcestruzzo a stabilità volumetrica adeguatamente ancorati mediante chiodatura all'anima della nervatura esistente (Fig. 13.c).



Figura 13.b - 2 Cavi esterni - traversa di contrasto in acciaio



Figura 13.c - 2 Cavi esterni - contrasto in c.a.

Tutte le zone di ancoraggio delle traverse in acciaio sono state preventivamente consolidate e rinforzate realizzando cuscinetti di ripartizione eseguiti con calcestruzzi fibrorinforzati ad alta resistenza in modo da garantire un'ideale diffusione degli sforzi applicati fortemente concentrati.

Ciascuna traversa è stata progettata per ancorare una singola coppia di cavi identici ugualmente sollecitati. La Figura 14 mostra il dettaglio dei dispositivi di deviazione del tracciato dei cavi lungo l'asse delle travi. Tutti i pezzi sono stati realizzati in acciaio zincato a caldo.

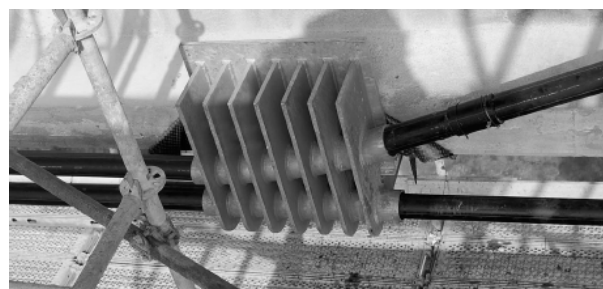


Figura 14 - Dettaglio di un deviatore

La procedura di tesatura dei cavi esterni aggiunti è stata studiata e calibrata su ciascuna trave in modo da incrementare progressivamente lo stato di precompressione fino ad un opportuno valore compatibile con le caratteristiche proprie della membratura.

6. CONTROLLO DELLA TESATURA

Le fasi di tesatura dei cavi esterni aggiunti sono state opportunamente monitorate per controllare che la risposta della struttura risultasse conforme alle previsioni progettuali. Ciascuna trave è stata strumentata per misurare le variazioni tensionali di compressione nel calcestruzzo e gli spostamenti verticali in mezzera.



Figura 15 - Tesatura dei cavi e cella di carico

Per quanto attiene alle misure estensimetriche, gli strain gages sono stati installati in prossimità dell'intradosso e dell'estradosso della trave (Fig. 16) dove le variazioni dello stato di precompressione risultano maggiormente rilevanti.



Figura 16 - Estensimetri incollati sulla superficie della trave

La forza effettiva applicata attraverso i cavi esterni è stata misurata direttamente interponendo tra la testata di ancoraggio e le traverse una cella di carico anulare (Fig. 15).

Gli spostamenti verticali in corrispondenza della sezione di mezzeria sono stati rilevati a mezzo di un livello elettronico di precisione Trimble DiNi12 e aste invar.

Nella Figura 17, a titolo di esempio, è rappresentato l'andamento degli spostamenti verticali (verso l'alto) della trave della campata 9 in funzione del tiro F dei cavi esterni.

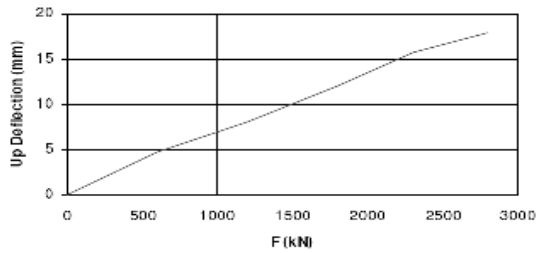


Figura 17 - Trave 9 - Spostamenti verticali durante la tesatura

Le celle di carico, opportunamente protette ed annegate nel getto di chiusura delle tasche in soletta, sono state strumentate per il controllo nel tempo delle eventuali cadute di tensione nei cavi esterni per effetto del creep del calcestruzzo.

7. PROVE DI CARICO

Al termine dei lavori il comportamento delle travi rinforzate è stato verificato mediante ordinarie prove di carico statico.



Figura 18 - Autocarri durante una prova di carico

Ciascuna trave è stata assoggettata al carico di otto autocarri da 350 kN disposti su due corsie (Figg. 18-19).

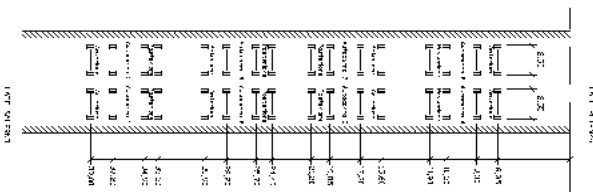


Figura 19 - Schema di carico

Per le misure di deformazione del calcestruzzo sono stati utilizzati gli stessi estensimetri installati per il controllo delle fasi di tesatura.

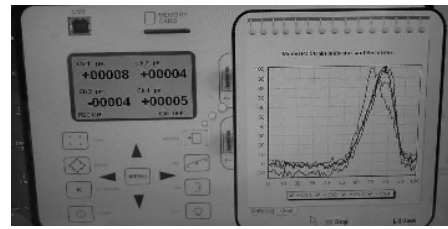


Figura 20 - Misure estensimetriche sotto carico

Gli spostamenti sono stati misurati, per mezzo di livelli ottici di precisione, in corrispondenza delle sezioni di appoggio, ai quarti della luce ed in mezzeria. Le attrezzature impiegate sono le stesse di quelle prima descritte.

La freccia netta massima misurata in mezzeria della trave oggetto di intervento è risultata compatibile con quella teorica calcolata assumendo per il calcestruzzo il citato valore di 30.000 MPa.

In Figura 21 è rappresentato l'andamento dello spostamento della trave riparata della campata 9 in funzione del carico totale applicato.

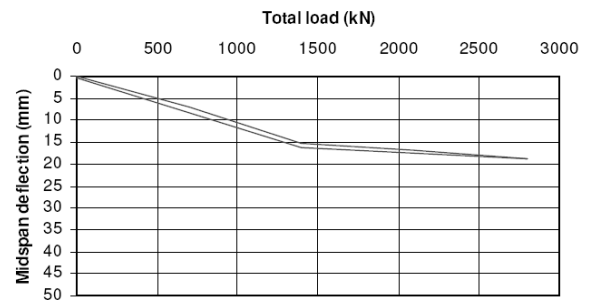


Figura 21 - Prova di carico della campata 9, trave della corsia di marcia: Diagramma carico totale-spostamento.

Si può osservare il basso valore dell'isteresi, confermando il buon comportamento elastico lineare complessivo della nervatura. Per verificare l'efficacia dell'intervento di riparazione e rafforzamento sono stati effettuati alcuni confronti tra i risultati di alcune prove eseguite prima e dopo i lavori.

In Figura 22 sono riportati i due diagrammi delle frecce in mezzeria della trave lato corsia di marcia della campata 2 in funzione del carico totale applicato.

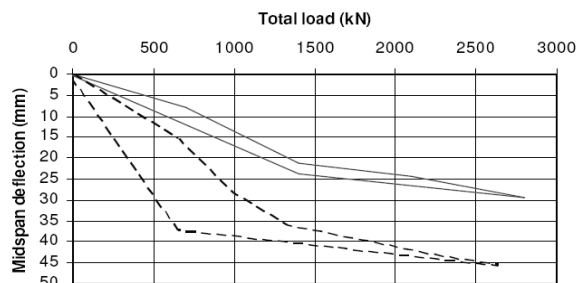


Figura 22 - Campata 2, trave della corsia di marcia - Confronto delle frecce in mezzeria prima e dopo l'intervento

La linea tratteggiata è relativa allo stato danneggiato prima dell'intervento. Come è possibile osservare lo stato fessurato delle sezioni della trave determina una più alta deformabilità ed un più marcato comportamento isteretico. Ciò conferma che l'applicazione dei cavi esterni ha drasticamente ridotto il valore delle tensioni di trazione all'intradosso e, di conseguenza, la fessurazione delle travi.

Le Figure 23-28 mostrano gli impalcati dopo i lavori di riparazione effettuati utilizzando le tipologie di intervento, a due o quattro cavi rialzati, sopra descritte.



Figura 23 – Carreggiata Sud - Trave n. 2: contrasto in acciaio



Figura 24 – Carreggiata Sud - Trave n. 2: vista dal basso

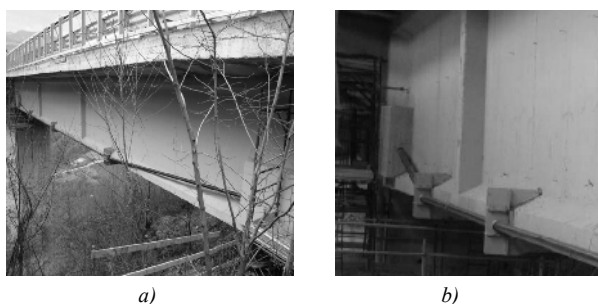


Figura 25 – Carreggiata Nord - Trave n. 1: contrasto in c.a.



Figura 26 - Cavi esterni e rinforzo continuo in FRC all'intradosso

All'intradosso della trave è visibile lo strato di fibre di carbonio disposte in modo da assorbire gli eccessi di trazione nel calcestruzzo quando l'impalcato è soggetto a condizioni di carico eccezionali (Fig. 26). Nella immagine successiva sono evidenti le fibre di carbonio, destinate al rinforzo a taglio, disposte sulle superfici laterali delle travi (Fig. 27). Infine nella Figura 28 è rappresentata una vista di insieme degli interventi eseguiti.



Figura 27 - Cavi esterni e rinforzo laterale dell'anima della trave



Figura 28 – Vista d'insieme dell'intervento

8. CONCLUSIONI

Il sistema di rinforzo applicato alle travi danneggiate ha consentito di incrementare i coefficienti di sicurezza a rottura da circa 1.3 nello stato di fatto a 1.8 nello stato di progetto, valore quest'ultimo superiore al limite di 1.5 imposto dalle normative vigenti all'epoca dell'intervento.

Inoltre, l'aumento dello stato di precompressione del calcestruzzo ha consentito un maggior controllo della fessurazione delle travi ottenendo una più elevata protezione dei cavi esistenti dal rischio di corrosione.

BIBLIOGRAFIA

- [1] BRAY, A. – (1965), Estensimetri elettrici a Resistenza. *Strain Gauge technique*. Roma (IT)
- [2] LIN, T.Y. & BURNS, N.H. – (1982), Design of prestressed concrete structures. New York (USA)

- [3] GIANGRECO, E. – (1992), Teoria e tecnica delle costruzioni. Napoli: Liguori Editore
- [4] CADEDDU, G. - GAMBERONI, G. - MANCINI, G. – (1992), Analisi non lineare di ponti realizzati con conci prefabbricati e precompressione non aderente. *L'Industria Italiana del Cemento*
- [5] VIRLOGEUX, M. – (1993), External prestressing - Historical and modern applications. *Proceedings of External Prestressing in Structures*. Saint Rémy lès Chevreuse
- [6] EUROCODE 2 – (1995), Design of concrete structures – General unbonded and external prestressing tendons.
- [7] Tremi Proietti, S. & Zanetti, P.M. – (1996), Interventi di risanamento strutturale del Viadotto S.Onofrio. *L'industria Italiana del Cemento*
- [8] DELLA SALA, L. - CERONE, R. - CHIOINI, N., GENNARI SANTORI, A. – (2002), Caratterizzazione dinamica del viadotto strallato Carpineto I. *Giornate AICAP 2002: Le grandi opere di ingegneria civile: la progettazione globale, le tecniche esecutive e le procedure di accettazione - Il comportamento delle strutture in calcestruzzo in fase di servizio*. Bologna (IT)
- [9] DELLA SALA, L. - CERONE, R. - GENNARI SANTORI, A. – (2002), Effetti dei fenomeni viscosi sulle strutture a sbalzo in c.a.p. - Un caso di studio. *Giornate AICAP 2002: Le grandi opere di ingegneria civile: la progettazione globale, le tecniche esecutive e le procedure di accettazione - Il comportamento delle strutture in calcestruzzo in fase di servizio*. Bologna (IT)
- [10] SUNTHARAVADIVEL, T.G. & ARAVITHAN, T. – (2005), Overview of external post-tensioning in bridges. Southern Engineering Conference
- [11] SÀNCHEZ-BELTIA, S. & SCHUEREMANS, L. – (2008), The hole drilling technique in site stress measurement on the pier of the Saint Jacobs church in Leuven. *Sacomatis Conference*. Varenna (IT)
- [12] DELLA SALA, L. - CERONE, R. - GENNARI SANTORI, A. - TOMMASINI, M. – (2009), Assessment, Strengthening and Validation of Prestressed Damaged Beams (Pietrastretta Viaduct). *Damage Assessment of Structures VIII (DAMAS 2009), Beijing, China, 3-5 August 2009*. Key Engineering Materials Volumes 413 – 414: 359-366. Trans Tech Publications
- [13] DELLA SALA, L. - CERONE, R. – FRANZESE, M. (2010), Assessment and strengthening of prestressed damaged beams. *International Association for bridge maintenance and safety (IABMAS 2010); Philadelphia, USA*. Taylor & Francis Group, LLC

LA VERIFICA SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN CEMENTO ARMATO: CRITICITÀ DELL'ATTUALE APPROCCIO NORMATIVO ITALIANO

Flavia De Luca¹, Gerardo Mario Verderame¹, Gaetano Manfredi¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Napoli Federico II

SOMMARIO

La normativa italiana, attraverso il Decreto Ministeriale del 14/01/2008 e la Circolare 617 del 2009, ha subito un radicale cambiamento ed un sostanziale adeguamento a quelli che sono i principi di *Performance Based Design*. D'altra parte alcuni aspetti problematici sono stati messi in luce dall'applicazione delle prescrizioni normative in questo biennio anche grazie all'esperienza successiva al drammatico terremoto aquilano del 2009. Spunti di ulteriore miglioramento sono possibili sia dal confronto con le normative europee ma soprattutto grazie ai recenti sviluppi della ricerca che potranno insieme contribuire al processo di miglioramento delle Norme iniziato da parte del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (*cabina di regia*). Tra gli aspetti più critici per quanto riguarda le costruzioni esistenti in cemento armato si annoverano le problematiche relative alle tipologie di analisi, l'assunzione della rigidità degli elementi nelle analisi lineari nonché l'adozione del modello di capacità a taglio. La scelta della tipologia di analisi: lineare o non lineare, la prima nell'ipotesi di utilizzo o meno del fattore di struttura, viene analizzata individuando gli aspetti salienti nonché i pro e i contro di ciascuno degli approcci nell'ambito di problematiche di valutazione sismica di edifici in cemento armato esistenti. Aspetti critici quali la valutazione della sollecitazione tagliante in pilastri, travi e nodi nell'ambito di un approccio di analisi lineare, nonché la scelta di un modello di capacità a taglio, per approcci di analisi lineari o non-lineari, che si sposi con le indicazioni della Circolare, sono analizzati attraverso semplici esempi numerici. Considerazioni riguardanti la scelta dell'approccio più corretto da adottare sono così ottenute, giungendo ad una sostanziale generalizzazione delle problematiche evidenziate all'ampio contesto della valutazione sismica di edifici esistenti in cemento armato prendendo le mosse dagli esempi proposti e dall'esperienza accumulata in questo biennio di applicazioni.

SUMMARY

The Italian Code, once the Decreto Ministeriale 14/01/2008 and the Circolare 617/2009 have been released, changed completely and a radical upgrade in the design and assessment principles was carried out. Performance Based Design became the compulsory approach. On the other hand, some critical issues arose since the New Code had been applied in these two years and the experience after the 2009 L'Aquila earthquake helped in this sense. Further upgrades and improvements can come from the comparison with the European Codes and thanks to the recent enhancements of the research community. All these factors are going to help the enhancement project of the Code promoted by the Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. The most critical issues regarding the assessment of existing reinforced concrete buildings are the choice and applications of the structural analysis methodologies, the assumptions regarding the stiffness of the elements in the linear analysis framework and the assumptions regarding shear capacity of the elements. The choice of the best analysis approach, whether linear or nonlinear, the former with or without "q factor approach", is deepened evaluating pros and cons of each one when employed for the assessment of existing RC buildings. When linear analyses are employed, other critical aspects, such as the evaluation of the shear demand in beams, columns and beam-column joints, and the evaluation of the shear capacity in both linear and nonlinear analysis approaches are deepened by means of numerical examples. Comments and recommendations regarding the best approach in the different situations considered are then carried out thanks to the experience collected in these two years of applications of the Code and by means of a general interpretation of the numerical examples provided, all aimed at improvement in the Code regarding the general framework of the assessment of existing RC buildings.

1. INTRODUZIONE

Il primo luglio 2009 le Norme tecniche per le Costruzioni [1] e la Circolare 617 [2] sono divenute le uniche normative di riferimento per il progetto, la verifica e l'adeguamento delle strutture. Questa normativa ha introdotto il concetto di *Performance Based Design* ufficialmente e obbligatoriamente quale unico approccio possibile nella progettazione e nella verifica delle opere civili. Il percorso di innovazione e svecchiamento della normativa italiana, iniziato nel 2003 con l'OPCM 3274 [3], a seguito del terremoto di San Giuliano di Puglia, aggiornato nel 2005 con l'OPCM 3431 [4], ha trovato un punto di arrivo nell'attuale situazione normativa aggiornando, finalmente, l'Italia agli standard dell'Europa che già si era munita dello strumento degli Eurocodici: EC8 parte 1 [5] per la progettazione in zona sismica ed EC8 parte 3 [6] per la valutazione e l'adeguamento degli edifici esistenti.

D'altra parte, a due anni dalla sua entrata in vigore, e anche grazie alla diffusa applicazione che si è potuta fare di questa normativa a seguito del terremoto aquilano, è possibile pensare di integrare il testo. La volontà di migliorare il testo delle Norme Tecniche per le Costruzioni e della Circolare, alla luce delle loro prime applicazioni pratiche, è stata palesata

anche a livello apicale e sono in programma iniziative per il miglioramento del testo da parte del Dipartimento della Protezione Civile e del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (*cabina di regia*).

La normativa italiana in molte sue parti riprende l'approccio degli Eurocodici, seppur in alcuni passaggi, la volontà del legislatore di semplificare alcuni aspetti ha prodotto incongruenze che richiedono un approfondimento specifico.

Il capitolo delle Nuove Norme Tecniche dedicato alle costruzioni esistenti (capitolo 8) definisce semplicemente i criteri generali e, se non supportato dal corrispondente capitolo della Circolare 617, non fornisce alcuno strumento operativo per professionisti e ricercatori. Le indicazioni specifiche della Circolare riguardo le costruzioni esistenti riprendono per molti aspetti le indicazioni dell'OPCM 3274 [3] e delle successive modifiche dell'OPCM 3431 [4]; quest'ultima osservazione risulta di fondamentale importanza per l'interpretazione di alcuni passaggi non chiari della stessa Circolare.

Gli aspetti ritenuti di maggiore criticità per la valutazione sismica di edifici esistenti secondo l'attuale normativa italiana,

e che inoltre differiscono, seppur solo in parte, dalle indicazioni degli Eurocodici, sono quelli che riguardano le indicazioni sulle metodologie di analisi. In particolare l'analisi lineare con e senza l'utilizzo del fattore di struttura q e l'analisi statica non lineare, insieme con le assunzioni sulla rigidità dei modelli strutturali elastici, nonché le indicazioni sulla valutazione della capacità degli elementi in cemento armato, in particolare a taglio, rappresentano gli aspetti più critici sui quali è necessario soffermarsi.

Le criticità appena evidenziate sopra sono di diversa natura ma in entrambi i casi, a causa di interpretazioni inesatte o di risultati troppo conservativi, possono condurre il professionista o il ricercatore a situazioni contraddittorie. Infatti, se per le metodologie di analisi il problema può essere il fatto che l'analisi lineare con fattore di struttura è troppo conservativa o che, in alcuni casi, l'analisi statica non lineare non è applicabile; per quanto riguarda il modello di capacità a taglio le indicazioni della circolare sono fuorvianti e rappresentano un vero e proprio "refuso" del testo dell'OPCM 3431 da cui, d'altra parte, è stato ripreso molto per la stesura della Circolare. Il vero nodo però è rappresentato dal fatto che il testo delle Nuove Norme Tecniche [1] ha introdotto alcune innovazioni in termini di capacità a taglio di elementi in c.a. e tali innovazioni (modello di traliccio ad inclinazione variabile) non sono coerenti con la parte di testo della Circolare ripreso direttamente dall'OPCM 3431.

Nel seguito, saranno analizzati nel dettaglio, gli aspetti critici sopra brevemente evidenziati: partendo prima dalla lettura e dall'interpretazione della normativa italiana ed effettuando, poi, un confronto con l'Eurocodice 8. Infine semplici esempi saranno proposti per chiarire le problematiche considerate. Per ciascuna delle situazioni considerate saranno proposti suggerimenti per affrontare la valutazione degli edifici in cemento armato con un approccio più consapevole e meno schiavo della pedissequa lettura del testo normativo.

2. METODI DI ANALISI E RIGIDEZZA DEGLI ELEMENTI

Come già accennato precedentemente, il testo delle Norme Tecniche per le Costruzioni non fornisce indicazioni di dettaglio su come procedere alla verifica di costruzioni esistenti ma fornisce esclusivamente dei criteri generali; a tal proposito risulta di particolare interesse l'espressione riportata al paragrafo 8.2: *per quanto non diversamente specificato nel presente capitolo, le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della presente norma costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti*.

D'altra parte seppur lo stralcio citato sembra ricondurre le costruzioni esistenti al più ampio contesto delle nuove costruzioni in zona sismica e non, la Circolare 617 fornisce indicazioni di dettaglio che guidano l'utente nel processo di verifica sismica degli edifici esistenti.

La prima criticità evidenziata per la verifica sismica degli edifici esistenti in cemento armato è quella relativa alle metodologie di analisi e alla scelta della rigidità per la modellazione lineare.

Per quanto riguarda le tipologie di analisi a disposizione per la verifica sismica degli edifici esistenti la Circolare 617 indica quattro diverse tipologie di analisi lineare, ovvero l'analisi statica e dinamica con e senza l'utilizzo del fattore di struttura "q" e due tipologie di analisi non lineare, ovvero l'analisi non lineare statica e dinamica.

Si procede ad una disamina dettagliata degli approcci lineari con e senza l'utilizzo del fattore di struttura q . Si considera esclusivamente l'analisi dinamica in quanto il modo di procedere e gli aspetti più critici, a meno delle basi della metodologia, sono analoghi all'approccio statico lineare. Il caso dinamico, infatti, è più rappresentativo delle pratiche applicazioni, non già per le limitazioni stringenti

all'applicabilità dell'approccio statico lineare di cui al paragrafo 7.3.3.2 [1], ma soprattutto in quanto lo stesso testo delle Norme Tecniche riconosce, già per la nuova progettazione, l'analisi dinamica lineare come il metodo di riferimento (par.7.3.2).

2.1 Analisi lineare con spettro elastico

L'analisi dinamica con spettro elastico, in altre parole senza l'utilizzo del fattore di struttura q , utilizza appunto lo spettro elastico relativo alle condizioni topografiche e stratigrafiche su cui si trova la struttura, e relativo alla vita di riferimento di questa ultima e infine alla probabilità di superamento associata allo stato limite di riferimento. L'assenza dell'utilizzo del fattore di struttura colloca tale approccio di analisi tra le metodologie di verifica *displacement-based* [7].

Secondo la Circolare [2] le condizioni di applicabilità di questa analisi sono due.

- La prima condizione prevede che indicando con $\rho_i = D_i/C_i$ il rapporto tra il momento flettente D_i , fornito dall'analisi della struttura soggetta alla combinazione di carico sismica, e il corrispondente momento resistente, C_i dell' i -esimo elemento primario della struttura (valutato con lo sforzo normale relativo alle condizioni di carico gravitazionali), e con ρ_{\max} e ρ_{\min} rispettivamente i valori massimo e minimo di tutti i $\rho_i \geq 2$, considerando tutti gli elementi primari della struttura, il rapporto ρ_{\max}/ρ_{\min} non deve superare il valore 2.5.
- La seconda condizione di applicabilità prevede che la capacità C_i degli elementi/meccanismi fragili (meccanismi di taglio di travi, pilastri, pareti e nodi) deve essere maggiore della corrispondente domanda D_i , quest'ultima valutata sulla base della resistenza degli elementi duttili adiacenti, se il ρ_i degli elementi/meccanismi fragili è maggiore di 1, oppure sulla base dei risultati dell'analisi se il ρ_i degli elementi meccanismi/fragili è minore di 1.

In primo luogo la verifica di applicabilità del metodo dovrebbe prevedere una esplicita classificazione del meccanismo di crisi degli elementi in: meccanismo duttile e fragile. A tal fine, sostanziale è il ruolo del modello di capacità a taglio da adottare.

La verifica della prima condizione è fondamentale per l'applicazione del metodo di analisi in quanto sintetizza le ipotesi alla base dello stesso. Infatti, si assume che la richiesta di spostamento della struttura (e quindi la sua deformata) valutata mediante analisi lineare risulti mediamente eguale alla richiesta di spostamento valutata mediante analisi non lineare; in pratica, l'applicazione del criterio di eguaglianza di spostamento a un sistema a più gradi di libertà. E' evidente che tale assunzione è verificata solo se la distribuzione delle richieste di duttilità rotazionale degli elementi risulta pressoché uniforme nell'intera struttura. In tal senso il rapporto ρ_i va riguardato come la massima richiesta di duttilità dell'elemento mentre il rapporto $\rho_{\max}/\rho_{\min} \leq 2.5$ come la condizione di uniformità delle richieste di duttilità nell'intera struttura.

La seconda condizione evidenzia la necessità che non vi siano crisi fragili; tale circostanza conduce ad una frequente inapplicabilità del metodo. Infatti, risulta estremamente improbabile che in un edificio esistente in c.a., ad esempio a struttura intelaiata, tutti gli elementi trave, pilastro e nodo non

evidenzino dei problemi taglienti. Se per le travi, infatti, è possibile ipotizzare un'esplicita progettazione a taglio (e quindi della corrispondente armatura trasversale) quantomeno per la presenza dei carichi gravitazionali, la stessa cosa non può dirsi per i pilastri, che spesso presentano solo dei minimi di armatura trasversale compatibilmente all'approccio progettuale a soglia adottato in passato, e ancor meno per i nodi, generalmente non dimensionati per una azione tagliante e spesso caratterizzati dalla totale assenza di staffe che può condurre gli stessi, rispettivamente, ad una crisi per eccessiva compressione o per fessurazione del calcestruzzo.

Inoltre è importante evidenziare il ruolo del fattore di confidenza. Per questa tipologia di analisi la Circolare contempla esplicitamente la possibilità di valutare la sollecitazione per gli elementi/meccanismi fragili, in base al taglio plastico (valutato in funzione della resistenza flessionale) amplificando le proprietà dei materiali del fattore di confidenza ovvero in base al massimo taglio che realisticamente possa riscontrarsi in quella sezione tenendo conto della variabilità delle proprietà dei materiali (effetto del fattore di confidenza). In sostanza il fattore di confidenza applicato al taglio plastico svolge la funzione del parametro γ_{RD} nella progettazione a taglio in gerarchia delle resistenze per gli elementi di nuova progettazione, confermando che la genesi dello stesso sia associata all'incertezza dei materiali. D'altra parte non si intende il motivo per cui tale coefficiente nell'ambito della nuova progettazione di strutture in classe di duttilità bassa sia preso pari a 1.0 (così come indicato nel paragrafo C7.4 della Circolare) e sembrerebbe buon approccio in tali situazioni mantenere il valore 1.2 consigliato per le strutture in classe di duttilità alta.

Una volta verificata l'applicabilità dell'analisi, la verifica degli elementi duttili è eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazione con i rispettivi limiti di deformazione, mentre quella degli elementi fragili viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

L'Eurocodice 8 parte 3 [6] fornisce delle indicazioni molto simili per questa tipologia di analisi con alcune note o differenze che però rendono molto più fruibile la metodologia.

La prima condizione di applicabilità è resa più stringente in quanto la verifica sul rapporto ρ_{max}/ρ_{min} va effettuata su tutti gli elementi il cui ρ_i sia maggiore di 1 e deve risultare non maggiore di un parametro massimo fissato tra 2 e 3 (2.5 è il valore consigliato), richiedendo un grado di uniformità maggiore della domanda in tutta la struttura. D'altra parte però nello stesso Eurocodice [6], la seconda condizione è posta in nota al paragrafo 4.4.2, evidenziando il fatto che le crisi taglienti in fase di adeguamento sicuramente saranno eliminate e quindi possono non essere considerate come limitanti per l'applicabilità dell'analisi lineare con spettro elastico. In sostanza, seppur la condizione sostanziale sia più stringente nell'Eurocodice, la possibilità di non considerare la seconda condizione rende la metodologia notevolmente più fruibile nei casi pratici.

2.2 Analisi lineare con fattore di struttura "q"

L'analisi dinamica con fattore q è, di fatto, un approccio *force-based* in analogia a quanto si fa in fase di progettazione *ex novo* e utilizza lo spettro di progetto ottenuto dall'adozione di un fattore di struttura adatto agli edifici esistenti ma che per impiego e significato è del tutto analogo a quello utilizzato per le strutture di nuova progettazione.

In base alle prescrizioni della Circolare 617, il fattore di struttura va scelto nell'intervallo tra 1.5 e 3.0, sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni sismiche; per adottare valori più elevati è necessario

giustificarli in base alla duttilità disponibile a livello locale e globale. Nella fase di verifica tutti gli elementi duttili devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza, mentre per gli elementi fragili deve essere soddisfatta la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta con q pari a 1.5, sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

La Circolare introduce due valori del fattore di struttura che al più, nel caso di bassa duttilità globale e locale, possono coincidere ed essere pari a 1.5, ma risulta altresì evidente che tale situazione snatura in qualche modo la procedura rispetto a quella adottata nel caso di nuove costruzioni.

Le indicazioni dell'Eurocodice 8 in merito all'approccio con fattore di struttura sono diverse. L'Eurocodice 8 parte 3 rimanda essenzialmente all'Eurocodice 8 parte 1 [5] a meno dell'indicazione del valore del fattore di struttura pari a 1.5 da utilizzare in assenza di controlli sulla duttilità locale e globale che giustificano valori maggiori che, in ogni caso, vanno valutati in maniera coerente alle indicazioni per le nuove costruzioni.

Dunque, nell'Eurocodice 8 parte 3, non si riscontra alcuna ambiguità relativamente all'uso di un fattore di struttura diverso per gli elementi meccanismi/duttili e per quelli fragili e inoltre l'Eurocodice sembra relegare quest'approccio a due specifiche situazioni. La prima situazione fa riferimento al caso in cui l'edificio sia stato progettato recentemente secondo un approccio *performance based* e quindi tale condizione fa sì che si eviti che un edificio, progettato secondo l'Eurocodice 8 parte 1, risulti non verificato se inteso come esistente, utilizzando l'Eurocodice 8 parte 3 (a patto ovviamente di impiegare lo stesso fattore di struttura adottato in fase di progettazione). La seconda situazione fa riferimento al caso in cui è necessaria un'eventuale verifica di interventi di adeguamento che inseriscano un sistema resistente aggiuntivo, che, in ogni caso, andrebbe progettato secondo le regole per le strutture di nuova progettazione, e, dunque, diventa necessaria l'adozione di un fattore di struttura per il sistema adeguato nel suo complesso [7].

Dal presente contesto si evincono alcune perplessità sull'adozione delle analisi lineari con fattore di struttura svolte in conformità con le indicazioni della Circolare per la valutazione sismica.

Il primo annoso problema è che se le sollecitazioni taglienti sono valutate dall'analisi con $q=1.5$ nella gran parte dei casi queste ultime eccederanno in maniera significativa il valore del taglio plastico, che rappresenta il massimo taglio che realisticamente può verificarsi sugli elementi, e ciò può condurre ad un netto sovradimensionamento di un eventuale provvedimento di adeguamento per problemi taglienti. D'altra parte non si intende il motivo dell'utilizzo di un valore pari a 1.5 e non invece di un valore pari a 1.0 e di un approccio di verifica analogo a quello adottato nell'analisi lineare con spettro elastico per i meccanismi fragili, valutando dunque il taglio plastico dalla resistenza degli elementi duttili adiacenti e ottenendo così sollecitazioni taglienti realistiche per il dimensionamento dell'adeguamento.

Un altro aspetto è quello della valutazione del giusto fattore di struttura in base alla duttilità globale e locale, su tale questione, infatti, sarebbero necessarie indicazioni che possano correlare l'approccio progettuale utilizzato all'epoca di costruzione con la tipologia di meccanismo di crisi e dunque con il fattore di struttura più corretto da adottare in questi casi.

Infine, si vuole evidenziare che, nell'ipotesi di non poter utilizzare l'analisi lineare con spettro elastico quale metodo di verifica (imputabile alla mancata verifica delle condizioni di applicabilità), la soluzione più adeguata non dovrebbe essere ricercata nell'approccio con fattore di struttura ma nella

esecuzione di un'analisi statica non lineare. In alcune situazioni ciò può condurre ad un preliminare incremento di costi dovuto ad un approfondimento della campagna di indagini per raggiungere un livello di conoscenza che permetta l'utilizzo di un'analisi non lineare (almeno un livello di conoscenza adeguata, LC2).

2.3 Analisi statica non lineare

Le criticità riguardanti le diverse tipologie di analisi non si limitano esclusivamente agli approcci di tipo lineare. Le Norme tecniche per le Costruzioni e la Circolare hanno introdotto alcune innovazioni anche per quanto riguarda l'analisi statica non lineare.

L'analisi statica non lineare ha anch'essa delle condizioni di applicabilità, trattandosi in ogni caso di una metodologia approssimata, seppur non lineare; secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni; infatti, (par. 7.3.4.1) essa può essere utilizzata se è possibile applicare una delle tre distribuzioni di forze principali. Le prime due distribuzioni sono applicabili se e solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una massa partecipante non inferiore al 75%. La terza distribuzione non presenta limiti sulla massa partecipante ma richiede che il periodo fondamentale della struttura nella direzione considerata sia superiore a T_C (periodo caratteristico dello spettro elastico che divide il tratto ad accelerazione costante con quello a velocità costante). La terza distribuzione di forze è proporzionale ai tagli di piano calcolati con un'analisi dinamica lineare. Alla distribuzione di forze principali va accompagnata una distribuzione di forze secondaria.

La Circolare a sua volta fornisce indicazioni sulla tipologia di bilinearizzazione del sistema ad un grado di libertà equivalente che si basa due criteri principali, l'uguaglianza delle aree e l'intersezione tra la curva bilineare e la curva di capacità al 60% del picco di taglio alla base. Tale bilinearizzazione permette di tener conto di un'aliquota di softening fino al 15% del degrado del taglio massimo. Nel caso di strutture in cui il modo di vibrare torsionale abbia un periodo superiore ad almeno uno dei modi di vibrare principali traslazionali è necessario scegliere una distribuzione di forze adattiva.

Nell'Eurocodice 8 parte 3 vi è un'unica limitazione all'applicabilità dell'analisi statica non lineare e, di fatto, non vincolante. In particolare, per poter applicare un'analisi statica non lineare, il periodo del modo fondamentale di vibrazione della struttura deve essere inferiore a quattro volte il periodo T_C e inferiore a 2 secondi, in tali casi è comunque possibile l'impiego di una procedura statica non lineare a patto che si tenga conto dell'effetto dei modi superiori (eg. [8]) o in ogni caso si opti per un'analisi dinamica non lineare. L'approccio metodologico dell'Eurocodice 8 parte 1, per quanto riguarda l'analisi statica non lineare, di poco differisce da quello originale proposto alla fine degli anni 80' [9]. A differenza della normativa italiana la procedura di bilinearizzazione, nell'Eurocodice, è basata esclusivamente sul criterio di uguaglianza delle aree e prevede un legame elasto-plastico, inoltre la curva può essere bilinearizzata solo tenendo conto dell'energia dissipata fino all'attingimento del taglio massimo. Le distribuzioni di forze da adottare sono essenzialmente di due tipi e la principale può essere o lineare o affine alla forma del primo modo di vibrare.

Il confronto dell'approccio di Eurocodice con quello della normativa italiana mostra come l'analisi statica non lineare sia intesa in ambito europeo come uno strumento utile e soprattutto il cui pregio maggiore è la semplicità, motivo essenziale per cui non è stato reso ostico o meno accessibile il suo utilizzo per guadagnare un non significativo incremento in accuratezza nella determinazione della risposta.

La normativa italiana, in realtà, ha mutuato molte delle innovazioni introdotte da normative americane, che però, utilizzano una metodologia diversa anche per la valutazione della domanda, ovvero il metodo dei coefficienti [10] in alternativa al metodo dello spettro di capacità [6]. L'idea di considerare diverse distribuzioni di forze principali, insieme con l'inserimento di una distribuzione adattiva nel gruppo di forze secondario viene dalle FEMA 356 [10]. Anche l'innovazione relativa alla bilinearizzazione sembra uno sforzo di avvicinarsi all'approccio delle FEMA 356, infatti, si è inserita la possibilità di tener conto del softening ma, allo stesso tempo, non si abbandona la forma elasto-plastica sulla quale è tarata la relazione R- μ -T del metodo dello spettro di capacità.

Il vero nodo delle innovazioni relative all'analisi statica non lineare, effettuato dalla normativa italiana, è la limitazione all'applicabilità di tale tipo di analisi. D'altra parte tale tipologia di analisi dovrebbe rappresentare la metodologia di riferimento per la verifica degli edifici esistenti e prevedere limitazioni esclusivamente nel caso in cui i modi superiori abbiano un'effettiva rilevanza.

Il risultato dell'attuale quadro normativo italiano è che l'analisi dinamica lineare con fattore di struttura diventa il metodo più impiegato e, data la problematica relativa alla scelta del fattore di struttura più adatto, e quella relativa alla domanda degli elementi/meccanismi fragili, tale metodologia, se non integrata o modificata, può condurre a valutazioni sismiche della sicurezza degli edifici esistenti troppo conservative.

In conclusione, le problematiche di analisi appena evidenziate in questa sezione possono avere un impatto rilevante sulle politiche di adeguamento e conservazione del patrimonio edilizio a livello nazionale.

2.4 Rigidezza degli elementi in c.a. nei modelli lineari

A margine della scelta della tipologia di analisi da adottare è necessario evidenziare il problema della rigidezza degli elementi nella modellazione lineare. Nelle analisi non lineari, si tiene conto degli effetti di non linearità dei materiali nella modellazione e non è necessario fare delle ipotesi sull'unica rigidezza degli elementi, non essendo quest'ultima necessariamente unica. Nelle analisi lineari, che devono forfettariamente cogliere il valore di rigidezza più rappresentativo degli elementi, è necessario effettuare assunzioni che siano consistenti e che conducano ad una risposta sismica lineare più affine possibile a quella non lineare. Sembra necessario, a questo punto, confrontare le indicazioni della normativa italiana e dell'Eurocodice anche in termini di rigidezza da assumersi, perché tali indicazioni possono avere un impatto sulla risposta valutata con analisi lineari e sulla valutazione sismica comparativa effettuata con metodi di analisi differente.

La normativa italiana [1] (par. 7.2.6) suggerisce la necessità di considerare gli elementi in cemento armato come fessurati nella modellazione e che, in assenza di analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in cemento armato può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati.

L'Eurocodice [5] indica la rigidezza da adottarsi nelle analisi pari a quella in fase di snervamento incipiente dell'elemento, ovvero a fessurazione avvenuta e, in mancanza di specifiche valutazioni, suggerisce di adottare un valore pari al 50% della rigidezza non fessurata degli elementi.

L'approccio italiano e quello europeo riguardo la rigidezza da adottare sembrano simili ma in realtà differiscono in maniera sostanziale in quanto nella normativa italiana il 50% della rigidezza non fessurata è un limite superiore di degrado da poter considerare, mentre nell'Eurocodice il 50%

rappresenta un valore di riduzione cautelativo in assenza di maggiori approfondimenti.

Le risultanze sperimentali [7] danno di fatto ragione all'Eurocodice mostrando degni della rigidità allo snervamento incipiente di gran lunga superiori ad una riduzione del 50% della rigidità non fessurata. Va infine enfatizzato il fatto che le procedure di analisi statica non lineare, nei propri dettagli metodologici, e dunque in entrambi gli approcci normativi italiano ed europeo, valutano la domanda sismica nel contesto del metodo dello spettro di capacità e quindi si riferiscono ad una rigidità secante globale della struttura che è in ogni caso più affine ad una rigidità fessurata che ad un valore della rigidità non decurtata.

L'indicazione del 50% della rigidità non fessurata come assunzione da farsi in assenza di specifici studi è anche proposta nelle FEMA 356 [10].

I test sperimentali svolti in questi anni [eg. 7, 11] hanno permesso di approfondire la problematica relativa alla rigidità più corretta da assumersi. Un recente aggiornamento proposto per l'ASCE-SEI41 [11], normativa americana attualmente in vigore per la verifica e l'adeguamento degli edifici esistenti, enfatizza quanto la stima del 50% della rigidità sia troppo conservativa per elementi il cui sforzo normale adimensionalizzato sia compreso tra 0 e 0.3, (Fig. 1).

Quest'ultimo aspetto relativo alla rigidità, si collega ad ulteriori considerazioni riguardo i fattori di struttura utilizzati e consigliati dalla normativa italiana e dall'Eurocodice per la nuova progettazione e per le costruzioni esistenti; infatti tali valori sono molto simili e ciò in qualche modo stride con la diversa interpretazione della rigidità da adottare nei modelli lineari così come evidenziato precedentemente. Sembra utile evidenziare, in questa fase, che l'assunzione di una decurtazione del 50% della rigidità nelle analisi lineari possa rappresentare l'approccio più ragionevole nella modellazione lineare degli edifici in cemento armato esistenti e di nuova progettazione e andrebbe sconsigliato l'impiego di rigidità non fessurate che porta a risultati troppo conservativi.

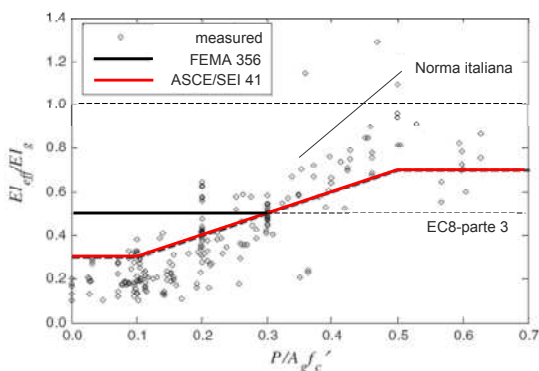


Figure 1. Comparazione tra le principali indicazioni normative della rigidità effettiva e quella valutata da prove sperimentali [11].

3. MODELLI DI CAPACITÀ DEGLI ELEMENTI

La valutazione della capacità degli elementi è l'altro aspetto critico nella valutazione degli edifici esistenti. Una volta messe in luce le principali criticità relative alle diverse tipologie di analisi, diventa necessario soffermarsi sulla capacità degli elementi che è, di fatto, l'altro aspetto che può influenzare in maniera determinante la valutazione della sicurezza degli edifici esistenti e dunque l'eventuale adeguamento.

Così come gli approcci di analisi possono essere *displacement-based* oppure *force-based* e gli elementi possono

essere duttili o fragili, così la valutazione della capacità può essere fatta in termini di deformazione o di resistenza.

Gli elementi meccanismi duttili, in tutte le tipologie di analisi, escluse quelle lineari con utilizzo del fattore di struttura, vanno verificati in termini di deformazione ovvero di rotazione di corda degli elementi; gli elementi fragili vanno invece sempre verificati in termini di resistenza.

Nel seguito saranno appunto riviste le prescrizioni normative italiane ed europee per i diversi modelli di capacità rotazionale (3.1) e tagliante (3.2) analizzandone le problematiche più di rilievo per entrambi.

3.1 Modelli di capacità rotazionale per elementi in c.a.

E' ormai ben noto che la valutazione della capacità rotazionale degli elementi duttili viene effettuata in via totalmente empirica o secondo un approccio ibrido [12]. Le indicazioni normative italiane contenute nella Circolare, relative alla valutazione della rotazione ultima di elemento, sono perfettamente consistenti con tale tendenza sintetizzando quanto più esplicitamente riportato nelle indicazioni contenute nell'EC8 parte 3.

L'affidabilità di siffatte formulazioni è palesemente riconducibile alle dimensioni e all'omogeneità dei database sperimentali. La formulazione totalmente empirica adottata dall'EC8 (e quindi dalla nostra Circolare) consente di valutare la rotazione ultima, sotto carico ciclico, di elementi in c.a. caratterizzati da barre nervate e da dettagli tipici della moderna progettazione sismica. Una serie di coefficienti decurtativi, tarati su un numero limitato di prove sperimentali, sono utilizzati allo scopo di tener conto di specifiche singolarità quali l'assenza di dettagli sismici, l'inadeguata sovrapposizione delle armature longitudinali, la tipologia di acciaio nonché l'effetto parete. Tali indicazioni non sono riportate in maniera esauriente nella Circolare così come invece fatto nell'EC8.

Analogamente, l'approccio ibrido riportato nell'EC8 parte 3 si basa sulla definizione di una lunghezza di cerniera plastica (anch'essa tarata sulla medesima base sperimentale) che si specializza in relazione al modello di confinamento del calcestruzzo adottato. Anche in questo le indicazioni normative italiane risultano insufficienti.

Per maggiori dettagli sul database sperimentale e sulle relative formulazioni di capacità si rimanda a [12, 7], mentre per maggiori informazioni sull'approccio empirico e sulla sua evoluzione nell'ultimo decennio si rimanda a [13].

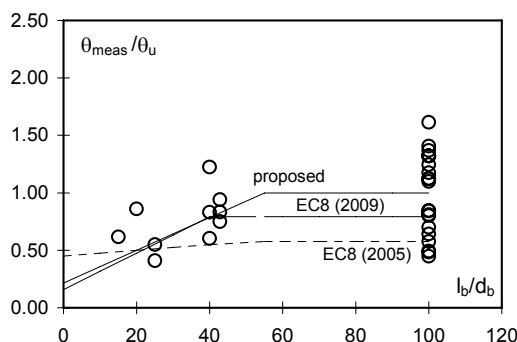


Figure 2. Andamento del coefficiente di decurtazione per elementi con barre lisce proposto in [6] e successive modifiche (2009) e [15].

Quanto richiamato sopra fa riferimento ad elementi in c.a. con barre nervate; tuttavia, sia in ambito europeo e soprattutto italiano, il costruito in cemento armato è caratterizzato dall'impiego di barre lisce, sino alla metà degli anni '70. Le poche prove sperimentali presenti in letteratura evidenziano un differente peso reciproco dei meccanismi deformativi, a favore

del meccanismo basato sulla scarsa aderenza delle barre lisce (rotazione rigida di estremità). Le prime indicazioni normative europee basate su sole 6 prove sperimentali riportavano una decurtazione della capacità rotazionale degli elementi con barre lisce di un fattore pari a 0.575 rispetto ad analoghi elementi con barre nervate. Tale decurtazione aumentava in presenza di un'inadeguata sovrapposizione delle armature longitudinali, (Fig. 2, linea tratteggiata). Tuttavia, il database riportato in [14] costituito da 19 prove ampliato a 32 prove in [15] evidenzia che, mediamente, gli elementi con barre lisce sono caratterizzati da una capacità rotazionale eguale a quella di elementi di nuova progettazione (Fig. 2). Le ultime modifiche dell'EC8 parte 3 (2009), relative ai coefficienti di decurtazione da adottarsi per gli elementi con barre lisce manifestano una minore penalizzazione della capacità di rotazione non dissimile dai recenti sviluppi di letteratura.

3.2 Modelli di capacità a taglio per elementi in c.a.

Il modello di capacità a taglio da assumere per gli elementi esistenti in cemento armato in accordo con la Circolare rappresenta una delle problematiche aperte dell'attuale normativa in vigore in Italia e uno dei motivi per cui è stato necessario prevederne una revisione migliorativa (*cabina di regia*).

Per quanto riguarda la valutazione della resistenza a taglio il modello di capacità adottato è stato sostanzialmente modificato rispetto alle precedenti indicazioni del Decreto Ministeriale del 1996 [16] sia per la progettazione non sismica che per quella sismica.

L'attuale quadro normativo italiano ed europeo fornisce diverse formulazioni di capacità a taglio e allo scopo di avere un quadro chiaro è necessario riferirsi anche alle prescrizioni relative alla capacità a taglio di elementi di nuova progettazione.

Se per le strutture in cemento armato di nuova progettazione i modelli e le prescrizioni da applicare sono piuttosto chiari e in ogni caso concordanti tra normativa italiana [1] ed Eurocodice [5]; per la valutazione della resistenza a taglio nelle strutture in cemento armato esistente la normativa italiana, insieme con la Circolare prospettano un quadro non altrettanto chiaro e dissimile dall'approccio suggerito dall'Eurocodice [6].

Nel seguito è proposta una breve ricapitolazione dei modelli adottati dalla normativa italiana e dagli Eurocodici per le strutture in cemento armato di nuova progettazione ed esistenti.

3.2.1 Capacità a taglio per elementi di nuova progettazione

Per quanto riguarda la resistenza a taglio di elementi dotati di armatura trasversale la normativa italiana suggerisce sia in situazioni sismiche che in situazioni non sismiche di assumere il modello di traliccio ad inclinazione variabile.

Tale formulazione è andata a sostituirsi alla formulazione additiva suggerita dal Decreto ministeriale del 1996 [16] e riportata nel seguito a scopo di confronto. In tale formulazione il taglio sollecitante, V_{sdu} , doveva essere inferiore o uguale alla resistenza data dalla somma del contributo del calcestruzzo, V_{cd} , che non poteva superare il 50% della sollecitazione totale, e del contributo relativo all'armatura trasversale, V_{wd} , valutato secondo un modello alla Ritter-Mörsch, come mostrato nelle equazioni (1), (2) e (3).

$$V_{sdu} \leq V_{cd} + V_{wd} \quad (1)$$

$$V_{cd} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d \cdot \delta \quad (2)$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot \frac{0.9 \cdot d}{s} \cdot (\sin\alpha + \cos\alpha) \quad (3)$$

L'attuale normativa, invece, eliminando l'approccio additivo, tiene conto dei meccanismi resistenti del calcestruzzo attraverso un valore della $\cot\theta$ variabile, in cui θ rappresenta l'inclinazione delle bielle compresse, ed è ottenuta dall'equilibrio tra il taglio associato alle bielle compresse e quello associato all'armatura tesa, limitando in ogni caso il valore della $\cot\theta$ all'interno dell'intervallo [1; 2.5]; come mostrato nelle equazioni (4), (5), (6).

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_y \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \sin\alpha \quad (4)$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_c \cdot \frac{(\cot\alpha + \cot\theta)}{(1 + \cot^2\theta)} \quad (5)$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (6)$$

L'approccio appena esposto va modificato nel caso in cui ci si riferisca alla zona critica di travi progettate in classe di duttilità alta in cui il valore della $\cot\theta$ si assume pari a 1 ritornando al modello più conservativo di Ritter-Mörsch.

La valutazione della resistenza a taglio in base alle prescrizioni dell'Eurocodice presenta una sostanziale analogia rispetto alla normativa italiana in situazioni sismiche e non sismiche, assumendo appunto lo stesso modello di traliccio ad inclinazione variabile per le situazioni non sismiche e richiamando tali formulazioni di capacità per il progetto di elementi di nuova progettazione in zona sismica [5].

Per il progetto in alta duttilità l'Eurocodice riporta gran parte delle prescrizioni o limitazioni del modello di traliccio ad inclinazione variabile presenti nella normativa italiana; un esempio ne è la limitazione relativa alla zona critica delle travi in duttilità alta già richiamata sopra.

3.2.2 Capacità a taglio per elementi esistenti

Se per gli elementi di nuova progettazione l'approccio dell'Eurocodice 8 parte 1 [5] e quello della normativa italiana [1], in materia di capacità tagliante, sono perfettamente analoghi; per quanto riguarda gli elementi esistenti in cemento armato l'Eurocodice 8 parte 3 [6] suggerisce dei modelli di capacità a taglio sostanzialmente differenti rispetto alle indicazioni della Circolare 617 [2].

Riguardo la resistenza a taglio di elementi esistenti, la normativa italiana, infatti, rimanda alla Circolare [2] in cui viene specificato che: *la resistenza a taglio si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio [...]*. Il testo riportato della Circolare presenta un'ambiguità, in quanto se per le nuove costruzioni il modello adottato è quello di traliccio ad inclinazione variabile, non è possibile utilizzando tale modello valutare in maniera diretta il contributo del calcestruzzo; è, infatti, prerogativa delle formulazioni additive la possibilità di valutare il contributo del calcestruzzo in maniera diretta ed eventualmente di ridurlo.

E' evidente che l'approccio classico di Ritter-Mörsch ($\cot\theta=1$) sembrerebbe sposare entrambe le condizioni imposte dalla Circolare a prezzo di una notevole conservatività del modello di capacità a taglio adottato che mal si confà ad una situazione di verifica sismica dell'esistente.

D'altra parte è doveroso rilevare che l'indicazione riportata nella Circolare è esattamente uguale a quella riportata nell'OPCM 3431 [4] al paragrafo 11.3.2.2. Il modello di riferimento al tempo era quello del DM 1996 [16] e perciò si trattava di una formulazione additiva. L'approccio di verifica secondo l'OPCM portava dunque alla valutazione del

contributo del calcestruzzo nella formulazione additiva così come per elementi non armati a taglio secondo il DM 1996, come mostrato nell'equazione (7), e il contributo dell'acciaio valutato secondo l'equazione (3). Esempi di valutazione effettuata con tale modello possono essere reperiti in [17].

$$V_{cd1} = 0.25 \cdot f_{cd} \cdot r \cdot (1 + 50 \cdot \rho_l) \cdot b \cdot d \cdot \delta \quad (7)$$

Il modello proposto dall'Eurocodice per elementi esistenti è di tipo additivo e tiene conto del degrado della resistenza a taglio in funzione dell'impegno plastico dell'elemento. In particolare, sono adottate due formulazioni di regressione sperimentale differenti [18], rispettivamente, per elementi il cui rapporto tra luce di taglio (L_V) e altezza della sezione (H) è minore o uguale a 2 (elementi tozzi) o maggiore di 2 (elementi snelli). Le rispettive formulazioni per il caso di elementi tozzi e snelli sono riportate nelle equazioni (8) e (9).

$$V_{EC8} = \frac{1}{\gamma_{el}} \frac{4}{7} \left(1 - 0.02 \min(5; \mu_{\Delta pl}) \right) \left(1 + 1.35 \frac{N}{A_c f_c} \right) \quad (8)$$

$$(1 + 0.45 \cdot 100 \rho_{tot}) \sqrt{\min(f_c; 40)} b_w \cdot z \cdot \sin 2\delta$$

$$V_{EC8} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[V_N + (1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta pl})) \cdot (V_c + V_w) \right] \quad (9)$$

I termini dell'equazione (9) sono specializzati in [18].

Il termine V_w nell'equazione rappresenta il contributo dell'armatura trasversale nell'ipotesi di modello alle Ritter-Mörsch. Il fattore $\mu_{\Delta pl}$ rappresenta la parte plastica della domanda di duttilità e governa il degrado della resistenza. È importante osservare come nella formulazione il coefficiente di degrado sia riferito anche al taglio associato all'armatura trasversale, come esplicitamente indicato nell'equazione dell'Eurocodice; tale peculiarità è tipica anche di altri modelli di regressione presenti in letteratura [19] e basati sull'approccio della normativa americana.

In ogni caso l'Eurocodice enfatizza il fatto che la resistenza va assunta come minimo tra le formulazioni empiriche e quelle riportate nell'Eurocodice 8 parte 1, par. A.3.3.1(4). Come verrà mostrato nel seguito il modello di traliccio ad inclinazione variabile difficilmente rappresenta un minorante rispetto alle formulazioni empiriche.

3.2.3 Confronto tra formulazioni analitiche per la valutazione della capacità a taglio

Alla luce delle diverse indicazioni normative si rende necessario effettuare una comparazione tra le principali formulazioni di capacità utilizzate sia per la nuova progettazione che la valutazione dell'esistente. Per tal motivo, sono comparate le tre principali formulazioni: il modello di capacità additivo e degradante adottate dall'Eurocodice 8 parte 3 (V_{EC8}), equazione 9; il modello a traliccio ad inclinazione variabile (V_{NTC}), equazioni 4-6 ed infine il modello a traliccio di Ritter-Morsch (V_{45°), equazione 3, in quanto le differenze possono avere un impatto rilevante sulla valutazione sismica e sulla classificazione degli elementi [20].

Il primo modello è senza dubbio il riferimento per la valutazione della capacità a taglio di elementi in c.a. esistenti. Il secondo rappresenta il riferimento per la progettazione ed in ogni caso è da considerarsi anche nella valutazione dell'esistente, compatibilmente alle indicazioni in ambito europeo per gli esistenti [6]. Il terzo, il modello di Ritter-Morsch è storicamente il primo modello tagliante ed inoltre è l'unico che consente di rispettare le indicazioni attualmente riportate nella Circolare 617 [2].

La comparazione tra i tre diversi modelli viene effettuata tenendo conto delle principali variabili che influenzano la

capacità a taglio, facilmente individuabili nelle formulazioni di capacità specifica di seguito riportate [20]:

$$\frac{V_{45}}{bHf_c} = \omega_{sw} \frac{0.9(H-c)}{H} = \omega_{sw} k_2 \quad (10)$$

$$\frac{V_{NTC}}{bHf_c} = \omega_{sw} k_2 \sqrt{\frac{\alpha_c}{2\omega_{sw}} - 1} \quad (11)$$

$$\frac{V_{EC8}}{bHf_c} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{vH}{2L_V} (1 - 1.25v) + (1 - \beta) \left(\frac{16\rho_{tot}}{\sqrt{f_c}} (1 - 0.16 \frac{L_V}{H}) + \omega_{sw} k_1 \right) \right] \quad (12)$$

dove ω_{sw} è la percentuale meccanica di armatura trasversale, ρ_{tot} è la percentuale geometrica di armatura longitudinale (effetto spinotto), v è lo sforzo assiale adimensionalizzato; α_c è un coefficiente che dipende dallo sforzo assiale adimensionalizzato; k_1 e k_2 due coefficienti geometrici da potersi assumere paria a 0.80 ed infine β è il coefficiente di degrado paria a zero in assenza di degrado e pari a 0.25 nell'ipotesi di massimo degrado. In particolare, si assume nella (15) $f_c = 20\text{MPa}$ quale resistenza rappresentativa dei calcestruzzi esistenti e $\beta = 0.25$ nell'ipotesi di un elevato impegno plastico dell'elemento. È possibile dunque ricavare le isocurve, dei rapporti (V_{EC8}/V_{45}) e (V_{EC8}/V_{NTC}) al variare di ω_{sw} e di v , per due valori del rapporto L_V/H pari rispettivamente a 5 e 3 (Fig. 3 e 4) nell'ipotesi di $\rho_{tot} = 0.01$, situazione tipica del costruito esistente, (almeno per carichi gravitazionali).

La formulazione additiva dell'EC8 fornisce valori della capacità (associata al massimo degrado ciclico $\beta=0.25$) superiori a quelli forniti dall'approccio classico di Ritter-Morsch solo per piccoli valori della percentuale meccanica di armatura trasversale, via via crescenti con lo sforzo assiale ma soprattutto al decrescere del rapporto di forma L_V/H . In particolare, per $\omega_{sw} \in]0, 0.10]$, rappresentativo dell'entità dell'armatura trasversale presente negli elementi in c.a. esistenti, il modello EC8 fornisce valori, mediamente, superiori a quelli del modello classico di Ritter-Morsch. Per valori di ρ_{tot} maggiori di 0.01 e, dunque, con l'incremento dell'effetto spinotto, il rapporto tra V_{EC8} e V_{45° diviene sempre maggiore dell'unità per ω_{sw} pari a 0.10.

In sintesi l'adozione di un approccio classico alla Ritter-Morsch risulta troppo conservativa in un processo di valutazione dell'esistente; ciò vale sia per elementi caratterizzati da un elevato impegno plastico ($\beta=0.25$) e a maggior ragione per elementi definiti da un modesto ovvero assente impegno plastico ($\beta=0.00$). Viceversa, nell'ambito del processo di progettazione, l'adozione di un approccio classico, come prescritto per la zona critica delle travi in classe di duttilità alta, sembra risultare poco conservativo.

La capacità minima fornita dall'espressione dell'EC8 risulta sempre inferiore a quella calcolata mediante il modello di traliccio ad inclinazione variabile (Fig. 4), a meno di piccoli valori della percentuale meccanica di armatura trasversale, (inferiore a 0.05).

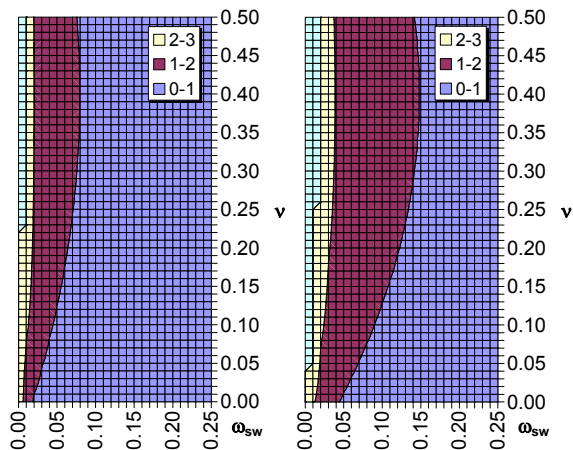


Figura 3. Isocurve del rapporto V_{EC8}/N_{45} al variare di ω_{sw} e v per $L_v/H=5$ (sx) e $L_v/H=3$ (dx)

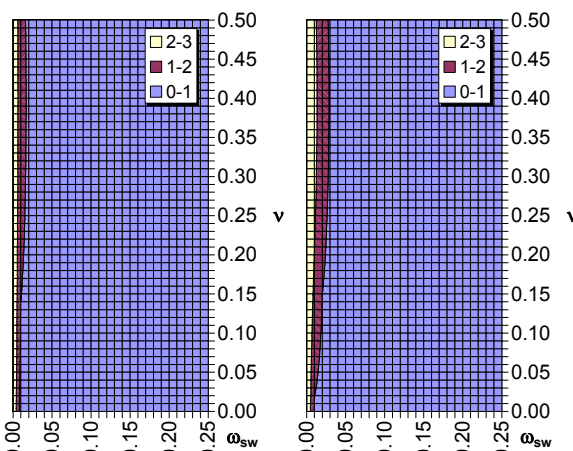


Figura 4. Isocurve del rapporto V_{EC8}/N_{NTC} al variare di ω_{sw} e v per $L_v/H=5$ (sx) e $L_v/H=3$ (dx).

4. CONCLUSIONI

Dall'analisi comparativa delle prescrizioni previste dalla normativa italiana e dagli Eurocodici, insieme con l'approfondimento di temi di ricerca attuali, si è evidenziata la necessità di rivedere alcuni aspetti del complesso normativo italiano fatto da Decreto Ministeriale e Circolare. Se da un lato l'Eurocodice spesso mostra soluzioni più organiche che in molti casi possono essere adottate anche per il caso italiano, in altre situazioni si è enfatizzata la necessità di approfondire alcuni degli aspetti critici evidenziati. Il problema di una più corretta e mirata valutazione del fattore di struttura per le strutture esistenti, la questione della valutazione della rotazione di corda biassiale o addirittura del taglio in condizioni biassiali sono solo alcuni degli aspetti su cui ricerca e sperimentazione è necessario che si soffermino per fornire indicazioni sempre più affidabili per l'ambito normativo e in generale per rendere così disponibili strumenti avanzati per tutti i professionisti e per le pratiche applicazioni.

BIBLIOGRAFIA

[1] CS LL PP DM 14 gennaio 2008 –(2008), Norme tecniche per le costruzioni, *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana* 29, 4/2/2008.
 [2] CS LL PP Circolare 617 2009 – (2009), Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni, *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana* 47, 2/2/2009.”
 [3] OPCM 3274 del 20/3/2003 - (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, *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana* 72, 8/5/2003.

[4] OPCM 3431 del 3/5/2005 - (2005) Testo integrato dell'Allegato 2 – Edifici – all'Ordinanza 3274 come modificato all'OPCM 3431 del 3/5/2005, *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana* 107, 10/5/2005.
 [5] CEN - (2003), Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance – Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings, *European Standard EN 1998-1:2003*. Comité Européen de Normalisation, Brussels.
 [6] CEN - (2005), Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance – Part 3: assessment and retrofitting of buildings, *European Standard EN 1998-3:2005*, Comité Européen de Normalisation, Brussels.
 [7] FARDIS M.N. – (2009), Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings based on EN-Eurocode 8, Springer, Agosto 2009.
 [8] CHOPRA A.K. and GOEL R.K. – (2002), A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 561-582.
 [9] FAJFAR P. and FISCHINGER M. – (1988), N2 – A method for non-linear seismic analysis of regular structures, *Proc., 9th World Conference Earthquake Engineering*, Tokyo, 111-116.
 [10] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA) – (2000), Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Rep. No.FEMA-356*, Washington, D.C.
 [11] ELWOOD K.J., MATAMOROS A., WALLACE J.W., LEHMAN D., HEINTZ J., MITCHELL A., MOORE M. VALLEY M., LOWES L.N., COMARTIN C., MOEHLE J.P. – (2007), Update to ASCE/SEI 41 concrete provisions, *Earthquake Spectra*, 23(3), 493-523.
 [12] PANAGIOTAKOS T.B., FARDIS M.N. - (2001), Deformation of reinforced concrete members at yielding and ultimate?, *ACI Structural Journal*, 98(2), 135-148
 [13] COSENZA E., MANFREDI G., VERDERAME G.M., RICCI P., DE CARLO G., MASI A. - (2009), Capacity Models Of Rc Members With Emphasis On Sub-Standard Columns With Plain Bars, *Eurocode 8 Perspectives From The Italian Standpoint Workshop*, Editor Edoardo Cosenza, ISBN 978-88-89972-16-8. 129-144.
 [14] VERDERAME G.M., RICCI P., (2011), Displacement capacity of older-type RC columns with plain bar: experimental results and ASCE/SEI 41 and EC8 prescriptions, *Journal of Structural Engineering (ASCE)* (submitted).
 [15] VERDERME G.M., RICCI P., MANFREDI G., COSENZA E. - (2010), Ultimate chord rotation of RC columns with smooth bars: some considerations about EC8 prescriptions, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(6), 1351-1373.
 [16] CS LL PP DM 9 gennaio 1996 – (1996), Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche, *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana* 29, 5/2/1996.
 [17] MANFREDI G., MASI A., PINHO R., VERDERAME G., VONA M. – (2007), Valutazione degli edifici esistenti in cemento armato, IUSSPress, Pavia.
 [18] BISKINIS D. E., ROUPAKIAS G. K., FARDIS M. N. – (2004), Degradation of shear strength of reinforced concrete members with inelastic cyclic displacement, *ACI Structural Journal*, 101(6), 773-783.
 [19] SEZEN H., MOEHLE J.P. – (2004), Shear strength model for lightly reinforced concrete columns, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 130(11), 1692-1703.
 [20] DE LUCA F., VERDERAME G., MANFREDI G. – (2010), Modelli di capacità a taglio: codici e letteratura a confronto, *Atti del 18° Congresso C.T.E.*, 661-672, 11-13 Novembre, Brescia.

IL PONTE DI OIAPOQUE: UN NUOVO PASSAGGIO TRA L'EUROPA E IL BRASILE

Mario de Miranda

Studio De Miranda Associati - Ingegneria Strutturale, Milano - Italia

SOMMARIO

Il nuovo ponte che unisce Brasile e Guyana Francese attraversando il fiume Oiapoque quando completato collegherà materialmente l'Europa con il Brasile.

Si tratta di un ponte strallato in calcestruzzo lungo 378m e con una campata centrale di 245m il cui progetto e costruzione sono descritti nella presente memoria.

SUMMARY

The new bridge linking Brazil and French Guyana crossing the Oiapoque river, when completed, will materially link Europe with Brazil.

The bridge is a concrete cable stayed bridge with a central span of 245m which design and construction are described in the present paper.



Fig. 1 - Collocazione geografica del ponte Oiapoque

1. INTRODUZIONE

Il rio Oiapoque, per circa cinquecento chilometri, costituisce il confine tra la Guyana Francese ed il Brasile.

Quando completato, il nuovo ponte che unisce il Brasile alla Guyana Francese attraversando il rio Oiapoque, costituirà quindi il primo collegamento fisico tra Europa e Brasile. (fig. 1)

La nuova infrastruttura, oltre al suo valore simbolico di connessione inter-statale, e inter-continentale, sarà certamente d'aiuto sia alla Guyana Francese che allo Stato dell'Amapà, uno degli Stati brasiliani che maggiormente necessitano di interesse, investimenti e sviluppo, e che dal nuovo ponte attende l'occasione per un nuovo flusso turistico e commerciale.

L'Amapà e la Guyana Francese sono entrambi Stati ubicati nel bacino del Rio delle Amazzoni e il nuovo ponte rappresenterà quindi, con la sua luce di 245m, il maggior ponte della Regione Amazzonica.

2. ARCHITETTURA E SISTEMA STRUTTURALE

La struttura è interamente in calcestruzzo armato e precompresso e presenta tre campate con luci di (66.50+245.00+66.50)m.

La sua lunghezza totale è quindi di 378m. (fig. 2)

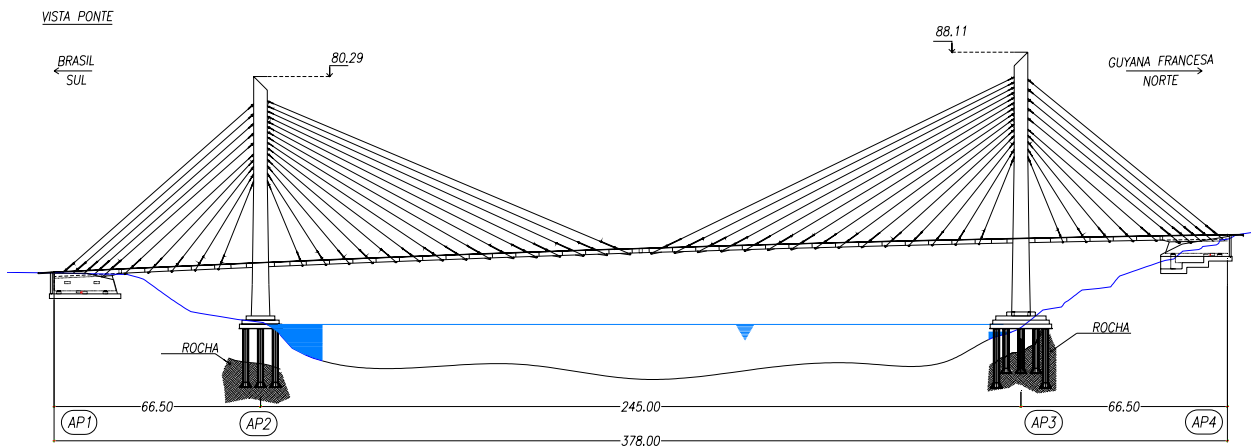


Fig. 2 - Prospetto

La luce della campata centrale deriva dalla necessità di attraversare il rio Oiapoque senza pile in alveo a causa della ripidità delle rive, della velocità della corrente e della profondità del fiume.

La lunghezza relativamente limitata della campata di riva deriva dalla breve distanza tra i piloni e le stazioni in cui l'impalcato approda sul terreno naturale, entrando in trincea sul lato Brasile ed in piano sul lato Guyana.

Corte transversal tabuleiro (tipica)

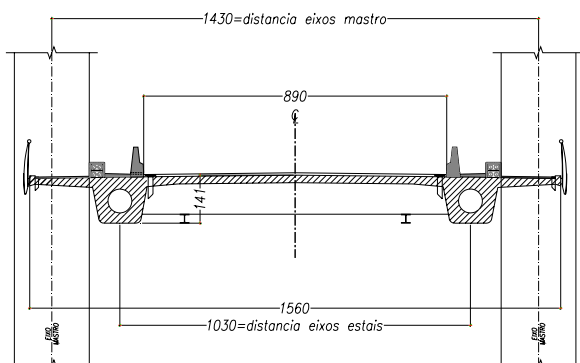


Fig. 3 - Sezione trasversale tipica dell'impalcato

Il contrasto tra una grande campata centrale e due corte campate laterali ha richiesto pesanti contrappesi d'estremità ed uno schema statico originale nel seguito descritto.

L'impalcato ha una lunghezza tipica di 15.60m ed uno spessore di 1.40m ed è formato da una coppia di travi laterali longitudinali, una serie di traversi ed una soletta in calcestruzzo (fig. 3).

Le travi longitudinali hanno sezione trapezoidale cava, con spigoli arrotondati, e sbalzi laterali.

Le pile e le antenne sono collegate sotto il livello dell'impalcato per mezzo di robusti traversoni scatolari a

sezione rettangolare. Una coppia di traversi a sezione cava collegano le antenne ad un livello intermedio. (fig. 4) Questi traversi hanno i colori delle rispettive bandiere nazionali: rosso e blu in riva Nord, giallo e verde in quella Sud.

Gli stralli, formati da trefoli paralleli, sono ubicati su due piani laterali, e sono ancorati all'impalcato ad un interasse di 7.50 metri.

Le antenne hanno sezione rettangolare cava, con spigoli arrotondati e spessore variabile.

Le fondazioni delle pile principali sono posate su pali di 2.20m di diametro con base allargata, ammassati in roccia.

L'impalcato è continuo e sospeso mediante gli stralli su tutta la lunghezza, quindi passante al di sopra dei traversoni delle pile. È vincolato trasversalmente ai piloni mediante vincoli elastici, ma è libero di muoversi in senso longitudinale rispetto ad esso.

A ciascuna estremità l'impalcato è integrato nei blocchi d'ormeggio, che sono in grado di contrastare le componenti verticali dei tiri degli stralli e sono supportati da appoggi elastomerici in grado di fornire sia reazioni verticali che vincoli elastici trasversali e longitudinali.

L'altezza di questi appoggi è calibrata in modo da fornire l'adatta rigidità trasversale.

In questo modo l'impalcato risulta:

- elasticamente vincolato alle estremità, nonché ai piloni per mezzo degli stralli, in direzione longitudinale;
- elasticamente vincolato alle estremità ed ai piloni per azioni trasversali;

- per azioni verticali è vincolato rigidamente alle estremità, eliminando quindi le rotazioni nella sezione dei giunti di dilatazione, e sospeso attraverso il sistema di stralli su tutta la sua lunghezza.

L'impalcato è precompresso longitudinalmente e trasversalmente; i traversi dei piloni sia inferiori che superiori sono anch'essi precompressi, così come le teste delle antenne.

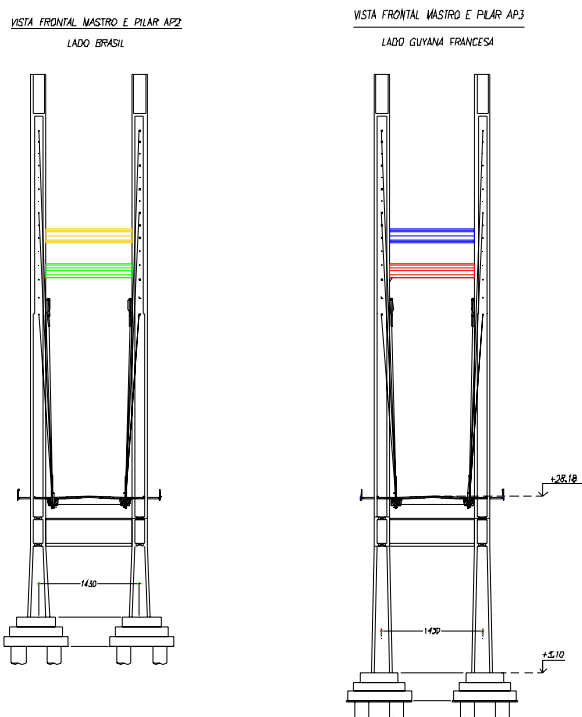


Fig. 4 - Vista dell'antenna e dei piloni

3. COSTRUZIONE

Il ponte, come detto, nasce in Amazonia.

Sul lato della Guyana Francese una strada recentemente pavimentata collega il ponte con la capitale Cayenne.

Ma sul lato brasiliano la strada che connette Oiapoque a Macapà, la capitale dell'Amapà, attraversa la foresta amazzonica con 300 km di strada non ancora pavimentata. Già lenta da percorrere in condizioni di secca, ma molto difficile e pericolosa in caso di maltempo, e soprattutto nella stagione delle piogge.

La pavimentazione di questa strada sarà completata nei prossimi anni ma durante la costruzione del ponte la sua mancanza ha costituito un elemento di forte criticità. Per questa ragione, e ricordando che le imprese di costruzione erano brasiliane, la logistica per la costruzione del ponte è stata un elemento fondamentale.

La distanza tra Oiapoque e San Paolo/Belo Horizonte /Brasilia, le città nelle quali erano di base le imprese, è dell'ordine dei 3000km in linea d'aria.

Trasporto di personale e di materiali erano costosi, non facili e non rapidi.

Nondimeno, e superato i vari problemi, il lavoro si è sviluppato bene e dopo sedici mesi di lavoro, circa il 95% dell'opera è completata.

La costruzione dei pali, della fondazione e delle torri si sono sviluppate secondo metodi tradizionali. (fig. 5, 6, 7, 8)



Figure 5 - Il fiume Oiapoque e la costruzione delle pile in riva sud



Figure 6 - Inizio della costruzione dei fusti in riva nord



Fig. 7 - Vista del pilone nord lato GF



Fig. 8 - Vista dalla riva brasiliana e avanzamento dei piloni



Fig. 10- I due piloni con l'avanzamento degli sbalzi al febbraio 2011

La costruzione dell'impalcato (fig. 9, 10) è stata sviluppata secondo il sistema a sbalzi simmetrici attraverso le seguenti fasi:

- costruzione dei conci di testa pila e dei blocchi d'ormeggio con supporto provvisorio;
- installazione di carri-varo e realizzazione degli impalcati fino ai blocchi d'ormeggio;
- chiusura in chiave verso i blocchi d'ormeggio e continuazione degli sbalzi verso la mezzeria;
- chiusura in chiave;
- precompressione finale e opere di finitura.

La costruzione del ponte è cominciata nel novembre 2009 e la sua conclusione è attesa entro giugno – luglio 2011.



Fig. 9 - Impalcato a sbalzo sul lato sud

RICONOSCIMENTI

- L'Impresa Generale per la costruzione del ponte è la Joint Venture formata da EGESA S.A. con base a Belo Horizonte e CMT S.A. di Brasilia. L'ing. Antonio Marinho Machado di Egesa è il Project Manager. L'ing. Minoru Onishi di Protende è il Responsabile Tecnico. Gli ing. Izan Lacerda e Weben Chavez sono stati i Direttori di Cantiere.
- Gli stralli sono stati forniti e installati da Protende S.A. di San Paolo, usando il sistema Tensacciai – Italia.
- Il progetto del ponte nella sua configurazione finale è dello scrivente, ed è stato sviluppato insieme con il progetto della costruzione dallo Studio de Miranda Associati – Milano, con il contributo degli ingg. Luca Marinini e Elena Gneccchi Ruscone.

IL PONTE STRALLATO SUL FIUME BELBO A NIZZA MONFERRATO - ASTI

Mario de Miranda¹, Cesare Prevedini², Marco Porta³

1 Studio De Miranda Associati - Ingegneria Strutturale, Milano - Italia

2 Tensacciai S.p.A., Milano - Italia

3 Coestra S.p.A., Firenze - Italia

SOMMARIO

La memoria descrive il progetto e la costruzione di un nuovo ponte strallato in via di completamento nei pressi di Nizza Monferrato (AT), a scavalco del fiume Belbo. Si tratta di una struttura d'impalcato snella continua tra le spalle, formata da un ponte strallato con luci di 100m e di due viadotti d'accesso.

SUMMARY

The paper describes the design and the construction of a new cable stayed bridge under completion near Nizza Monferrato (AT), crossing the Belbo river. The structure presents a slender deck, continuous between the abutment, with two spans of 100m and two approach viaducts.



1. INTRODUZIONE

Un nuovo ponte strallato è in fase di avanzata costruzione in Piemonte: scavalca il fiume Belbo nei pressi di Nizza Monferrato, in Provincia di Asti.

Il nuovo ponte fa parte di un lotto viabilistico della lunghezza di circa un chilometro e mezzo, comprendente una galleria artificiale, un tratto in rilevato, un viadotto di approccio che accede al ponte principale, e due rotatorie di approdo alla viabilità esistente.

2. IL TEMA PROGETTUALE

L'attraversamento del fiume Belbo, scavalcandone gli argini in obliquo, richiedeva una campata di circa 100 metri di

luce. Il franco idraulico ed il franco sugli argini vincolavano l'altezza dell'intradosso dell'impalcato; allo stesso tempo la vicinanza dell'approdo sulla viabilità ordinaria in riva destra imponeva di limitare l'altezza del profilo stradale.

Le due esigenze, come spesso avviene, inducevano a realizzare un minimo spessore d'impalcato.

Anche la volontà di ridurre l'impatto visuale del ponte nel suo inserimento nelle colline del Monferrato suggeriva di realizzare una struttura snella.

Per i viadotti d'accesso luci ridotte e sottile spessore d'impalcato apparivano coerenti con la ricerca dell'economia dell'opera e di un corretto rapporto con le limitate altezze da terra delle campate.

I vincoli economici, nonché le preferenze dell'Amministrazione per strutture che richiedessero minima manutenzione, portavano di preferenza a strutture in cemento armato.

L'integrazione di tutte le esigenze ed i vincoli sopra citati, è stata risolta realizzando un progetto caratterizzato dai seguenti concetti:

- un impalcato sottile nella sua sezione, da realizzare in cemento armato precompresso, continuo e costante per tutto lo sviluppo del nuovo ponte e viadotto;
- i viadotti realizzati con una struttura a travata con luci limitate e adeguate visivamente alla ridotta altezza dell'impalcato sul terreno;
- il ponte principale realizzato con una struttura strallata, il cui impalcato mantiene la medesima sezione dei viadotti adiacenti, con unica antenna centrale e struttura simmetrica formata da due grandi campate uguali: l'una scavalca in obliquo il fiume Belbo e l'altra la strada provinciale.

3. DESCRIZIONE DEL PONTE

Il viadotto ed il ponte centrale si sviluppano su di una lunghezza totale di 427m tra le due spalle.

La scansione delle campate, partendo dalla spalla in golenata sinistra, prevede una prima campata di riva di 28m, quattro da 33m, le due campate principali da 100m, e due campate di completamento da 36 e 28 metri. (fig. 1)

Il ponte strallato si compone quindi di due campate sospese, con luce di 100m ciascuna, sostenute da un sistema di stralli che confluisce in sommità di una antenna centrale.

La campata est scavalca il fiume Belbo e la campata ovest supera la strada provinciale.

Il ponte ed il viadotto sono realizzati interamente in cemento armato precompresso.

L'impalcato del ponte e del viadotto è costituito, quindi, da un'unica struttura, continua tra le due spalle, che presenta la medesima forma e sezione trasversale per una lunghezza complessiva di 427m.

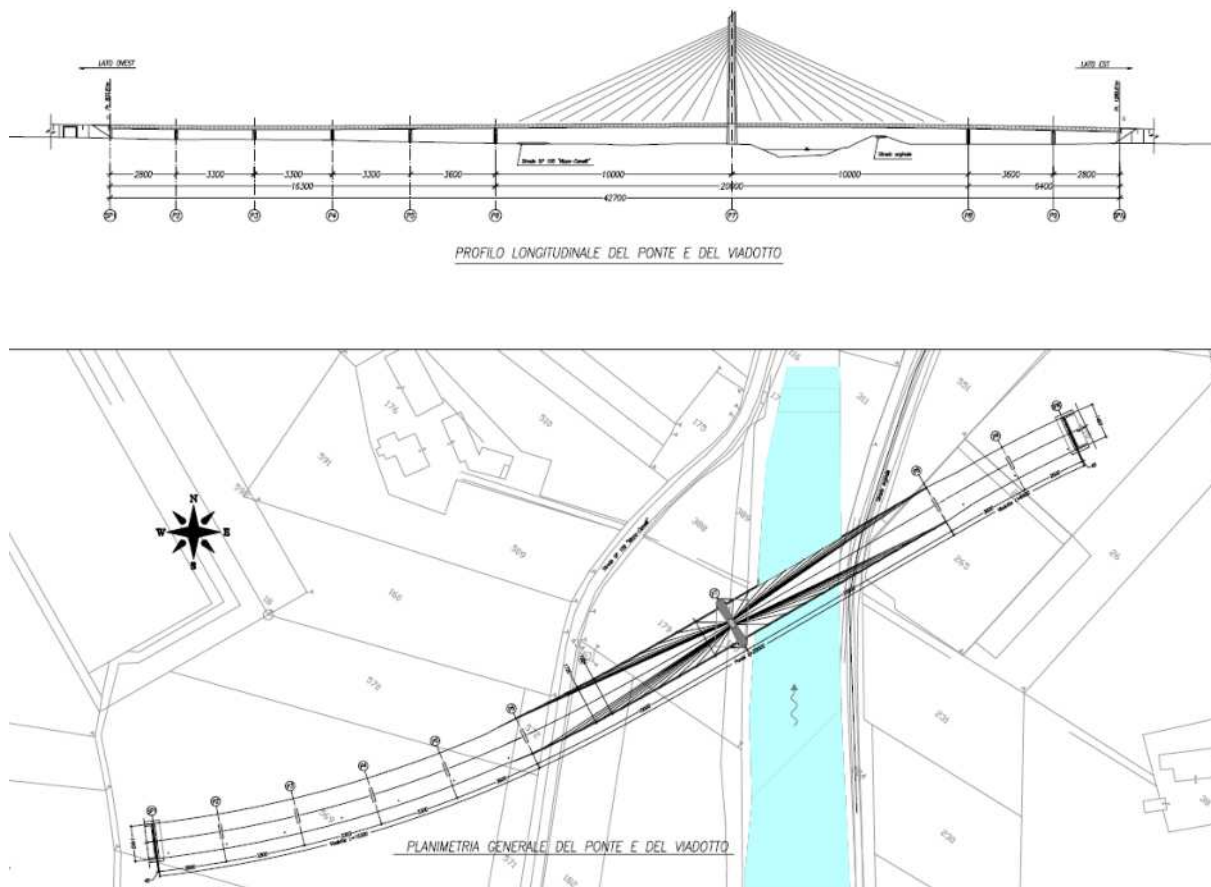


Fig. 1 Assieme del ponte e dei viadotti: profilo longitudinale e pianta

La sezione è trapezoidale, multicellulare, con grandi sbalzi laterali, con larghezza di 14.90m e spessore di 1.50m. (fig. 2)

prime pile, le cui dimensioni sono proporzionali alla superficie di una singola campata di piccola luce.

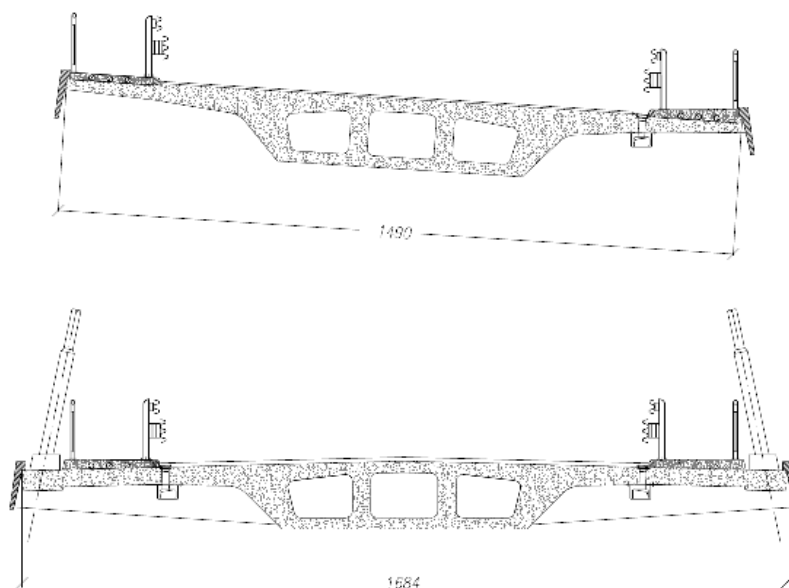


Fig. 2 Sezioni trasversali dell'impalcato: in alto la sezione tipica dei viadotti, in basso la sezione dell'impalcato strallato

Nello scavalco delle grandi luci l'impalcato è sostenuto da una serie di mensole trasversali a cui fanno capo gli stralli, disposti in posizione laterale. Quindi, nelle campate strallate l'espansione che alloggia l'ancoraggio degli stralli porta la larghezza a 16.84m.

Le pile del viadotto sono a sezione rettangolare piena, con lesena frontale e pulvino gradualmente raccordato al fusto.

L'antenna ha forma a diamante: parte dal blocco di fondazione con due pile inclinate a sezione cava che, dopo essersi allargate per alloggiare l'impalcato, si racchiudono raccordandosi in un'unica antenna superiore ove sono disposti gli ancoraggi superiori degli stralli. (fig. 3)

Gli stralli sono del tipo a trefoli paralleli, zincati viplati e protetti e contenuti in guaine in HDPE di colore bianco.

L'impalcato, continuo tra le due spalle, è vincolato elasticamente e con elementi dissipativi alle sottostrutture per azioni orizzontali longitudinali e si configura pertanto come sismicamente isolato.

In particolare è vincolato elasticamente all'antenna mediante appoggi elastomerici, nonché attraverso il vincolo anch'esso elastico fornito dagli stralli, ed è connesso alle spalle con dissipatori longitudinali.

4. COSTRUZIONE

La costruzione del ponte e del viadotto si è sviluppata in parallelo secondo le macrofasi illustrate nella fig. 4; tuttavia, per quanto le relative lunghezze fossero quasi uguali, la costruzione del viadotto è risultata molto più rapida di quella del ponte.

Nel primo infatti la realizzazione dell'impalcato può iniziare molto presto, non appena completata una spalla e le

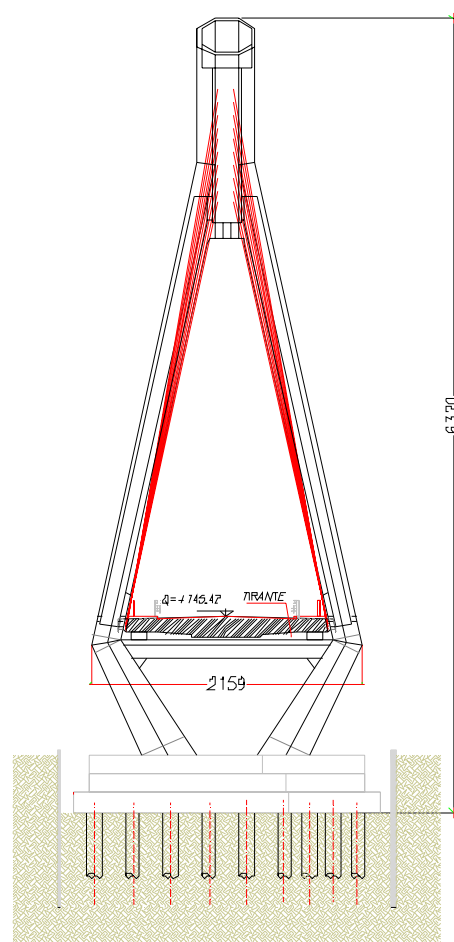


Fig. 3 Vista dell'antenna

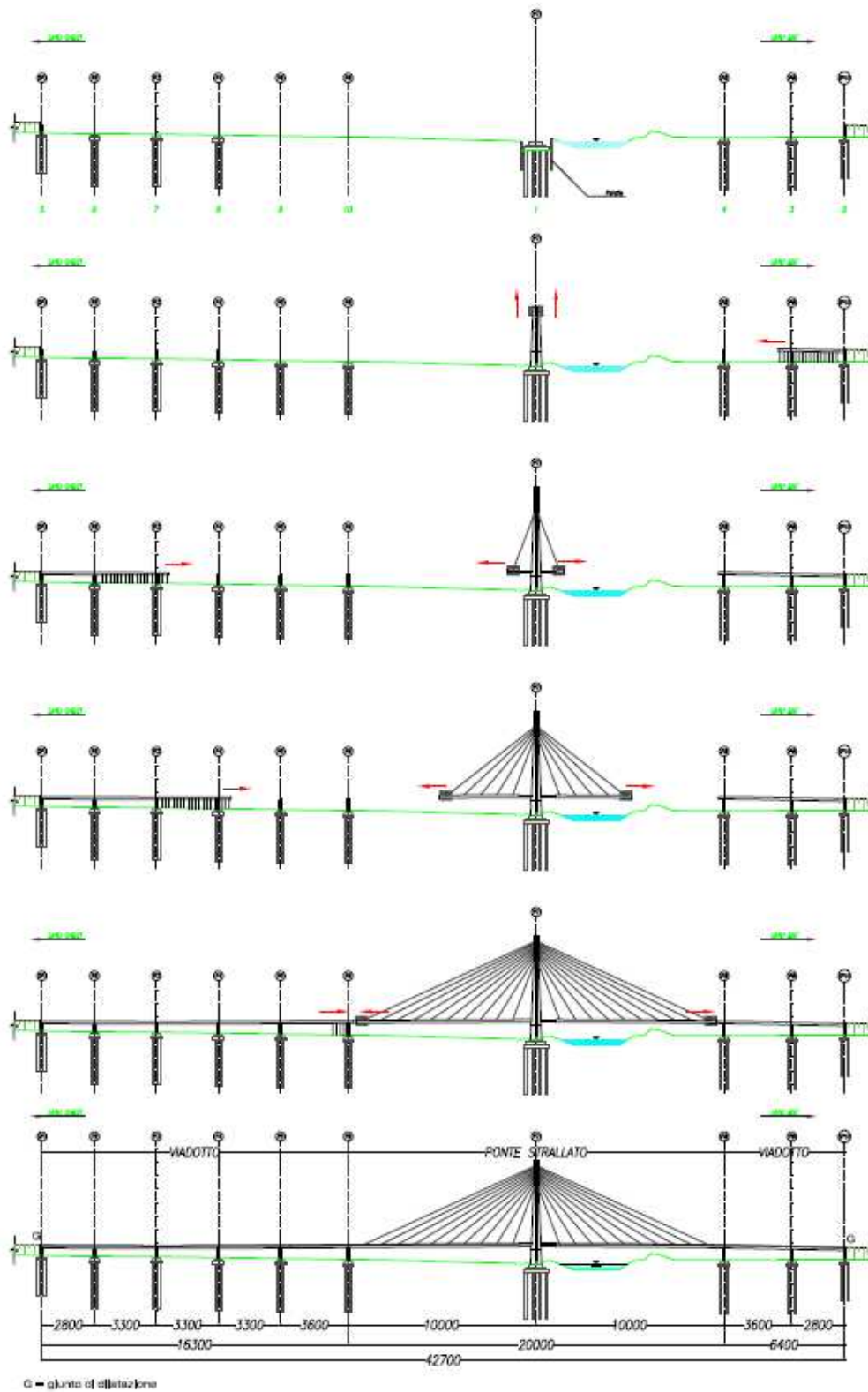


Fig. 4 Schema sintetico del metodo di costruzione:
 I viadotti sono stati realizzati campata per campata con getto in opera supportato da cassature modulari appoggiate a terra; l'impalcato strallato è realizzato in opera per conci successivi, con casseri scorrevoli supportati da una coppia di carri-varo, precompresso longitudinalmente e trasversalmente

Nel secondo occorre attendere la realizzazione della fondazione e del plinto dell'antenna, commisurate all'intera superficie dell'impalcato strallato, nonché dell'antenna stessa.

Viceversa la velocità di costruzione degli impalcati del viadotto risulta circa uguale a quella dell'impalcato strallato, poco più di un metro al giorno, considerando che il ponte strallato procede su due fronti in parallelo.

I viadotti sono stati realizzati campata per campata con l'ausilio di supporti modulari posati a terra e cassaforme in pannelli di legno.

Le travate sono precomprese longitudinalmente mediante cavi a trefoli, parabolici, con giunti di costruzione a circa 1/5 della luce.

L'impalcato strallato è stato realizzato a sbalzo, utilizzando una coppia di carri varo con cassaforme in pannelli di legno, con conchi di 4.50m e interassi degli stralli di 9.00m.

L'impalcato è precompresso longitudinalmente sia durante le fasi esecutive che alla fine della sua costruzione con cavi di continuità; è anche precompresso trasversalmente nei traversi e nella soletta.

L'antenna, formata da elementi inclinati che formano una figura a diamante, è precompressa trasversalmente in corrispondenza del traversone di equilibrio e di appoggio per l'impalcato, ed anche in sommità, in corrispondenza degli ancoraggi degli stralli.

Il ponte, attualmente in fase di avanzata costruzione, è previsto sia terminato entro l'estate 2011, con il completamento dei due grandi sbalzi di 100m. Le immagini di seguito riportate (fig. da 5 a 15) ne illustrano le principali fasi esecutive.



Fig. 5 Inizio della costruzione nel settembre 2009: esecuzione dei pali

5. CONCLUSIONI

Si è illustrato il progetto e la costruzione di un ponte di medie dimensioni che presenta una serie di problematiche tipiche di molti attraversamenti: un viadotto di accesso ed un attraversamento centrale di maggior impegno.

Tali problematiche, spesso, si risolvono con tipologie strutturali differenziate, a volte anche nei materiali e nei sistemi costruttivi.



Fig. 6 Realizzazione delle pile del viadotto nel dicembre 2009



Fig. 7 Spalla ovest e puntellazione per il getto della prima campata del viadotto

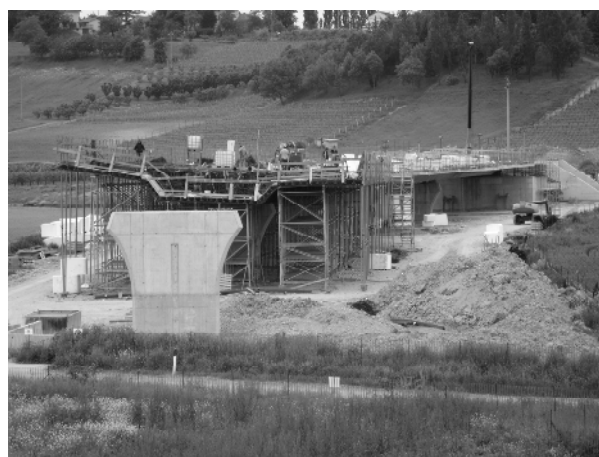


Fig. 8 Avanzamento della costruzione del viadotto ovest



Fig. 9 Il viadotto ovest completato, in attesa del collegamento con l'impalcato strallato



Fig. 10 Casseratura di una gamba dell'antenna del ponte

Nel ponte in oggetto la scelta progettuale è stata quella dell'omogeneità e della integrazione realizzando un attraversamento che, a fronte di luci molto differenziate, manifestasse uniformità sia nel sistema strutturale che nello schema figurativo.

Il progetto, nato con la volontà dichiarata di integrare i vari aspetti formali e strutturali ha di fatto richiesto più attenzione e risorse di quante non se ne impieghino per

progetti realizzati, si potrebbe dire, “per componenti” separate e indipendenti. Ma riteniamo che ne sia valsa la pena.



Fig. 11 Avanzamento della costruzione dell'antenna



Fig. 12 Completamento dell'antenna e montaggio dei carri varo

La costruzione dell'intero ponte si prevede venga terminata nell'arco di due anni di lavoro, ed il costo di costruzione complessivo di ponte e viadotto si prevede resti contenuto nei valori unitari previsti per l'appalto ovvero dell'ordine dei 1.200€/m², ovvero tempi e costi che non sembrano risentire della relativa sofisticazione dell'opera; a dimostrazione che il ponte strallato può risultare una scelta efficace anche in termini economici, e che l'attenzione alla ricerca figurativa, se affrontata in sinergia con le tecniche ingegneristiche, può rivelarsi sostenibile anche in termini economici.



Fig. 13a e 13b Installazione dei primi stralli



Fig. 14 L'impalcato strallato in avanzamento a sbalzo



Fig. 15 Stato della costruzione nel marzo 2011

RICONOSCIMENTI

Il progetto del ponte strallato è dell'ing. Mario de Miranda; lo sviluppo del progetto è dello Studio De Miranda Associati, che ne ha curato anche lo studio d'esecuzione e l'assistenza per la costruzione, e che ha operato nell'ambito di una ATI con le società D'Appolonia e Stone.

La costruzione è realizzata dalle imprese Coestra S.p.A. di Firenze e Tensacciai S.p.A. di Milano.

Per lo Studio De Miranda Associati hanno collaborato al progetto nonché alla costruzione ed alla D.L. gli ingegneri Elena Gnechi Ruscone, Alessandro De Palma e Alessandro Ponzone.

Per la società D'Appolonia l'ing. Carlo Vardanega è Direttore dei Lavori, l'ing. Giampiero Vassallo è responsabile per la sicurezza e l'ing. Gerardo Vecchia è assistente alla Direzione lavori.

Per la società Coestra, Direttore Tecnico è l'ing. Marco Porta e Direttore di Cantiere l'ing. Leonardo Messineo, coadiuvato dal geom. Biagio Mitidieri.

Per la società Tensacciai i responsabili tecnici sono il geom. Alberto Gatti e l'ing. Stefano D'Anna.

Le attrezzature di getto del ponte e dei viadotti sono state fornite e gestite dalla società Elio Guerini S.r.l.

L'Ente Appaltante è la Provincia di Asti, di cui responsabile del procedimento è l'ing. Paolo Biletta e responsabile per il coordinamento del progetto l'ing. Stefania Morra.