ANALISI DEL COLLASSO DI UNA COPERTURA METALLICA SANDWICH DI GRANDE LUCE

L.JURINA¹, M.MAZZOLENI²

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale, DIS, Politecnico di Milano ²Libero professionista, Bergamo

Premessa

La nevicata che ha interessato Milano a fine gennaio 2006, seguita da abbondante pioggia, ha causato il crollo parziale di una grande copertura metallica a volta, di luce 50 metri ed area coperta 7500 m2, realizzata per metà con una <u>sezione metallica a sandwich</u>, (costituita da lastre corrugate esterne ed interne di ugual geometria, opache e coibentate, collegate tra loro da diagonali in tubolare di piccolo spessore) e, per la restante metà, con una <u>struttura reticolare spaziale</u> (in tubi tondi, con un sottile strato superiore traslucido in policarbonato).

Il crollo ha interessato la sola volta sandwich ed è avvenuto in modo repentino, secondo un classico meccanismo di collasso a quattro cerniere, innescato da un fenomeno di instabilità della lamiera di ridotto spessore abbinato alla contemporanea rottura del giunto interno di collegamento a terra della struttura.

Le foto di Figura 1, in parte scattate la mattina dopo l'evento, illustrano la porzione di volta collassata (pari a un quarto dell'intero padiglione), il meccanismo di crollo con alcuni particolari delle "cerniere" e la neve che ancora copre le porzioni residue della copertura per una stesa simmetrica di 36 metri circa, su una luce di 50 m.

Le porzioni di struttura reticolare, intervallate ai sandwich, non hanno subito danni, anche per merito del riscaldamento tempestivamente attivato all'interno del padiglione espositivo.

I sandwich invece, anche nelle porzioni che non sono collassate per effetto della benefica interazione con la reticolare, presentano evidenti segni di imbozzamento locale delle lamiere.

Il presente lavoro si pone come obiettivo quello di analizzare a posteriori le cause che hanno indotto il crollo della struttura e di valutare criticamente, alla luce degli esiti ottenuti, le disposizioni fornite dalla vigente normativa in termini di azioni sollecitanti per la particolare tipologia strutturale in esame.



Figura 1 – La copertura collassata, il meccanismo di collasso a quattro cerniere, particolari delle cerniere e vista delle porzioni instabilizzate, stesa del carico da neve.



Figura 2 – Vista dall'alto della porzione di copertura crollata

Caratteristiche della struttura voltata

La volta sandwich, oggetto di studio, è caratterizzata da una sezione trasversale ad arco policentrico, con una luce di 50 metri ed una monta di 14 metri.

E' costituita da due lastre grecate sagomate a freddo, una di intradosso e una di estradosso, aventi larghezza di 500mm e spessore di 0.8 mm, reciprocamente collegate attraverso elementi diagonali a profilo tubolare tondo di diametro 25mm.

Le due lastre che costituiscono i correnti della struttura reticolare sono distanziate di 75cm ed il passo dei diagonali di collegamento è di 105cm.

Il collegamento fra le lastre sagomate e gli elementi diagonali è realizzato mediante tasselli ad espansione di tipo "Advelok" con gambo di 4.3mm sparati con attrezzatura pneumatica.

Il collegamento a terra dei due correnti in lastra della struttura reticolare è realizzato mediante l'impiego di profili in acciaio sagomati a freddo di spessore 3mm fissati alla trave in calcestruzzo con tasselli meccanici di diametro 8mm posti ad interasse di 500mm.

Carico da neve previsto dalla vigente normativa

Il Testo Unico delle norme tecniche per le costruzioni, che costituisce l'attuale riferimento normativo nel nostro paese, prevede per la struttura in esame le seguenti due condizioni di carico da neve:

- 1. <u>Neve non accumulata</u>: stesa simmetrica uniforme di 128 daN/m² di estensione 48 metri;
- 2. <u>Neve accumulata:</u> stesa asimmetrica lineare con accumulo massimo di 320 daN/m² come riportato in figura 3;



Figura 3 – Schema di carico da neve per coperture cilindriche - T.U. Carico da neve rilevato sul posto a seguito del crollo della struttura

Misure eseguite in sito all'indomani del crollo della porzione di copertura hanno indicato che il peso specifico della neve bagnata era di 640 daN/m^3 (contro i 400 daN/m^3 suggeriti dal Testo Unico per la neve "umida"), e che il manto di neve accumulato sulla copertura aveva una estensione di circa 36 metri ed una altezza variabile fra i 25-30 cm (figg. 4/5).



Figura 4 – Rilievo della stesa di neve presente sulla copertura il giorno seguente il crollo



Figura 5 – Misurazione del peso specifico della neve bagnata prelevata dalla copertura

Analisi condotte

Sono state eseguite sulla struttura tre differenti analisi, una di tipo globale e due di tipo locale, mediante l'impiego di altrettanti modelli numerici ad elementi finiti. La prima analisi (fig.4), effettuata sull'intero arco trasversale portante, volta alla determinazione della stesa di carico da neve più sfavorevole per la copertura. La seconda (fig.5), effettuata sulla lastra sagomata di rivestimento, volta alla determinazione del carico critico locale per compressione. La terza (fig.6), effettuata sul nodo di collegamento a terra della copertura, volta alla determinazione della massima reazione vincolare di trazione offerta dallo stesso.



Analisi 1 - arco reticolare portante

L'analisi è stata condotta in campo lineare su un modulo di copertura di profondità 50cm ed è stata finalizzata alla determinazione delle massime compressioni sulle lamiere in funzione della ampiezza della stesa di carico da neve.

Il modello numerico è stato realizzato con l'impiego di elementi "beam" vincolati a terra mediante cerniere, ed è stato sottoposto a carichi distribuiti da neve di estensione variabile ed intensità 1 KN/m (2 KN/m^2).

Attraverso la parametrizzazione del fattore "estensione" della stesa di carico è stato possibile individuare la condizione più gravosa per la struttura sia in termini di massima compressione sulla lamiera sagomata che costituisce la struttura reticolare, sia in termini di massima trazione sui nodi di collegamento a terra della struttura.

Delle diverse condizioni analizzate riportate nello specchietto sotto, la più gravosa è risultata quella di una stesa di carico simmetrica di estensione fra i 30 e i 36 metri. Della stessa, e delle due condizioni di carico previste dalla normativa, vengono riportati di seguito i diagrammi di azione assiale (fig.7/8/9).

CONDIZIONE DI CARICO	MASSIMA COMPRESSIONE
10 metri uniforme simmetrica	-31.77 KN
15 metri uniforme simmetrica	-38.40 KN
20 metri uniforme simmetrica	-46.34 KN
25 metri uniforme simmetrica	-54.38 KN
30 metri uniforme simmetrica	-57.54 KN
36 metri uniforme simmetrica	-59.80 KN
40 metri uniforme simmetrica	-52.38 KN
48 metri (da normativa) uniforme simmetrica	-49.32 KN
48 metri (da normativa) asimmetrica	-48.56 KN



Figura 9 - Diagramma azione assiale - Stesa di carico simmetrica 36 metri



Figura 10 – Diagramma azione assiale - Stesa di carico simmetrica 48 metri da normativa



Figura 11 – Diagramma azione assiale - Stesa di carico eccentrica 48 metri da normativa

Come è possibile rilevare dai diagrammi sopra riportati e dal grafico di figura 10, la condizione più gravosa per la struttura risulta essere quella con carico uniforme simmetrico esteso su 36 metri. Rispetto a tale condizione entrambe le stese di carico imposte dalla normativa sottostimano le sollecitazioni sulla struttura.

La differenza è del 21% per la stesa simmetrica e del 23% per la stesa asimmetrica.



Figura 12 – Grafico di sintesi dei risultati ottenuti con l'analisi parametrica condotta

Analisi 2 - instabilità lamiera compressa

Per determinare il carico critico per compressione della lamiera sagomata che costituisce i correnti della struttura sandwich è stata eseguita un'analisi di buckling su un modello numerico ad elementi finiti di una porzione della lastra sottoposta, sulle due estremità, ad uno sforzo uniforme di compressione nel proprio piano (fig.11).

Il modello riproduce un tratto della lastra lungo 4200 mm, ovvero 4 moduli della struttura reticolare, ed è costituito da elementi bidimensionali di tipo "shell" di spessore 0.8mm vincolati puntualmente (impedimento della traslazione verticale e trasversale) in corrispondenza delle rivettature intermedie (ogni 1050mm) e lungo le due estremità (impedimento della traslazione verticale).

Lungo le due estremità le shell sono caricate con una compressione di 2MPa agente nel loro piano a simulare l'azione di compressione indotta dalle parti contigue di struttura.

L'analisi è stata limitata al calcolo dei primi due autovalori e alle relative deformate critiche dell'elemento. Per entrambe le deformate si sono ottenuti i fattori moltiplicativi del carico imposto rispetto al relativo carico critico (fig.12/13).



Figura 13 – Modello FEM lastra sagomata utilizzato per l'analisi di instabilità



Figura 14 – Deformata critica di modo 1 - Moltiplicatore critico 55.69



Figura 15 - Deformata critica di modo 2 - Moltiplicatore critico 56.58

La deformata critica di primo modo, a cui corrisponde un carico critico di -5124 daN, presenta due semionde di ampiezza 2000mm circa, mentre quella di secondo modo, a cui corrisponde un carico critico di -5205 daN, presenta una unica curvatura di ampiezza 4000mm circa.

Analisi 3 - nodo di collegamento a terra

Per la valutazione del carico massimo di trazione a cui i nodi di collegamento a terra della copertura riescono a resistere è stata condotta una analisi numerica ad elementi finiti di tipo non lineare, con incrementi di carico successivi.

E' stata modellata con elementi finiti bidimensionali di tipo shell una porzione del profilo metallico che costituisce il nodo interno di fissaggio a terra della copertura, di estensione 500mm, pari all'interasse dei tasselli meccanici che ancorano il profilo al basamento in calcestruzzo (fig.14).

Il modello è vincolato sulle due estremità mediante vincoli in grado di simulare la continuità del profilo reale (problema assialsimmetrico) ed in corrispondenza del foro di fissaggio a terra mediante cerniere. E' infine sollecitato attraverso una pressione uniforme di trazione di 10MPa agente sul lembo superiore dell'ala del profilo che si raccorda con la lamiera sagomata di copertura.

Per l'acciaio che costituisce il profilo (Fe360) è stato utilizzato un diagramma sforzideformazioni elasto-plastico come illustrato nella figura successiva (fig.15), con soglia di snervamento f_y di 214 MPa e con una deformazione ultima ε_u dell'1%.



Figura 16 – Modello FEM profilo di ancoraggio a terra



Figura 17 – Diagramma sforzi-deformazioni adottato nell'analisi

L'analisi è stata condotta attraverso un incremento graduale del carico da 0 a 30 KN ottenuto applicando al carico iniziale dei moltiplicatori progressivi del 10%.

Il codice di calcolo ha fornito una soluzione che diverge dopo il 4º incremento di carico e quindi per valori che superano i 6 KN di trazione.

Si può quindi concludere che la soglia di rottura per rifollamento della lamiera in corrispondenza del foro di alloggiamento dei tasselli meccanici è dell'ordine dei 6 KN per ogni 50 cm di sviluppo del profilo metallico.



Figura 18 – Mappatura sforzi composti di Von Mises



Figura 19 - Raffronto fra l'esito dell'analisi e il fenomeno rilevato sul posto

Studio del meccanismo di collasso della struttura

Sulla base dei risultati ottenuti attraverso le analisi numeriche e alla luce dei rilievi effettuati in sito sulla struttura crollata è stato possibile studiare il meccanismo di collasso della stessa, individuando le effettive fasi di formazione delle quattro cerniere plastiche che hanno indotto il cinematismo e le corrispondenti soglie di "carico critico" da neve che le hanno innescate.

In sintesi il crollo della struttura è avvenuto attraverso i seguenti passaggi intermedi raggiunti con il graduale incremento del carico da neve:

1. FASE 1: struttura iperstatica, incastrata a terra ai due estremi

Costituisce la configurazione iniziale della struttura in cui i vincoli a terra risultano bene riconducibili ad incastri perfetti di estremità ottenuti attraverso il collegamento delle due pareti alla fondazione in calcestruzzo armato.

2. FASE 2: vincolo interno a terra – rottura per trazione - prima cerniera

Con il crescere del carico da neve si verifica il primo fenomeno di degrado localizzato della struttura in corrispondenza dell'ancoraggio a terra della parete interna. Il problema è legato al rifollamento della lamiera sagomata di collegamento, come riportato al punto precedente del presente scritto: *"analisi 3 - nodo di collegamento a terra"*.

3. FASE 3: intradosso reni SX- instabilità per compressione - seconda cerniera

Il degrado del vincolo di incastro a terra determina, con il crescere del carico da neve, il raggiungimento della soglia critica di instabilità per compressione della lamiera sagomata interna in corrispondenza della zona posta ad una quota di circa 5 metri da terra ed il conseguente innesco della seconda cerniera.

4. FASE 4: intradosso reni DX- instabilità per compressione - terza cerniera

L'innesco della terza cerniera per instabilità della lamiera a compressione, che si verifica sulla parete esterna nella zona di chiave, avviene in maniera del tutto repentina, senza alcun incremento ulteriore del carico da neve.

5. FASE 5: estradosso chiave - instabilità per compressione – quarta cerniera

Così anche l'innesco della quarta ed ultima cerniera, che si verifica sulla parete interna appena al di sopra dell'incastro a terra, avviene immediatamente.

Vengono riportati di seguito i diagrammi di azione assiale sulla struttura deformata in corrispondenza delle cinque soglie individuate sopra.



Figura 20 – Fase 2 - vincolo a terra - rottura per trazione - prima cerniera



Figura 21 - Fase 3 - intradosso reni SX- instabilità per compressione - seconda cerniera



Figura 23 - Fase 5 - intradosso reni DX- instabilità per compressione - quarta cerniera

-72,3263

Viene riportato di seguito il grafico di andamento del "carico critico" da neve rapportato all'abbassamento massimo in chiave nelle diverse fasi del meccanismo di collasso della struttura.

Come si può chiaramente osservare nel grafico la copertura denota un comportamento pressoché lineare e rigido fino alla formazione della seconda cerniera, quella interna nella zona delle reni indotta dall'instabilità per compressione della lamiera sagomata.

Oltre tale soglia la struttura modifica bruscamente il proprio comportamento innescando in modo pressoché immediato le ulteriori due cerniere e collassando in maniera improvvisa.

Il grafico indica infatti che, per il determinarsi della terza e quarta cerniera sarebbero sufficienti rispettivamente 40 daN/m^2 ed il "solo peso proprio".



Figura 23 – Fase 5 - intradosso reni DX- instabilità per compressione - quarta cerniera

Conclusioni

Dagli esiti ottenuti attraverso le indagini condotte è stato possibile giungere alle seguenti conclusioni:

1. <u>la normativa vigente sottostima il carico da neve sia come intensità che come distribuzione</u> (per la particolare tipologia di volta cilindrica esaminata, e per la zona di Milano)

Con la stesa di neve di 36 metri, effettivamente rilevata sulla copertura, il carico in grado di innescare il collasso della struttura è di **172** daN/m^2 , contro i **208** daN/m^2 della stesa di 48 metri, prevista dalla normativa.

Misure eseguite in sito hanno indicato che il peso della neve bagnata era di 640 daN/m^3 (contro i 400 daN/m3 suggeriti dal T.U. per neve umida) e da questo si ricava che lo spessore della neve

bagnata gravante sulla volta è stato di **27 cm**, un valore coerente con quanto rilevato sulla copertura e in zona, la mattina successiva al crollo.

2. <u>la retro-analisi numerica condotta giustifica il crollo in base alla resistenza elementi costituenti la struttura e in base alla intensità e distribuzione del carico da neve effettivamente agente sulla copertura,</u>

- 3. <u>l'entità del carico critico per instabilità della lamiera sottile è un parametro di progetto</u> <u>fondamentale, soprattutto nelle strutture sandwich,</u>
- 4. <u>la affidabilità delle residue porzioni della copertura sarà valutata con prove di carico che tengano conto dei danni locali già subiti, considerata la destinazione ad uso espositivo del padiglione.</u>

Bibliografia e riferimenti normativi

- 1. D.M. 14 settembre 2005 Norme tecniche sulle costruzioni
- 2. UNI ENV 1993-1-1 Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio
- 3. Atti dei Convegni C.T.A. Collegio dei Tecnici dell'Acciaio
- 4. Ministero dell'Università e della ricerca scientifica Rapporto finale delle attività di ricerca "Danneggiamento delle costruzioni metalliche e composte", Milano 06 dicembre 2000
- 5. L.C. Dell'Acqua "Meccanica delle strutture" Vol. 1, 2 McGraw-Hill.