

dr inż. Wit Derkowski*
mgr inż. Łukasz Ślaga*

Czy i jak projektować budynki zabezpieczone przed katastrofą postępującą?

Whether and how to design buildings protected from progressive collapse?

Projektowanie konstrukcji budowlanych wykonuje się w oparciu o odpowiednie, określone w normach, kombinacje obciążeń stałych i zmiennych. Niestety w planowanym okresie użytkowania konstrukcji, poza obciążeniami przewidywanymi, mogą wystąpić również oddziaływania wyjątkowe, takie jak np. uderzenia pojazdów, wybuchy gazu czy ataki terrorystyczne. Nieprzewidywalność tego typu obciążeń objawia się tym, że nie można określić ich rodzaju, wielkości ani częstotliwości występowania. Dlatego konstrukcji budowlanej nie da się w pełni zabezpieczyć przed wszystkimi oddziaływaniami, jakie mogą wystąpić, należy jednak tak ją zaprojektować, aby z odpowiednio przyjętym poziomem prawdopodobieństwa obiekt nie uległ zniszczeniu w stopniu dysproporcjonalnie dużym w stosunku do przyczyny. Zjawisko rozprzestrzeniania się zniszczenia lokalnego na całą konstrukcję nosi nazwę katastrofy postępującej i najczęściej zachodzi w obiektach odznaczających się niewielką ciągłością konstrukcyjną oraz niskim poziomem zdolności do redystrybucji sił wewnętrznych.

Za początki zainteresowania tą tematyką przyjmuje się drugą połowę XX w., kiedy miała miejsce jedna z najbardziej znanych katastrof utożsamianych z katastrofą postępującą, tj. zawalenie się fragmentu 22-piętrowego wieżowca Ronan Point we wschodniej części Londynu (fotografia). W wyniku wybuchu kuchenki gazowej na 18. piętrze wieżowca, prefabrykowane ściany nośne i ściany osłonowe naroża budynku zostały wysadzone, co w efekcie doprowadziło do zawalenia się najpierw pięter znajdujących się powyżej, a potem poniżej miejsca wybuchu. Tragedia ta zapoczątkowała prace nad określeniem wymagań normowych, które uchroni-



Zniszczenie 22-piętrowego wieżowca w Londynie w 1968 r. [Photograph Copyright Daily Telegraph, 1968]

łyby budynki przed tego typu katastrofą. Efektem tych prac są zapisy znajdujące się w szeregu norm, m.in. w PN-EN 1991-1-7; PN-EN 1992-1-1 i PN-B-03264, które nie zawsze są ze sobą spójne. Wydarzenia z 11 września 2001 r. z Nowego Jorku, gdzie miał miejsce atak terrorystyczny na bliźniacze wieże World Trade Center, na nowo wszczęły dyskusję na temat problematyki zabezpieczania konstrukcji budowlanych przed możliwością wystąpienia katastrofy postępującej. W konsekwencji, nowe wytyczne projektowe, opracowane przez Departament Obrony Stanów Zjednoczonych, zostały zawarte w [1].

Katastrofy postępujące zdarzają się stosunkowo rzadko, jednak ich skutki społeczne i ekonomiczne mogą być bardzo znaczne. Omawiane zagadnienie jest szczególnie istotne w przypadku **konstrukcji prefabrykowanych**, w których rzadko stosuje się uciąglenia poszczególnych elementów konstrukcyjnych. Projektowanie budynków z prefabrykatów betonowych w taki sposób, aby w przypadku zniszczenia jednego z elementów konstrukcji nie wystąpiła katastrofa postępująca, musi wiązać się ze wzro-

stem kosztów inwestycji, jednak z uwagi na znaczące zwiększenie bezpieczeństwa użytkownika obiektu warto je rozważyć.

Metody projektowania

W Eurokodzie 1 wymieniono trzy zasadnicze metody projektowania budynków uwzględniające możliwość wystąpienia katastrofy postępującej. Wybór odpowiedniej metody powinien być poprzedzony analizą ryzyka, w której należy zdefiniować możliwe zagrożenia oraz starać się oszacować prawdopodobieństwo ich wystąpienia. Ponieważ każda z metod ma wady i zalety, analiza ryzyka pozwala dobrać rozwiązanie optymalne pod względem bezpieczeństwa i kosztów realizacji.

Podstawowy sposób projektowania to **metoda więzi łączących**, polegająca na stosowaniu systemów wiążących i takim doborze zbrojenia poszczególnych elementów stężających, by spełnić zalecenia normowe dotyczące minimalnej siły rozciągającej, jaką musi przenieść każdy z nich. Dzięki wzajemnemu powiązaniu elementów nośnych i zapewnieniu ciągłości konstrukcji możliwa jest redystrybucja sił wewnętrznych w sytuacji awaryjnej. W tym przypadku rolę zbrojenia rozciągającego może pełnić zarówno zbrojenie wieńców, jak i innych elementów nośnych (np. belek) pod warunkiem, że zapewniona jest jego ciągłość i odpowiednie zakotwienie. Główną zaletą tej metody jest stosunkowo prosty sposób wymiarowania. Należy jednak zwrócić szczególną uwagę na prawidłowe rozłożenie, zakotwienie i powiązanie zbrojenia. Niewątpliwą wadą tej metody jest brak wiedzy na temat rzeczywistej zdolności przyjętego systemu wiążącego do wytworzenia wtórnego ustroju nośnego i redystrybucji sił przekrojowych w wyniku zaistnienia sytuacji awaryjnej.

W metodzie wtórnego ustroju nośnego z góry zakłada się, że obciążenie wyjątkowe będzie zbyt duże, by dany element (lub fragment konstrukcji) mógł je samodzielnie

* Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Lądowej

przeniesić. Należy tak ukształtować konstrukcję wokół potencjalnego miejsca zniszczenia, aby była ona zdolna do wytworzenia wtórnego ustroju nośnego, który przejmie obciążenia ze zniszczonego elementu. W wyniku wystąpienia zniszczenia lokalnego dopuszczalne jest powstanie dużych przemieszczeń i zarysowań konstrukcji, jednak bezwzględnie musi zostać zachowana zdolność do przenoszenia obciążeń.

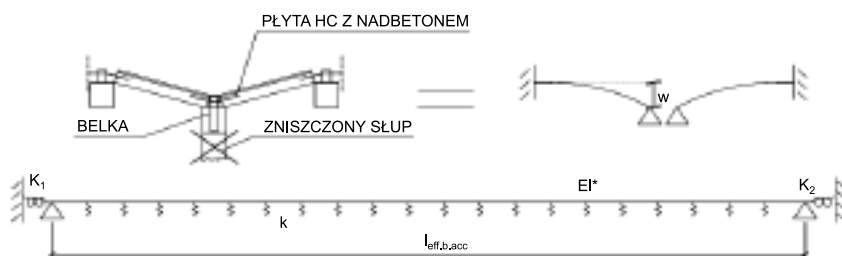
Trzecim sposobem jest **metoda elementów kluczowych**, polegająca na oszacowaniu wielkości obciążenia wyjątkowego i zaprojektowaniu danego elementu na to obciążenie. Przez element kluczowy należy rozumieć element konstrukcji (np. słup), od którego zależy nośność i stabilność pozostałych elementów. Metoda ta znajduje zastosowanie przede wszystkim przy projektowaniu konstrukcji szkieletowych. Główną jej wadą jest ograniczenie skuteczności jedynie do rodzaju i wielkości rozważanych obciążeń. Do zalet można zaliczyć nieograniczony obszar występowania obciążenia wyjątkowego (np. w przypadku projektowania wszystkich słupów garażu jako elementów kluczowych, nie ma znaczenia, w który słup może uderzyć pojazd). Możliwe jest też podejście mieszane, tzn. takie, w którym część elementów projektowana jest jako kluczowe (np. słupy, krótkie wsporniki), a pozostałe – umożliwiające wytworzenie wtórnego ustroju nośnego (belki, wieńce). Zaletą takiego podejścia jest odporność konstrukcji na zagrożenia przewidywalne (np. uderzenia pojazdów w słupy nośne bez ich niszczenia), jak i częściowa odporność na zagrożenia nieprzewidywalne (np. eksplozje ładunków wybuchowych powodujących zniszczenie słupa).

Analiza projektowa na przykładzie obiektu wielkopowierzchniowego o konstrukcji prefabrykowanej

Przedmiotem analizy obliczeniowej jest dwukondygnacyjny obiekt galerii handlowej o powierzchni użytkowej ok. 83 tys. m² i kubaturze ok. 770 tys. m³. Pod częścią komercyjną zaprojektowano garaż samochodowy. Budynek składa się z dziewięciu oddzielonych od siebie segmentów o różnej konstrukcji. Analizie poddano jeden z segmentów o prefabrykowanej konstrukcji słupowo-ryglowej. Lekka połać dachowa spoczywa na dźwigarach stalowych, opartych na dwukondygnacyjnych słupach prefabrykowanych o wysokości 10,75 m i przekroju poprzecznym 0,5 m x 0,5 m. Strop nad garażem tworzą prefabrykowane,

sprężone płyty kanałowe HC320 o rozpiętości 7,50 m, ułożone na strunobetonowych belkach rozpiętości 8 m. Belki te, oparte są na krótkich wspornikach słupów dwukondygnacyjnych lub bezpośrednio na słupach jednokondygnacyjnych.

W analizie pracy konstrukcji w sytuacji wyjątkowej rozważono dwa przypadki obciążenia: zniszczenie dolnej części dwukondygnacyjnego słupa środkowego lub skrajnego, przy czym założono, że część słupa zawierająca krótkie wsporniki zostanie nienaruszona. Dzięki wykonaniu konstrukcji zespolonej belka-wieńiec-płyta i uciągnięciu zbrojenia wieńca, otrzymano statycznie niewyznaczalną belkę ciągłą, w której jedno przeszło ma podwojoną rozpiętość. Dzięki zastosowaniu zbrojenia zszywającego w betonie uzupełniającym możliwe było uwzględnienie sprężystego podparcia belki uciągniętej (rysunek).



Mechanizm pracy belki w sytuacji wyjątkowej jako belki na podłożu sprężystym

Opierając się na pasmowym modelu belki zespolonej [2] obliczono sztywności na ścinanie połączeń wieńiec-belka w płaszczyźnie poziomej (K_{sj}) oraz wieńiec-płyta HC w płaszczyźnie pionowej (K_{sv}):

$$K_{sj} = 500 \cdot \rho_{jav} \cdot f_{yd} \cdot \mu \cdot b_j$$

$$K_{sv} = \frac{1}{0,002 + u_h} \cdot \rho_{vav} \cdot f_{yd} \cdot \mu \cdot b_{jv}$$

gdzie:

ρ_{jav}, ρ_{vav} – stopień zbrojenia w rozważanej płaszczyźnie ścinania;

f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności;

μ – współczynnik tarcia w rozważanej płaszczyźnie ścinania;

b_j, b_{jv} – szerokość rozważanej płaszczyzny ścinania;

u_h – rozwarcie rysy w pionowej płaszczyźnie styku.

Sztywność zastępcza połączenia $K_{j,acc}$ ma bezpośredni wpływ na sztywność całego przekroju zespolonego belka-wieńiec-płyta HC. Na podstawie zredukowanej sztywności przekroju I^* obliczono siły przekrojowe i ugięcia we wtórnym ustroju nośnym (tabela 1) w oparciu o współczynnik (ξ_{max}) i tablice zawarte w [3].

$$K_{j,acc} = \frac{2 \cdot K_{sj,acc} \cdot K_{sv,acc}}{K_{sj,acc} + 2 \cdot K_{sv,acc}}$$

$$I^* = 0,25 \cdot \frac{E \cdot I}{1 + \Theta}$$

gdzie:

I – moment bezwładności przekroju zespolonego;

E – moduł sprężystości betonu belki prefabrykowanej;

Θ – współczynnik redukcji sztywności ze względu na odkształcalność połączenia wg Eurokodu 2.

Dla wyznaczonych w ten sposób wielkości statycznych obliczono zbrojenie wymagane w miarodajnych przekrojach belki oraz zbrojenie zszywające układu płyta HC-wieńiec-płyta HC. Ze względu na duże wielkości momentów zginających w przekroju uszkodzonej podpory oraz nad sąsiednimi podporami, do zbrojenia wieńca konieczne jest zastosowanie górą i dołem po 6 splotów ze stali wysokiej wytrzymałości Y1860 S7. Dodatkowo w celu poprawy zespolenia płyty HC z wieńcem należy wykonać warstwę konstrukcyjną nadbetonu grubości 70 mm zbrojoną siat-

ką ϕ 8 mm o oczku 200 mm. Ponieważ w przekroju zniszczonej podpory (przekrój przeszłowy dla ustroju wtórnego) wysokość użyteczna ograniczona jest do wysokości wieńca, należało zaprojektować dodatkowo po 2 pręty ϕ 25 mm na każdym z krótkich wsporników współpracujące przy przenoszeniu momentu zginającego – w tym miejscu siła rozciągająca dolną część przekroju ścina trzpienie stabilizujące. W wyjątkowej sytuacji obliczeniowej maksymalne ugięcie belki wynosi 51,2 mm.

Analiza nośności słupów wykazała, że ze względu na wysoką klasę zastosowanego betonu (C50/60), słupy nie wymagają dodatkowych wzmocnień. Jedynie w krótkich wspornikach zaobserwowano ok. 25% wzrost reakcji pionowej i wystąpienie dodatkowej siły poziomej w momencie zniszczenia sąsiedniego słupa. Taki wzrost zazwyczaj możliwy jest do przeniesienia bez dodatkowych wzmocnień – krótkie wsporniki, jako niewrażliwe fragmenty konstrukcji częstokroć nie są projektowane na pełne wyłączenie. Należy zwrócić uwagę, iż w przypadku sytuacji wyjątkowej możliwe jest wykorzystanie rezerwy nośności, związane ze stosowaniem częściowych współczynników bezpieczeństwa dla stali zbrojeniowej $\gamma_{s,wyjątkowa} = 1$.

Tabela 1. Wyniki obliczeń statyczno-wytrzymałościowych

Charakterystyka	Normalna praca konstrukcji			Sytuacja wyjątkowa	
	siły wewnętrzne – podstawowa kombinacja obc.	siły wewnętrzne – charakterystyczna kombinacja obc.	nośność	siły wewnętrzne – wyjątkowa kombinacja obc.	nośność
Belka strunobetonowa					
Moment zginający – podpora [kNm]	–	–	–	1495,8	1687,6
Moment zginający – środek rozp. [kNm]	1145,6	815,0	1386,7	272,0	
Moment zginający – zniszczona podpora [kNm]	–	–	–	822,7	940,5
Maksymalna siła poprzeczna [kN]	607,2	432,0	750,6	663,8	
Strunobetonowa płyta HC					
Moment zginający – przęsło [kNm]	112,4	77,9		78,0	
Maksymalna siła poprzeczna [kN]	56,2	39,0		52,6	wytężenie 47%
Moment skręcający [kN]	–	–	–	7,7	

Rozważono również wpływ zmiany schematu statycznego na pracę prefabrykowanych, sprężonych płyt kanałowych. Fakt „podwieszenia” belki na płytach HC, w strefie uszkodzonej podpory, powoduje ok. 35% wzrost siły poprzecznej w płycie i dodatkowe pojawienie się momentu skręcającego wynikającego ze zwiększonego ugięcia jednej z belek (podpór płyty). Dla analizowanej płyty HC320, pracującej w sytuacji wyjątkowej, wyłączenie z uwagi na ścinanie ze skręcaniem wynosi jedynie 47%, zatem żadne wzmocnienie nie jest wymagane. Gdyby jednak, w innych projektach, wzmocnienie na ścinanie było konieczne – można je łatwo uzyskać przez wypełnienie części kanałów.

Wnioski

Opisane rozwiązania konstrukcyjne, wykraczające poza standardowy sposób zbrojenia konstrukcji prefabrykowanych, pozwalają na przejście obciążeń ze zniszczonej części konstrukcji i wytworzenie wtórnego ustroju nośnego, który w sytuacji awaryjnej zahamuje rozwój katastrofy i przede wszystkim pozwoli na bezpieczną ewakuację użytkowników obiektu. W celu porównania wytycznych zbrojenia wieńców (również związanych z zabezpieczeniem przed możliwością katastrofy postępującej), maksymalne

siły rozciągające, jakie powinien przenieść wieńiec wewnętrzny wg różnych wymagań normowych, zestawiono z siłą rozciągającą wyznaczoną w opisanej analizie (tabela 2):

Analiza wyników podanych w tabeli 2 pokazuje, że dla rozważanego przypadku wymagania Eurokodu 1, Eurokodu 2 oraz PN-B-03264, nie zapewniają możliwości wytworzenia się wtórnego ustroju nośnego, który mógłby przejąć obciążenia ze zniszczonego fragmentu konstrukcji. Należy zwrócić uwagę, że wytyczne Eurokodów 1 i 2 ponad dwukrotnie zaniżyły wielkość siły rozciągającej, jaką powinien przenosić wieńiec. To spostrzeżenie jest zbieżne z wynikami innych przykładowych obliczeń, zaprezentowanych w [3]. Naszym zdaniem nośność zastosowanego w konstrukcji systemu wiążącego powinna być przedmiotem analizy obliczeniowej, a nie tylko i wyłącznie spełnieniem minimalnych wymagań normowych. Ponadto, przy projektowaniu budynków na sytuacje wyjątkowe, równie ważne jest przewidzenie odpowiedniego zbrojenia zsiwywającego, zapewniającego współpracę wszystkich elementów konstrukcji (wieńiec–belka, wieńiec–nadbeton, wieńiec–płyty HC). W ramach prowadzonej analizy zgrubnie oszacowano też koszty

Tabela 2. Porównanie wymagań normowych w stosunku do wieńców

Podstawa oszacowania siły rozciągającej	Formuła	Siła rozciągająca [kN]
PN-EN 1991-1-7	$F_t = \max(128 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}, 70 \text{ kN})$	1280,0
PN-EN 1992-1-1	$T_t = \max(0,8 \times (10,92 \text{ kN/m}^2 + 0,7 \times 5,18 \text{ kN/m}^2) \times 16 \text{ m} \times 8 \text{ m}, 75 \text{ kN})$	1489,6
PN-B-03264	$F_t = \max(128 \text{ m} \times 15 \text{ kN/m}, 90 \text{ kN})$	1920,0
Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe		2979,7

finansowe wykonania stanu surowego rozważanego obiektu zaprojektowanego bez i z uwzględnieniem proponowanych zabezpieczeń przed katastrofą postępującą. Proponowane zabezpieczenie rozważanego obiektu powoduje wzrost kosztów realizacji stanu surowego o ok. 8,5 %. Biorąc to pod uwagę, wydaje się być ekonomicznie uzasadnione stosowanie zabezpieczeń pozwalających na ograniczenie zasięgu katastrofy lokalnej. Choć bezwzględna wartość wzrostu nakładów może wydawać się duża, to jednak odniesienie jej do kosztów wykonania samego stanu surowego (wzrost poniżej 1%) w kontekście znacznego zwiększenia bezpieczeństwa użytkowników obiektu (uratowanie zdrowia i życia ludzi przez zapewnienie możliwości ich ewakuacji) jest stosunkowo niewielki.

Streszczenie

W artykule przedstawiono problematykę projektowania konstrukcji prefabrykowanych w aspekcie ich zabezpieczenia przed możliwością wystąpienia katastrofy postępującej. Na przykładzie wielkopowierzchniowego budynku prefabrykowego zaprezentowano model obliczeniowy pracy wtórnego ustroju nośnego powstałego po zniszczeniu jednego ze słupów nośnych. Na podstawie przeprowadzonej analizy oszacowano koszty związane z zastosowaniem zaproponowanego rozwiązania konstrukcyjnego zabezpieczającego przed katastrofą postępującą.

Słowa kluczowe: katastrofa postępująca, konstrukcje prefabrykowane, obciążenia wyjątkowe, wtórne ustroje nośne.

Abstract

This paper presents design issues of precast structures in terms of their protection against progressive collapse. The alternative bearing system of large surface structure after the destruction of one of the supporting pillars, is presented. On this basis, authors calculated the cost of proposed design solution to prevent spread of local damage.

Literatura

- [1] Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03: Design of Buildings to Resist Progressive Collapse.
- [2] fib Bulletin 63: Design of precast concrete structures against accidental actions, fib, Switzerland, Jan. 2012.
- [3] Cholewicki A., Nagórski T., Szulc J.: Design of alternative bearing system of precast framed structures under accidental action, ITB, Warszawa, 2011.