



ANDRZEJ CHOLEWICKI, *a.cholewicki@itb.pl*

JAROSŁAW SZULC, *j.szulc@itb.pl*

Instytut Techniki Budowlanej

## **PREFABRYKOWANE KONSTRUKCJE SZKIELETOWE W SYTUACJI WYJĄTKOWEJ – PROJEKTOWANIE WTÓRNEGO USTROJU NOŚNEGO**

### **PRECAST FRAMED STRUCTURES UNDER ACCIDENTAL SITUATIONS – DESIGN OF ALTERNATIVE BEARING SYSTEMS**

**Streszczenie** W części wprowadzającej referatu wspomniano krajowe zaangażowanie w problematykę, spowodowane m.in. katastrofami w Polsce, zostało one przed laty podsumowane zasadami projektowania opracowanymi w COPBPO w Warszawie. W niniejszej pracy naświetlono również ujęcie zagadnienia w odniesieniu do zapobiegania katastrofie postępującej prefabrykowanej konstrukcji szkieletowych wskutek zaistnienia sytuacji wyjątkowej. Szczególną uwagę przywiązano do zasad prowadzenia wieńców i łączenia prefabrykatów w płaszczyznach poziomych. Dwie koncepcje zbrojenia, wyznaczanego w sposób „pośredni” i „bezpośredni”, stanowią aktualnie przedmiot opracowań międzynarodowych (o charakterze wytycznych) oraz studium krajowego tj. będących w fazie wydawniczej wytycznych ITB.

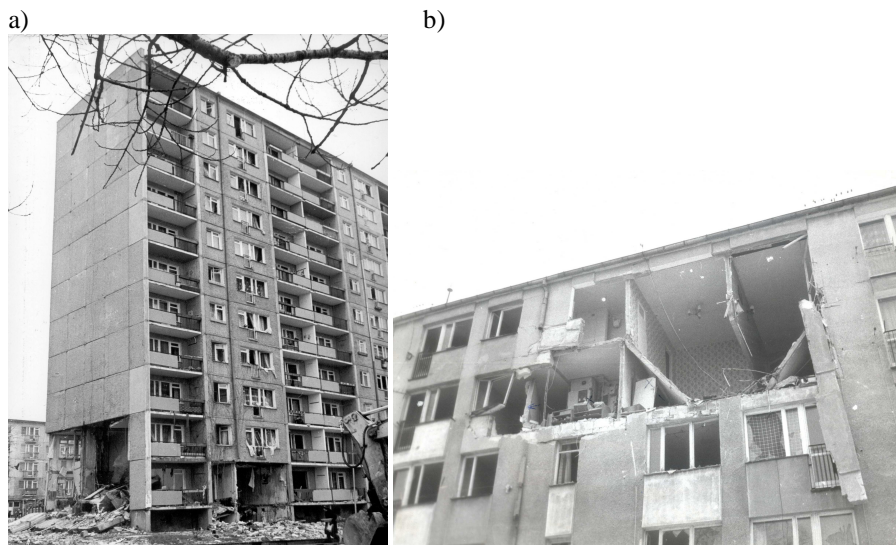
**Abstract** A structure is normally designed to respond properly, without damage under normal load conditions; but local and/or global damages cannot be avoided under the effect of an unexpected, but moderate degree of accidental overload or other kind of situation. Paper is devoted to following two objectives: indirect approach – i.e. tying principles aimed at reduction of the risk of progressive collapse of precast framed structures, direct approach – i.e. principles of design of so called alternative bearing systems of those structures.

### **1. Wprowadzenie**

Po katastrofie budynku Ronan Point [1] opracowano szereg przepisów dotyczących zagrożeń od oddziaływań wybuchów gazu, występujących w wielokondygnacyjnym budownictwie wielkopłytyowym. Przepisy te, będące syntezą poglądów sprzed 30 lat, obecnie tracą na aktualności z uwagi na bardziej zróżnicowane zagrożenia budowli oraz dominujący udział w substancji budowlanej ustrojów szkieletowych, dla których jest zdecydowanie trudniej (niż w odniesieniu do układów ścianowych) zaprojektować zabezpieczenia przed skutkami lokalnych uszkodzeń. W ostatnim okresie na świecie nasiliły się akty terrorystyczne, które jak pokazują, tragiczne często, doświadczenia mogą prowadzić do wystąpienia tzw. *Katastrofy postępującej* konstrukcji. Zestawienie rzeczywistych przypadków opracowane przez amerykański Prestressed Concrete Institute świadczy o rosnącym zainteresowaniu za oceanem tematyką przeciwdziałania występowaniu katastrofy postępującej i ograniczaniu jej skutków. Publikacje [2] i [3] informują o prowadzonych doświadczeniach „in situ”, w których wykorzystano przeznaczone do wyburzenia, istniejące obiekty szkieletowe

(monolityczne), w ten sposób pozyskiwane są ważne informacje o zachowaniu się lokalnie uszkodzonych konstrukcji budynków wielokondygnacyjnych.

W krajach europejskich, również od lat, prowadzone są badania naukowe w zakresie przedmiotowej tematyki – jest ona w różnym zakresie uwzględniona w dokumentach normatywnych np. [4]÷[6] (i w starej normie polskiej [7]). W odniesieniu do budownictwa prefabrykowanego najważniejsze są zalecenia (podane w dokumencie EC2) o łączeniu elementów konstrukcji w celu zapewnienia ogólnej spójności konstrukcyjnej rozumianej jako cechy konstrukcji zapewniające niezmienność bryły budynku (obiektu) przede wszystkim w sytuacji trwałej i w dużym stopniu w warunkach sytuacji wyjątkowej. W Komisji *fib* „Prefabrykacja” podjęto ostatnio prace nad zaleceniami [8]; aktualnie dokument ten jest w fazie końcowych opracowań redakcyjnych i będzie przedmiotem dyskusji podczas kolejnego zebrania tej Komisji w Helsinkach w maju 2011.



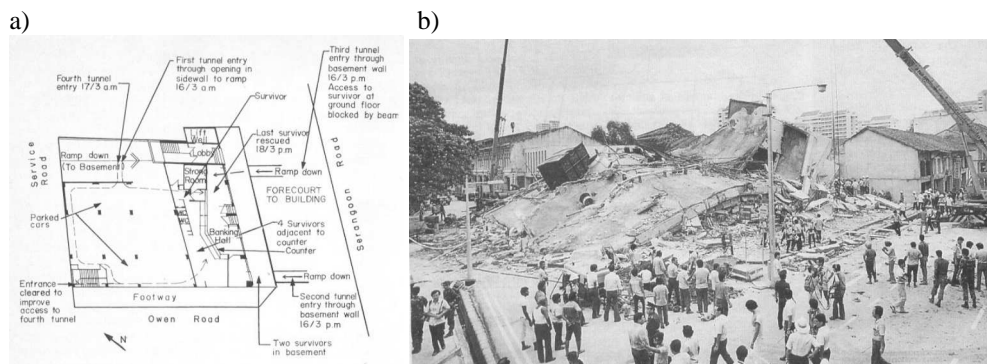
Rys. 1. Przykłady krajowe uszkodzenia konstrukcji wielopłytkowych budynków o układzie ścianowym w wyniku wybuchów gazu: a) Łódź 1982 r., b) Gdańsk 1986 r.

W Polsce w roku 1986 wydano w Centralnym Ośrodku Badawczo-Projektowym Budownictwa Ogólnego w Warszawie instrukcję [9] ukierunkowaną głównie na przeciwdziałanie katastrofie rozprzestrzeniającej się w budynkach wielopłytkowych, po roku 2000 tematykę w odniesieniu do budownictwa szkieletowego podjęto w Instytucie Techniki Budowlanej (w chwili obecnej w fazie wydawniczej znajdują się Instrukcja ITB [10] oraz publikacja komentująca tę instrukcję).

W okresie wieloletniej eksploatacji budynek szkieletowy może być poddany, oprócz obciążeń zwykłych, także zróżnicowanym oddziaływaniom występującym w sytuacji wyjątkowej. Przyczynami zagrożenia zaistnienia takich sytuacji mogą być między innymi:

- wybuchy zainicjowane od zewnątrz lub od wewnątrz (rys. 1),
- uderzenia pojazdów (od zewnątrz lub od wewnątrz, przypadkowe lub zamierzone), pożary,
- błędy projektowe lub wykonawcze, na przykład – zniszczenie części nadziemnej konstrukcji (rys. 2),

- osiadania fundamentów o wielkościach znacznie przekraczających przewidywane w projekcie,
- inne, trudne do przewidzenia przyczyny, jakkolwiek przedstawia sytuację wyjątkową obiektu drewnianego powstałą wskutek powodzi, to jest właśnie tym trudno wyobrażalnym zdarzeniem losowym – (rys. 3).



Rys. 2. Katastrofa hotelu New World w Singapurze [11]: a) rzut poziomy z oznaczonymi tunelami z wyjściami awaryjnymi; b) widok po katastrofie

Katastrofa hotelu w Singapurze, również np. zniszczenie budynku akademickiego we Wrocławiu w 1966 r. (obiekt o konstrukcji szkieletowej tzw. ramy H uległ katastrofie podczas montażu w wyniku silnych podmuchów wiatru) lokują się faktycznie poza grupą zdarzeń zainicjowanych zniszczeniem tylko jednego nośnego elementu pionowego. Katastrofy powyższe zasługują jednak na zwrócenie uwagi; opisy zniszczenia pozwalają uzyskać szereg informacji o mechanizmach w przypadkach, gdy zakresy inicjacji destrukcji znajdują się powyżej lokalnie uszkodzonego elementu [11]. Przykład katastrofy lawinowej balkonów w wielokondygnacyjnym budynku prefabrykowanym w Maastricht w Holandii [12] dowodzi, że również w najbardziej zaawansowanych technicznie (i zamożnych) krajach zdarzyć się mogą sytuacje wyjątkowe o tragicznych skutkach. Przyczyny tej stosunkowo marginesowej katastrofy były bardzo wnikliwie analizowane przez odpowiednie instytucje administracyjne w Holandii.



Rys. 3. Wtórny ustrój nośny ukształtowany przez powódź (wtórny ustrój – system konstrukcyjny powstający zastępczo po wystąpieniu lokalnego uszkodzenia jednego elementu nośnego) (fot. Polityka nr 31/1998)

## 2. Koncepty konstrukcyjne przyjmowane w celu ograniczenia ryzyka katastrofy

Przy projektowaniu ustrojów konstrukcyjnych z uwagi na okoliczność wystąpienia sytuacji wyjątkowej rozważa się następujące koncepcje:

- zapobieganie pośrednie katastrofie,
- ograniczenie ryzyka katastrofy dzięki wtórnemu ustrojowi nośnemu powstającemu po lokalnym uszkodzeniu konstrukcji,
- przystosowanie konstrukcji do bezpiecznego przeniesienia dodatkowych obciążeń wynikających z zaistnienia sytuacji wyjątkowej.

Koncepcje powyższe w okresie blisko 40 lat, które upłynęły od katastrofy budynku Ronan Point, uległy modyfikacjom i przybrały praktyczną formę następujących metod stosowanych obecnie przy projektowaniu:

- metoda pośrednia polegająca na odpowiednim łączeniu elementów (ang. *indirect tying method*),
- metoda bezpośrednia – zaprojektowania konstrukcji odpowiednio przystosowanej (ang. *direct design method*), która rozróżnia:
  - zaprojektowanie wtórnego ustroju nośnego (ang. *alternative path method*),
  - zaprojektowanie elementów konstrukcji nośnych zdolnych do przeniesienia wyspecyfikowanych obciążeń wyjątkowych (ang. *specific load approach*), elementom tym nadawane jest często miano „mocne”

Wymienione koncepcje – wdrażane przede wszystkim poprzez postanowienia norm europejskich [5]–[6] nie mogą zagwarantować pełnego bezpieczeństwa w przypadku wystąpienia oddziaływań wyjątkowych o bardzo zróżnicowanym charakterze i w obiektach o bardzo złożonym ustroju konstrukcyjnym. W publikacji [13] prezentowanej podczas Kongresu BIBM w Amsterdamie (*International Bureau for Precast Concrete*) koncepcje powyższe opatrzone zdaniem „...nie ma żadnej normy absolutnie bezpiecznej; każda próba tego osiągnięcia jest nierealna i niewykonalna”. Działania projektanta powinny być zatem ukierunkowane na ograniczenie ryzyka i skutków wystąpienia katastrofy postępującej. Ograniczenie to powinno być tym skuteczniejsze im wyższa jest ranga (ważność) obiektu i na ten aspekt zwraca uwagę szczególnie dokument EC1. W Polsce w grupie wydarzeń wyjątkowych o skutkach tragicznych, a dotyczących budynków szkieletowych, wymienić można, poza zdarzeniem we Wrocławiu, katastrofę budynku centrum handlowego Carrefour w Szczecinie w 2000 r. [14] – rys. 4.



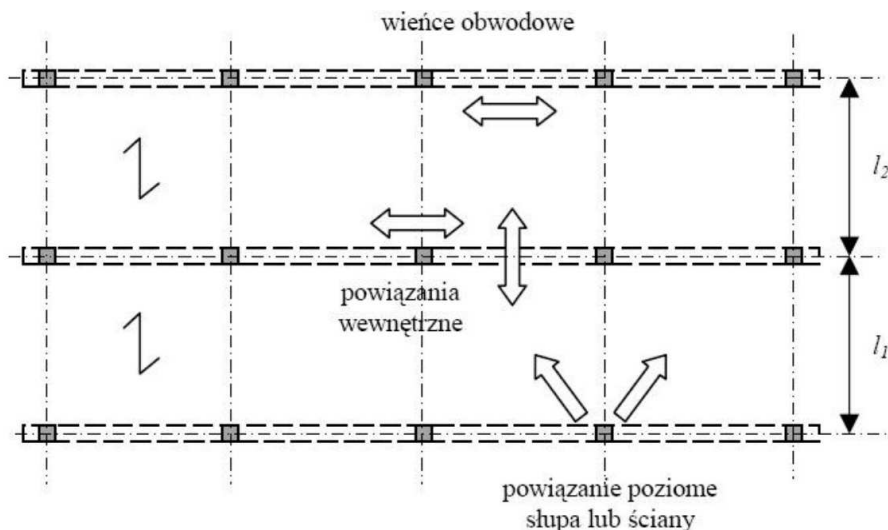
Rys. 4. Katastrofa budynku centrum handlowego w Szczecinie 2000 r.

### 3. Zapobieganie pośrednie w świetle przepisów norm europejskich i polskiej normy

W dokumentach normatywnych [6] i [7] zwrócono szczególną uwagę na połączenia elementów prefabrykowanych tworzących tarcze stropowe w zintegrowane poziome przepony; rodzaje zwieńczeń i połączeń przedstawiono na rys. 5.

Istotne wymagania norm [6] i [7] dotyczą przede wszystkim przekroju poprzecznego zbrojenia monolityzującego konstrukcję szkieletową (monolityzacja konstrukcji – łączenie prefabrykatów za pomocą prętów stalowych lub innych łączników oraz wypełnień/lub warstw z betonu lub podobnego materiału w celu nadania konstrukcji odpowiedniej spójności i sztywności), tj.:

- obwodowe zbrojenie łączące (wieńcowe),
- wewnętrzne zbrojenie łączące (czyli tak zwane wieńce wewnętrzne),
- połączenia, na podporach nośnych, płyt stropowych poprzez wieńce z płytami stropowymi przeciwległego przęsła,
- połączenia płyt stropowych ze słupami skrajnymi lub ekwiwalentnie z wieńcami wykonywanymi wzdłuż belek skrajnych,
- pionowe pręty łączące słupy sąsiednich konstrukcji.

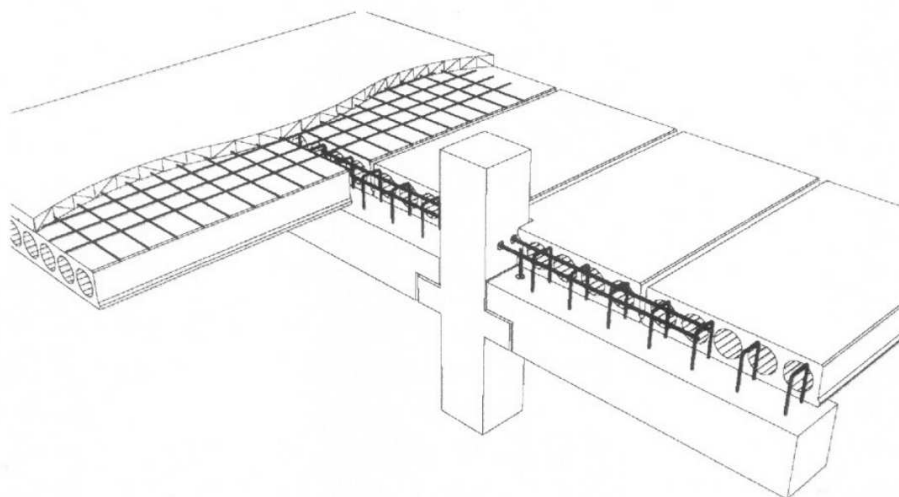


Rys. 5. Powiązania potrzebne ze względu na oddziaływania wyjątkowe [6] wieńce obwodowe:

$$F_{tie, per} = l_i \times 10 \text{ kN/m} \leq 70 \text{ kN}$$

powiązania wewnętrzne:  $F_{tie, int} = 20 \text{ kN/m}$ ;  $F_{tie} = 0,5(l_1 + l_2) \times 20 \text{ kN/m}$   
 $\leq 70 \text{ kN}$  powiązania poziome:  $F_{tie, col} = 150 \text{ kN/m}$  (słup) lub  $F_{tie, fac} = 20 \text{ kN/m}$  (ściana)

W dokumencie europejskim [15], który można traktować jako wiodący w tematyce stosowania płyt stropowych  $h_c$  i sprężonych płyt kanałowych sformułowano wymagania o ich łączeniu/zszywaniu (pręty zszywające – krótkie pręty, odpowiednio kotwione, stosowane przede wszystkim w celu przenoszenia sił ścinających) sprężonych płyt stropowych wzdłuż krawędzi ścian usytuowanych równoległe do kierunku rozpiętości tych płyt.



Rys. 6. Płyty stropowe oparte na górnych powierzchniach belek żelbetonowych. Zespolenie przez warstwę nadbetonu oraz zbrojenie zszywające w postaci prętów obetonowanych w otwartych kanałach płyt stropowych i/lub w spoinach między elementami stropowymi

Przykład rozwiązania konstrukcyjnego wymienionych wieńców i połączeń płyt stropowych pokazano na rys. 6; rozwiązanie te od strony jakościowej znane są w praktyce w Polsce, aktualizacja ilościowa w wielu przypadkach może okazać się uzasadniona i celowa.

#### 4. Modele obliczeniowe wtórnych ustrojów nośnych

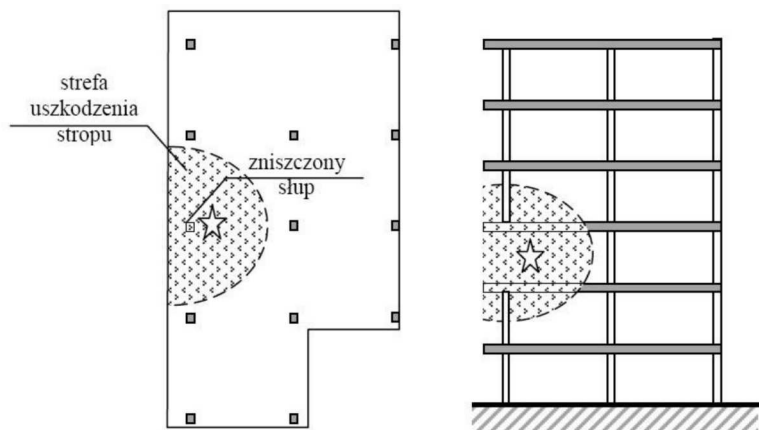
##### 4.1 Zakres zniszczenia lokalnego

Zaprojektowanie wtórnego ustroju nośnego szkieletowego powinno być poprzedzone identyfikacją elementów konstrukcyjnych uznawanych za zniszczone – rys. 7. Warunki podane w dokumencie europejskim [5] są niestety sformułowane nieprecyzyjnie i stanowią przedmiot nieporozumień odnośnie ich interpretacji (takie kontrowersje autorzy obserwują między innymi podczas zebrań Komisji fib „Prefabrykacja”).

Zgodnie z wcześniej omówioną filozofią ujęcia zaleca się, w celu dokonania identyfikacji wtórnego ustroju nośnego, przyjęcie założenia, że:

- w wyniku zdarzenia o charakterze sytuacji wyjątkowej wyeliminowany został jeden słup w zakresie jednej kondygnacji,
- zakres zniszczonych fragmentów, otaczających ten słup, stropów (poniżej i powyżej) nie ma istotnego znaczenia, bo nie jest celem zaprojektowanie wtórnego ustroju nośnego.

Określenie stosowane w [16] „dopuszczalne granice wpływu uszkodzenia miejscowego” do dyskutowanej tu strefy też wydaje się mało uzasadniona. Zniszczenie jednego słupa w przypadku większych rozpiętości płyt oznaczać może, że wymiar prostokąta strefy uszkodzonej przylegającego do krawędzi tarczy stropowej zbliża się do granicy  $100 \text{ m}^2$ , a w wielu przypadkach granica ta jest wyraźnie przekraczana. Przykładowo, gdy  $l_b \approx 6 \text{ m}$  i  $l_{pi} = 9 \text{ m}$ , powierzchnia prostokąta strefy uszkodzonej wynosi ok.  $108 \text{ m}^2$  (gdy zniszczeniu ulega słup wewnętrzny wymiary tego prostokąta są dwukrotnie większe).



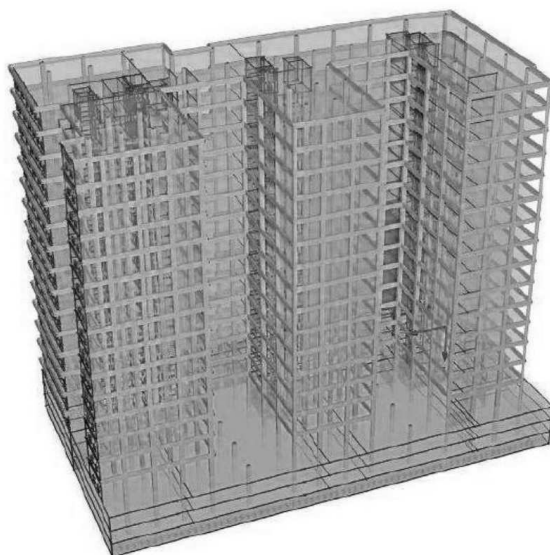
Rys. 7. Zasięg uszkodzeń w przypadku usunięcia jednego słupa na kondygnacji [5]

Autorzy referatu uważają, że wymiary podane w dokumencie [5] odnośnie strefy uszkodzonej przy krawędzi tarczy należy traktować jako wskazujące realny zakres przypadków przy projektowaniu wtórnego ustroju nośnego budynku szkieletowego. Strefa uszkodzenia większa od tu wskazanej jest już trudniejszym przypadkiem wtórnego ustroju nośnego wymagającym wykorzystania większej liczby wspomagających środków konstrukcyjnych.

W odniesieniu do uszkodzonego słupa zlokalizowanego wewnątrz rzutu proponuje się podwojenie „powierzchni granicznej” tj. przyjmowanie  $F_{stru} = 200 \text{ m}^2$ .

#### 4.2 Model globalny – model lokalny

Konstrukcję szkieletową, w której nastąpiło wyeliminowanie jednego słupa (w jednej kondygnacji), odtworzyć można z pomocą modelu globalnego i lokalnego.



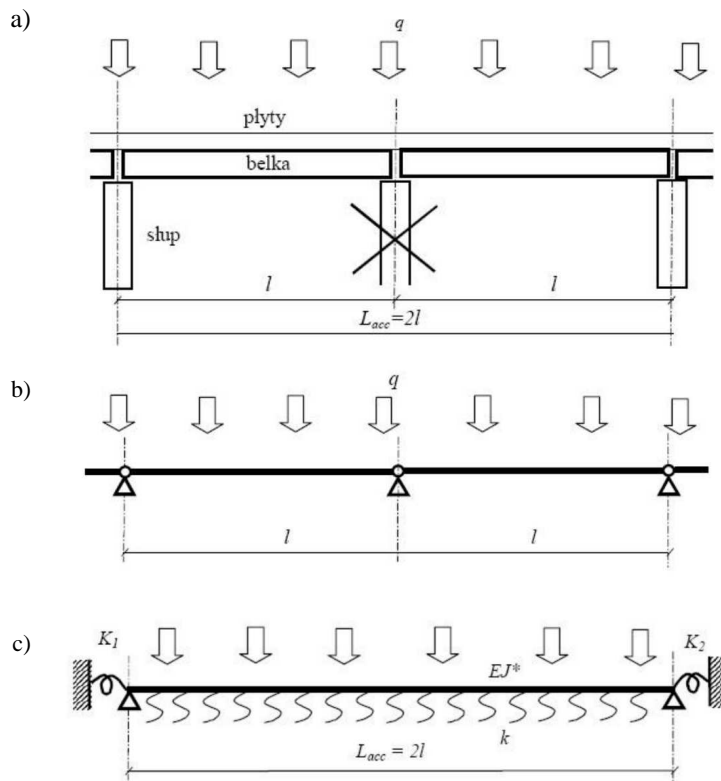
Rys. 8. Model globalny prefabrykowanej konstrukcji szkieletowej

Model globalny (rys. 8) stosowany jest tylko w celu analizy skutków wzrostu obciążeń poszczególnych słupów znajdujących się wokół strefy uszkodzonego elementu, podkreśla się że najczęściej słupy te charakteryzują się dostatecznymi rezerwami nośności w aspekcie wzrostu ich obciążeń pionowych reprezentowanych przez wyznaczone siły podłużne. Zagadnieniem „przemilczanym” we wszelkich dokumentach międzynarodowych są skutki jednoczesnego działania na słupy sił podłużnych wyznaczonych po uwzględnieniu redystrybucji obciążeń (wyznaczanych z pomocą modeli globalnych) oraz poziomych sił (wyznaczanych z pomocą modeli lokalnych).

Model lokalny (rys. 9) stosowany jest w celu zbadania możliwości stabilizacji fragmentu konstrukcji stropu znajdującego się bezpośrednio w strefie zniszczenia i zaprojektowania wtórnego ustroju nośnego tworzonego przez układy belki – płyty stropowe.

Szczegółowych analiz obliczeniowych i decyzji konstrukcyjnych wymagają układy belek i opartych na nich płyt, najczęściej ze sobą zespolone. Usunięcie jednego słupa oznacza potencjalny czterokrotny wzrost momentu zginającego belkę i dwukrotny wzrost siły poprzecznej w strefie przypodporowej. W rzeczywistości przyrosty te nie są aż tak duże, ponieważ:

- sprawdzenie nośności wtórnego ustroju konstrukcyjnego przeprowadza się przyjmując do obliczeń wartości charakterystyczne ciężaru konstrukcji oraz obciążenia użytkowe dodatkowe zredukowane (współczynnik redukcji najczęściej równy jest 0,8),
- w modelu obliczeniowym, tym globalnym i tym lokalnym, uwzględnia się tzw. rezerwy nośności pomijane przez projektanta w zakresie obliczeń dotyczących sytuacji trwałej.



Rys. 9. Model lokalny – przykładowa konstrukcja prefabrykowana: a) widok b) model obliczeniowy w sytuacji trwałej c) model obliczeniowy w sytuacji wyjątkowej



O stopniu wzrostu sił wewnętrznych decyduje kilka czynników odpowiednio do utworzonego układu konstrukcyjnego zasadniczo różniącego się od układu konstrukcji w sytuacji trwałej. Ta nowa konstrukcja – w sytuacji wyjątkowej – może być ustrojem belkowo-płyto-owym (systemem konstrukcyjnym, w którym dominującą funkcję spełniają belki pozostające w stanie zginania i współpracujące z belkami płyty stropowe) lub ustrojem membranowym; (systemem konstrukcyjnym powstający po lokalnym uszkodzeniu jednego elementu nośnego, o cechach konstrukcji membranowej (wiszącej)).

Jako pierwszoplanowy rozważany jest zwykle ustrój belkowo-płyto-owy, który w pewnych swoich strefach ulega uplastycznieniu (stal w najbardziej wyteżonych przekrojach), możliwa jest też forma mieszana to jest ustrój belkowo-membranowy.

Specyficznym zagadnieniem przy projektowaniu wtórnego ustroju nośnego, szczególnie konstrukcji prefabrykowanej, jest strefa tak zwanego karbu to jest podpory w miejscu usuniętego słupa; w strefie tej występują:

- połączenia belek ze wspornikami słupa (np. po dwa dyblujące pręty  $\phi 16$ ),
- uciągnięcia stwarzane przez dolne pręty w wieńcu.

Nawet, jeśli odcinek słupa w kondygnacji objętej zniszczeniem lokalnym ulegnie wyeliminowaniu wraz z prętami dyblującymi, to jednak w kondygnacjach powyżej połączenia te będą zachowane i wtedy wyższe kondygnacje „podwieszają” tą jedną w poziomie strefy zniszczenia.

Wtórny ustrój nośny może być wspomagany przez tak zwane mocne elementy uzupełniające wtórne ustroje nośne: muszą one wytrzymać oddziaływania wyjątkowe i muszą sprostać warunkom zaistniałym we wtórnym ustroju nośnym.

### 4.3 Obciążenia wtórnego ustroju nośnego

Zgodnie z przyjętą filozofią projektowania wtórnego ustroju nośnego kombinacja oddziaływań odnosi się do sytuacji zaistniałej jako skutek wydarzenia wyjątkowego. W dotychczas stosowanej normie polskiej [7] kombinację obciążeń wyrażał następujący wzór:

$$E_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} G_{ki} + 0,8 \sum_{j=1}^n \gamma_{Qj} Q_{kj} + A_d$$

przy czym dzielając w pełni opinie wyrażone w [16] w sytuacji po zaistnieniu zdarzenia wyjątkowego  $A_d = 0$  oraz przyjmuje się wartości współczynników obciążenia 1,0.

Kontrowersyjną sprawą jest odtwarzanie w analizowanych schematach obliczeniowych efektów dynamicznych. Autorzy nie podzielają słuszności zalecenia o stosowaniu mnożnika zwiększającego 2, jakie znalazło się między innymi w dokumencie normowym [5].

Zaproponowana metodyka obliczania wtórnego ustroju nośnego uwzględnia zmiany cech sztywnościowych w nim następującej jest to argument za znacznym obciążeniem wartości tak zwanego współczynnika dynamicznego. Styk poziomy i styki pionowe w połączeniu belek z wieńcem z płytami stropowymi są ośrodkami rozpraszającymi energię, i to uzasadnia przyjęcie w [10], w odniesieniu do konstrukcji prefabrykowanych, wartości współczynnika dynamicznego 1,3.

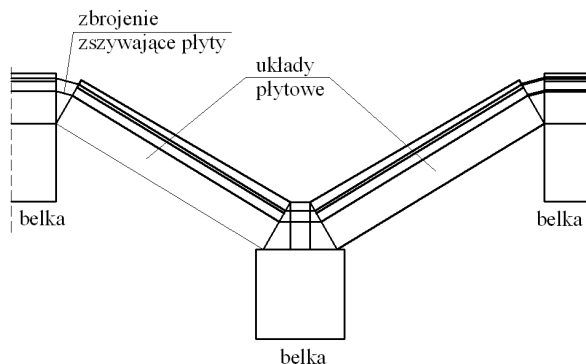
### 4.4 Cechy materiałowe w sytuacji wyjątkowej

Do obliczeń wtórnych ustrojów nośnych zaleca się przyjmować charakterystyczną granicę plastyczności stali zbrojeniowej oraz charakterystyczne parametry (cechy wytrzymałościowe) betonu.

### 5. Rezerwy nośności ustroju w sytuacji wyjątkowej

W obliczeniach ustroju konstrukcyjnego z uwagi na oddziaływania wyjątkowe uwzględniać można (należy) następujące rezerwy nośności:

- układy stropów projektowane, jako tak zwane jednokierunkowe, w sytuacji trwałej mogą być odpowiednio przygotowane do stabilizacji w sytuacji wyjątkowej jako tak zwane dwukierunkowe; powyższa zmiana układu oznacza możliwość zredukowania obciążenia przenieszonego przez główny element wtórnego ustroju nośnego to jest belkę o podwójnej rozpiętości,
- w konstrukcjach prefabrykowanych wypełnienia spoin pomiędzy płytami spełniają funkcję dyblującą, dzięki czemu część obciążeń we wtórnym ustroju nośnym przenoszona jest bezpośrednio „z płyty na płytę” z ominięciem głównego elementu nośnego to jest belek,
- występujące w konstrukcjach prefabrykowanych uciąglenia na podporach belek i płyt, z reguły niewykorzystywane w obliczeniach dotyczących sytuacji trudnej mogą w sposób bardzo znaczny podwyższać nośność głównego elementu w sytuacji wyjątkowej,
- większość belek sprężonych, zgodnie z nowoczesnymi trendami projektowana jest na fazę określaną mianem „niewystąpienie rys w strefie maksymalnego momentu”,
- do zaprojektowania wtórnego ustroju nośnego wykorzystuje się tak zwane podwieszenie do górnych kondygnacji, są to m. in. wypełnienia pomiędzy elementami konstrukcji szkieletowej wewnątrz budynku lub w płaszczyznach ścian zewnętrznych, wtórny ustrój nośny ma wtedy cechy oznaczane symbolem 3D; wymienione tu wypełnienia pól mogą być konstrukcyjne lub niekonstrukcyjne na przykład gdy są to ściany działowe z materiałów ceramicznych,
- sposobów skonstruowania wypełnień lub tym podobnych podwieszeń jest więcej; jako ciekawostkę można przytoczyć przykład ukrytych stężeń diagonalnych w strefie przy wierzchołku układu nośnego budynków World Trade Center w USA (zniszczonych 11.09.2001 r.).



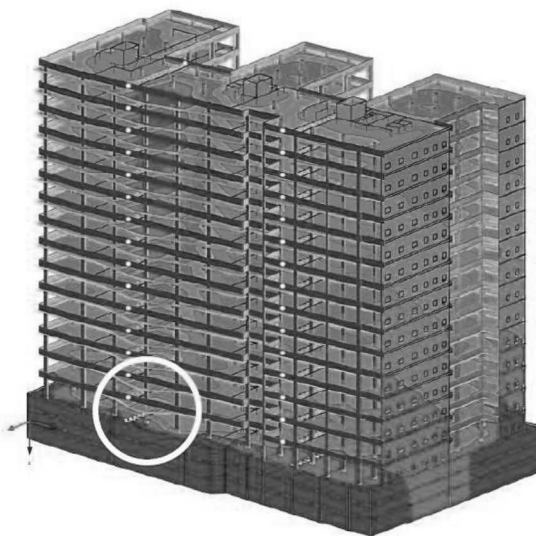
Rys. 10. Układ dwupłytowy

W przypadku konstrukcji prefabrykowanej możliwości jej dowolnego dozbrojenia są ograniczone, z reguły przedmiotem analizy jest ustrój belkowy o podwójnej rozpiętości, ale wykorzystujący efekty uciągleń na podporach oraz efekty wsparcia (reakcji) tzw. układów dwupłytowych (rys. 10) o kierunku rozpiętości prostopadłym do osi belki.

Szereg innych istotnych czynników może być również uwzględnianych w ocenie skutków sytuacji wyjątkowej dla tak opisanego układu, są to m.in.:

- niezamierzona interakcja belka – płyty, której wynikiem jest powstanie tzw. momentu zespolenia (podwojenie rozpiętości belki w sposób znaczący zwiększa wartość szerokości efektywnej przekroju  $b_{eff}$ )
- dowolność (swoboda) dozbrojenia warstwy nadbetonowanej,
- cecha belek strunobetonowych (sprężonych) – wzdłuż całej długości nośność belki na zginanie jest niemal taka sama jak w strefie maksymalnego momentu zginającego,
- zwyczajowo, znana cecha belek sprężonych polegająca na ich projektowaniu z niepełnym wykorzystaniem nośności przekroju limitowanej przez przekrój i nośność stali sprężającej (przy udziale stali nie sprężonej).

W przypadku konstrukcji żelbetowych wielokondygnacyjnych analizując przypadek uszkodzenia słupa dolnej kondygnacji można uwzględnić tzw. podwieszenie do górnych kondygnacji (rys. 11). Znaczące wartości siły podpierającej od podwieszenia, warunkowane są jednak zaistnieniem odpowiednio sztywnego układu – wtórnego ustroju nośnego; może to być na przykład konstrukcja diagonalna rzeczywista lub umownie traktowana jako diagonalna ściana wypełniająca, działowa itp.; ważne jest aby cechy wytrzymałościowe tej konstrukcji zapewniały jej efektywność po zaistnieniu sytuacji wyjątkowej.



Rys. 11. Efekt podwieszenia we wtórnym ustroju konstrukcyjnym

Środkiem do uzyskania niezbędnej nośności belki o podwojonej rozpiętości jest zastosowanie zbrojonej warstwy nadbetonowanej. Korzystne cechy takiego rozwiązania w celu odpowiedniego przystosowania belki zespolonej – w ujęciu ilościowym – można wykazać stosując model obliczeniowy metody pasmowej (pokazano to m. in. w przykładzie zamieszczonym w opracowaniu autorów [10]).

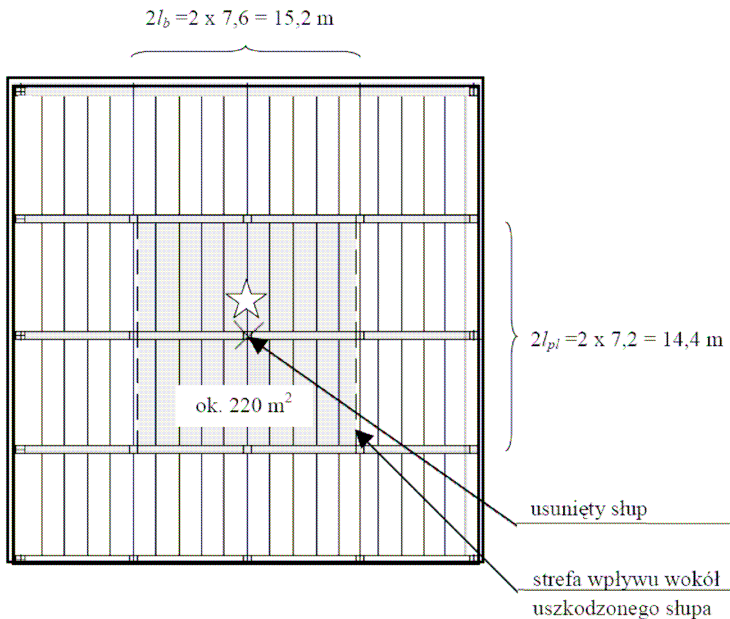
Przekrój belki zostaje podwyższony wzdłuż pasma o szerokości  $b_b + 2b_{eff}$ ; szerokość  $b_{eff}$  wyznaczana jest z uwzględnieniem wpływu zwiększonej rozpiętości belki i poszerzenie to dotyczy albo obu warstw płytowych w przekroju przez płytę albo tylko górnej warstwy płytowej – w obu przypadkach z doliczeniem grubości warstwy nadbetonowanej (szerokość  $b_{eff}$  podlega redukcji w proporcji do cech sprężystych betonu tej warstwy i płyt stropowych).

W przypadku warstwy nadbetonowanej zbrojonej siatką z prętów wzrastają możliwości techniczne uciągania belki w strefach podporowych a to przynosi wymierne skutki w formie skrócenia wymiaru  $l$  (rozpiętości belki) do wymiaru  $l_{eff} < l$ .

Rozwiązaniem alternatywnym – zamiast klasycznej kilkunastymetrowej warstwy nadbetonowanej – mogą być wzmocnienia doklejone w postaci taśm z kompozytów węglowych CFRP.

### 6. Przykład obliczeniowy – wtórny ustrój nośny

Przedmiotem analizy jest wtórny ustrój nośny wytworzony w wyniku oddziaływań wyjątkowych (zniszczony został jeden słup) w szkieletowej prefabrykowanej konstrukcji zespolonej – rys. 12÷13.



Rys. 12. Przykładowy rzut poziomy budynku – oznaczony wtórny ustrój nośny

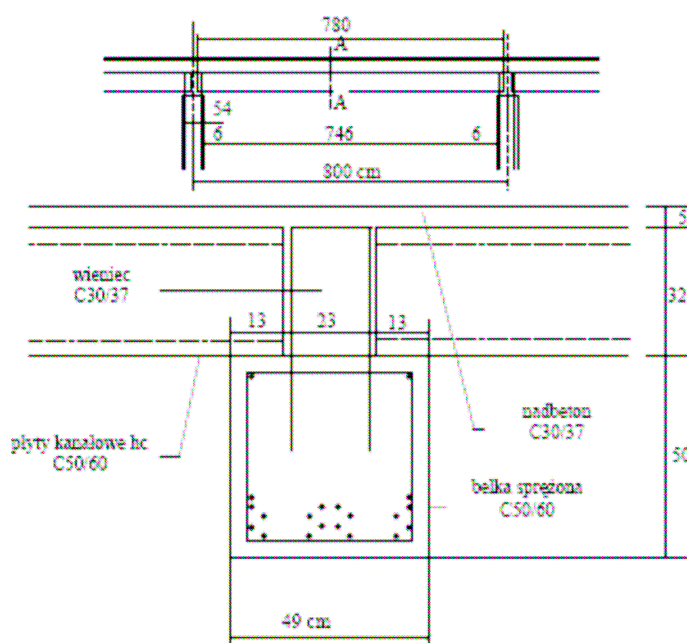
Występująca w układzie belka sprężona była podstemplowana do momentu uzyskania pełnej wytrzymałości wieńca i nadbetonu konstrukcyjnego. Wstępnie zastosowano zbrojenie wieńca 4 splotami ze stali sprężającej Y 1860 s 7 o średnicy  $\phi 13$ . Przewidując efektywny udział warstwy nadbetonowej 0,05 m we wtórnym ustroju nośnym zastosowano jako jej dozbrojenie 2 splotami ze stali sprężającej Y 1860 s 7 o średnicy  $\phi 13$  i nośności pojedynczego splotu  $F_{pk} = 173 \text{ kN}$ . Belki w strefach podporowych mają uformowane po dwa otwory, w które wprowadzane są stalowe trzpienie  $\phi 16$  wystające z końców słupów.

Powierzchniowe obciążenie charakterystyczne na strop  $8,7 \text{ kN/m}^2$  (liniowe na belkę  $70,6 \text{ kN/m}$ ).

#### Sytuacja trwała

Belki projektowane są jako konstrukcje zespolone z płytami i warstwą nadbetonu za pośrednictwem monolitycznego wieńca uformowanego ponad belką w przestrzeni pomiędzy płytami. Zespolenie zapewniają pętle (zamknięte strzemiona  $2 \phi 10$  w rozstawie co 0,15 m. ze stali gatunku St500b) wystające z górnej powierzchni belki. Omawiana konstrukcja

obliczana jest jako ustrój swobodnie podparty, ale skutki zamierzonych uciągleń na podporach wykorzystywanych w celu przystosowania do warunków w sytuacji wyjątkowej sprawdzane są w odniesieniu do wymagań sytuacji trwałej.



Rys. 13. Schemat obliczeniowy wtórnego ustroju nośnego

Zbrojenie w styku płyta-wieniec przyjęto ze stali zbrojeniową St500b (warunek normowy na zbrojenie łączące stosowane z uwagi na sytuacje wyjątkowe tj. konieczności przeniesienia siły 60 kN/m) 2 pręty  $\phi 16$  (na płytę) umieszczone między spoinami płyt. Ponadto w nadbetonie przyjęto siatkę zbrojeniową #8 co 200 mm w obu kierunkach

#### Sytuacja wyjątkowa

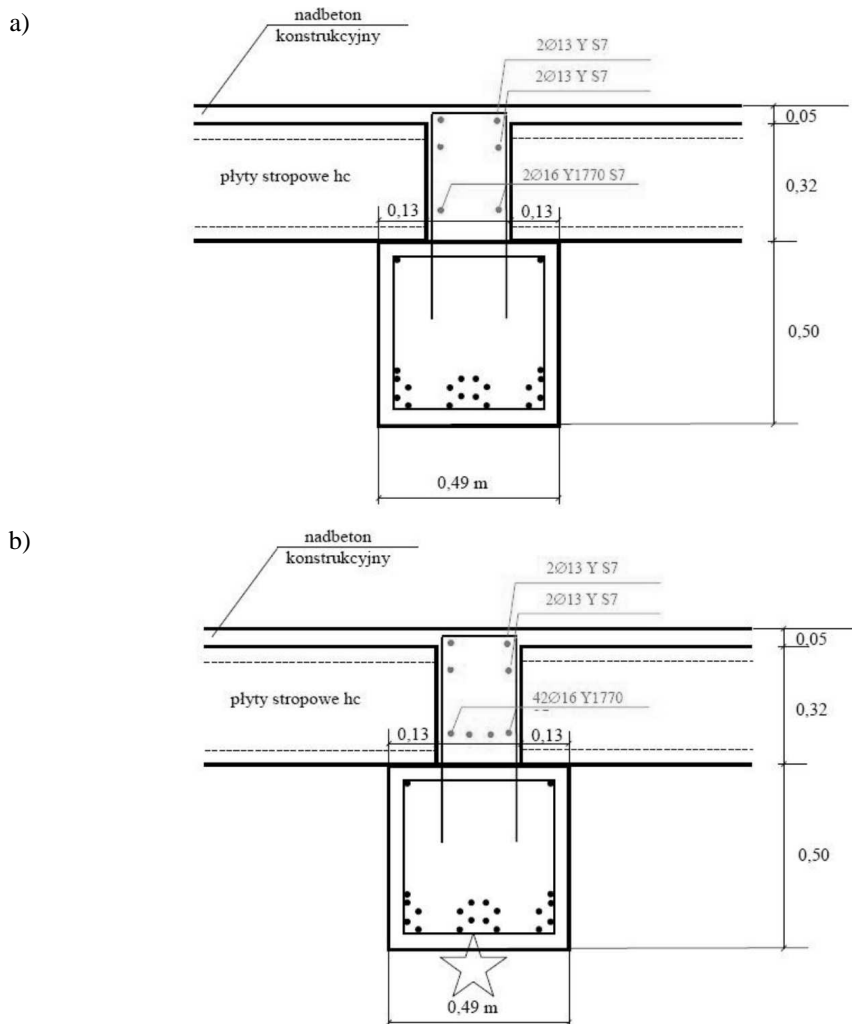
Po usunięciu podpory ujawniają się następujące rezerwy: momenty ujemne, wynikające z uciągleń zbrojenia nad podporami wtórnego ustroju nośnego, odciążający wpływ belek stropowych rozpiętych prostopadle do belek, zwiększona do 2,4 m szerokość efektywna płyty w układzie belka-płyta, zredukowane obciążenia od płyty ze względu na bezpośredni przekaz płyta-płyta.

#### Połączenia nad podporą skrajną:

Przyjęto, że moment o wartości  $M_0 = 832$  kNm przenoszony jest przez sploty ze stali sprężającej, rozmieszczone w wieniec i warstwie nadbetonowej; parametry zbrojenia, wyznaczone z obliczeń [10], są następujące:

- 4 górne sploty  $\phi 13$  ze stali  $f_{pk1} = 1860$  MPa,
- 2 dolne sploty  $\phi 16$  ze stali  $f_{pk1} = 1770$  MPa.

Połączenia nad podporą środkową (w miejscu usuniętego słupa). Wartość momentu zginającego wynosi  $M_1 = 451$  kNm. Przyjęto wstępnie, że głowica słupa zniszczonego pozostaje w strefie oparcia na słupie belek, co oznacza, że w dolnym przekroju przenoszona jest siła rozciągająca ( $F_{vRk} = 140$  kN) przez układ, który tworzą 2 trzpienie  $\phi 16$  zakotwione w końcach belek



Rys. 14. Dodatkowe zbrojenie wtórnego ustroju konstrukcyjnego: a) przekrój nad podporą skrajną b) przekrój przęsłowy (nad podpora uszkodzoną)

Pozostałą część momentu zginającego  $M_2 = 333 \text{ kNm}$  powinno przenosić zbrojenie wieńca w strefie usuniętego słupa i to głównie przez zbrojenie dolne wieńca zwiększone do wartości przekroju odpowiadającego 4 splotom  $\phi 16$  (pewien niedobór nośności może być rekompensowany udziałem górnego zbrojenia wieńca o pozostawionym nie zmienionym przekroju  $2 \phi 13$ ).

## 7. Wnioski

### 7.1 Cecha konstrukcji szkieletowej *robustness*

W terminologii przedmiotu występują dwa pojęcia:

- projektowanie w celu zapobiegania katastrofie postępującej (ang. *design to eliminate progressive collapse*),

– projektowanie w celu nadania cech konstrukcyjnych (ang. *robustness of structure*): zniszczenie jednego elementu pionowego (słupa) nie powoduje wystąpienia, w nieporównywalnie dużym zakresie, zniszczeń innych elementów konstrukcyjnych (to jest częściowego lub całkowitego zniszczenia obiektu tj. katastrofy totalnej).

W interpretacji autorów tego referatu pojęcie *robustness* uwzględnia również, oprócz wymagań z zakresu systemu połączeń, również wymagania o niezbędnych parametrach sztywności konstrukcji jako całości, przeciwstawiającej się obciążeniom poziomym o intensywnościach porównywalnych z obciążeniem od wiatru (w niektórych normach wymagane jest sprawdzanie budynku na działanie zastępczych obciążeń poziomych o wartościach 1÷2% ciężaru budynku).

### 7.2 Ocena metody pośredniej zapobiegania katastrofie postępującej

Metoda pośrednia (ang. *indirect design approach*) przyczynia się do korzystniejszego przystosowania konstrukcji do sytuacji wyjątkowej, ale określone odpowiednio do tej koncepcji parametry połączeń nie gwarantują powstania stabilnego wtórnego ustroju nośnego. Negatywna ocena tej koncepcji dotyczy również jej realizacji poprzez zestaw wymagań konstrukcyjnych ujętych w załączniku dokumentu europejskiego [5].

Do tej negatywnej oceny wymienionych wymagań normowych [5] dodaje się fakt dość zasadniczych rozbieżności co do ilościowych skutków postanowień EC1 w konfrontacji z postanowieniami normy EC2 [6] w odniesieniu np. do zbrojenia wieńców i połączeń w konstrukcjach prefabrykowanych.

### 7.3 Projektowanie według koncepcji metody bezpośredniej

Szczególnie rekomendowaną koncepcją projektowania obiektu o cechach *robustness* jest zaprojektowanie wtórnego ustroju nośnego (czyli przyjęcie koncepcji *direct design approach*). Zaleca się stosowanie tej koncepcji w zakresie znacznie szerszym niż sugeruje to dokument EC1 [4] w odniesieniu do bardzo specjalnych „ważnych” obiektów budowlanych.

Rozmiar strefy potencjalnego zniszczenia należy określić w następujący, jednoznaczny i niekontrowersyjny sposób, „jeden słup może ulec całkowitemu zniszczeniu w zakresie jednej kondygnacji”.

W odniesieniu do wszystkich obiektów monolitycznych i prefabrykowanych niezależnie od ich funkcji i liczby kondygnacji, obowiązują wymagania o połączeniach wieńcami i prętami łączącymi, oraz o uciążeniu połączeń „słup-słup” (zwykle umiejscowione w poziomie stropu lub posadowienia słupa w fundamencie). W odróżnieniu jednak od zasad stosowania tu krytykowanej koncepcji pośredniej przekroje zbrojenia wieńców i połączeń są wyznaczane na podstawie metodyki obliczania wtórnego ustroju nośnego.

W zespole konstrukcji prefabrykowanej typu belka-płyty stropowe występuje szereg stref, w których może dokonywać się rozpraszanie energii w kulminacyjnej fazie zaistnienia modelu sytuacji wyjątkowej. Nieuzasadnione są zatem sugestie o odtworzeniu takiej sytuacji z wyróżnieniem maksymalnie dużych wartości, tak zwanego zastępczego współczynnika dynamicznego, szczególnie, gdy przyjmuje się dość rygorystycznie ograniczenia naprężeń w wieńcach i łącznikach. Do takich „zawyżonych” proporcji zaliczyć należy wartości tego współczynnika zalecane w normie EC 1 [5] (większe od 2).

W referacie omówiono postępowanie w celu wyznaczenia minimalnych przekrojów zbrojenia wieńca (górnego i dolnego strefy); parametry techniczne tych „warstw” zbrojenia są relatywnie duże, ale realne do skonstruowania; w określonych sytuacjach możliwe jest „zaoszczędzenie” tego zbrojenia m.in. poprzez przyjęcie innego niż tu opisany modelu obliczeniowego.

#### **7.4 Perspektywa zasilania tematyki odporności konstrukcji prefabrykowanych w sytuacjach pożarowych.**

Wtórne ustroje nośne powstawać mogą również w sytuacjach pożarowych; nie są to identyczne modele obliczeniowe do tych reprezentowanych tu przez model belki o podwójonej rozpiętości. W niektórych aspektach ten opisany tu model może okazać się bardzo pomocny (i realny do zastosowania) w tematyce odporności ogniowej konstrukcji prefabrykowanej. Te dolne pręty (2 lub więcej) dyskutowane w referacie są dobrze ukryte przed wpływem temperatury w sytuacji pożarowej.

#### **7.5 Inne modele obliczeniowe**

Propozycje europejskie – wciąż jeszcze pozostające w fazie dopracowań – zmierzają właściwie bardziej w kierunku modeli obliczeń kojarzących się z układami membranowymi lub ciągnowymi; modelom tym poświęcono wiele miejsca w rekomendacji Komisji fib [8].

#### **Literatura**

1. Griffiths H., Pugsley A., Saunders O.: Report of the inquiry into the collapse of flats at Ronan Point, Canning Town, Her Majesty's Stationery Office, London 1968,
2. Sasani M., Bazan M., Sagirolgi S.: Experimental and analytical progressive collapse evaluation of actual reinforced concrete structure, *ACI Structural Journal* 11/12 2007,
3. Sasani M., Sagirolgi S.: Gravity load redistribution and progressive collapse resistance of 20-story reinforced concrete structure following loss of interior column, *ACI Structural Journal* 11/12/2010,
4. PN EN 1990: Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji, PKN 2004,
5. PN-EN 1991-1-7: Eurokod 2 – Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-7: Oddziaływania ogólne – oddziaływania wyjątkowe, PKN 2008,
6. PN-EN 1992-1-1: Eurokod 2 – Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, PKN 2008,
7. PN-B-03264: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie, PKN 2002,
8. Structural Integrity of Precast Concrete Structures under Accidental Actions, fib Commission on Prefabrication, Task Group 6.9, draft February 2011,,
9. Cholewicki A., Henclewski T., Lewicki B., Makulski W., Samborski J.: Instrukcja zabezpieczania budynków prefabrykowanych przed katastrofą rozprzestrzeniającą się, COBPBO Warszawa 1984 i 1986,
10. Cholewicki A., Szulc J., Nagórski T.: Wytyczne projektowania żelbetowych budynków szkieletowych w celu ograniczenia ryzyka katastrofy postępującej, ITB – (w redakcji)
11. Hulme T. W., Oarmar H.S., Hon K.H., Dripathy P.: The collapse of the Hotel New World, Singapore a technical inquiry, *The Structural Engineer*, Volume 71 (nr 6) 16, March 1993,
12. Westra A.: Brand recognition, pricing and added value, *BIBM Congress Amsterdam 2005*,
13. Engels Th.: Progressive collapse: do we have the correct approach, *BIBM Congress, Amsterdam 2005*,
14. Kiernożycki W., Adamczyk A.: Katastrofa na budowie centrum handlowego w Szczecinie, *Inżynieria i Budownictwo* nr 8/2001,
15. PN EN 1168+A2:2009 (oryg.): Prefabrykaty z betonu. Płyty kanałowe, PKN
16. Starosolski W.: Zabezpieczenie ustrojów przez obciążeniami wyjątkowymi, *XXV Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, PZITB Szczyrk 2010*.